

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE
3 EDIFICACIONES DUALES DE CONCRETO ARMADO DE
DIFERENTES ALTURAS”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JUANA EVA GRESIA MUNAYCO

ASESOR

Dr. LUIS GABRIEL QUIROZ TORRES

LIMA - PERÚ

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Gresia Munayco, Juana Eva

jgresiam@uni.pe

987398748

*Dedico este trabajo a
mis padres Gladys y Antonio,
mi hermano Antonio,
mi querido Jorge,
que me acompañan siempre
en cada etapa de mi vida.*

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Gladys y Antonio y por todo su cariño, comprensión y apoyo que me han brindado siempre. A mi hermano Antonio por todo el apoyo incondicional. A Jorge por el apoyo, comprensión y motivación durante todo este tiempo.

Agradezco en forma especial al Dr. Luis Gabriel Quiroz Torres por su disponibilidad para el asesoramiento y supervisión de la presente tesis durante todo el tiempo en que se desarrolló.

Así mismo, quiero agradecer a los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería por los conocimientos brindados durante mi etapa de estudiante.

ÍNDICE

RESUMEN.....	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE TABLAS.....	7
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	14
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	16
1.1 GENERALIDADES	16
1.2 PROBLEMÁTICA	16
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivo General	17
1.3.2 Objetivos Específicos	17
1.4 METODOLOGÍA.....	17
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	19
2.1 CONCEPTO DE DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO	19
2.1.1 Concepto de VISION 2000	19
2.1.2 Concepto de ATC-40.....	19
2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	20
2.2.1 Propuesta de VISION 2000	20
2.2.1.1 Niveles de comportamiento estructural	21
2.2.1.2 Niveles de comportamiento no estructural	22
2.2.2 Propuesta de ATC-40.....	23
2.2.2.1 Nivel de desempeño para elementos estructurales	23
2.2.2.2 Nivel de desempeño para elementos no estructurales	24
2.2.2.3 Nivel de desempeño de la estructura	25
2.3 NIVELES DE SISMO DE DISEÑO.....	27
2.3.1 Propuesta de VISION 2000	27
2.3.2 Propuesta de ATC-40.....	27
2.4 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	28
2.4.1 Propuesta de VISION 2000	28

2.4.2	Propuesta de ATC-40.....	29
2.5	MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	29
2.5.1	Modelo de esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo	29
2.5.2	Modelo de esfuerzo - deformación para el concreto	30
2.6	MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS.....	33
2.6.1	Relación momento - curvatura.....	33
2.6.1.1	Modelo simplificado propuesto por ASCE 41-13	34
2.6.2	Rótula plástica.....	36
2.6.2.1	Longitud de rótula plástica	37
2.7	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER.....	39
2.7.1	Capacidad estructural.....	39
2.7.1.1	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	41
2.7.1.2	Espectro de capacidad.....	42
2.7.2	Demanda sísmica.....	44
2.7.2.1	Demanda sísmica según N.T.P. – E.030.....	44
2.7.2.2	Espectro de demanda	45
2.7.2.3	Amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta	45
2.7.3	Punto de desempeño	51
2.7.3.1	Método del espectro capacidad - demanda.....	51
CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES, ANÁLISIS		
Y DISEÑO POR RESISTENCIA.....		
		56
3.1	DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES.....	56
3.1.1	Elementos estructurales	57
3.1.2	Materiales.....	58
3.1.3	Cargas	58
3.1.4	Parámetros sismorresistentes	58
3.2	ANÁLISIS SÍSMICO	59
3.2.1	Aceleración espectral	59
3.2.2	Periodos y modos de vibración.....	60
3.2.3	Desplazamientos y distorsiones	65
3.2.4	Fuerza cortante en la base.....	68
3.2.4.1	Método estático.....	69
3.2.4.2	Método dinámico.....	70
3.3	DISEÑO POR RESISTENCIA	70

3.3.1	Combinaciones de carga.....	71
3.3.2	Diseño de vigas.....	71
3.3.3	Diseño de columnas.....	73
3.3.4	Diseño de muros.....	77
CAPÍTULO IV: CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD		80
4.1	MODELO INELÁSTICO DE LOS MATERIALES.....	80
4.1.1	Acero de refuerzo.....	80
4.1.2	Concreto.....	80
4.2	DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LOS ELEMENTOS	81
4.2.1	Vigas.....	82
4.2.2	Columnas.....	83
4.2.3	Muros.....	84
4.3	CURVA DE CAPACIDAD	87
4.3.1	Resultados del análisis estático no lineal (Pushover)	87
4.3.2	Representación bilineal	89
4.3.3	Espectro de capacidad.....	93
CAPÍTULO V: CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE DEMANDA		
Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....		100
5.1	DEMANDA SÍSMICA.....	100
5.1.1	Espectro de demanda	101
5.1.2	Reducción del espectro de demanda	104
5.2	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS.....	105
5.2.1	Punto de desempeño	105
5.2.2	Evaluación del desempeño sísmico.....	120
CONCLUSIONES.....		130
RECOMENDACIONES.....		132
BIBLIOGRAFÍA.....		133
ANEXOS		136

RESUMEN

En los últimos años, las edificaciones de mediana y gran altura en el Perú vienen incrementando su demanda en diferentes regiones del país, centrándose especialmente en la ciudad de Lima, debido al boom inmobiliario. Estas edificaciones, en su mayoría de concreto armado y de sistema dual, ante eventos sísmicos pasados han presentado comportamientos y fallas diferentes a las supuestas en la etapa de diseño, esto debido a que la metodología que se ha venido aplicando no contempla el desempeño en un rango no lineal de las estructuras. Es por esto que surge la necesidad de abarcar la no linealidad de las edificaciones para determinar su desempeño, así como también cuantificar el daño en los elementos.

En el presente trabajo se evalúan y comparan 3 edificaciones duales de concreto armado de 6, 10 y 15 niveles, presentando similares características y configuraciones geométricas. Se determina el comportamiento de las edificaciones, evaluando el desempeño de estas edificaciones diseñadas siguiendo la metodología de "Diseño por resistencia" aplicando la metodología de "Diseño basado en el desempeño".

Se determina la capacidad más allá del límite elástico haciendo uso del análisis estático no lineal "Pushover". Se obtiene el espectro elástico de demanda según la norma E.030 y el espectro de demanda reducido según ATC-40. Una vez definidos los espectros de capacidad y demanda, se obtienen los puntos de desempeño, los cuales con base en los objetivos de desempeño según VISION 2000, se obtiene el nivel de desempeño de las edificaciones.

Finalmente, el aporte principal recae en la evaluación de las edificaciones ante diferentes solicitaciones sísmicas, concluyéndose que habiendo cumplido con los requerimientos del "Diseño por resistencia", hay edificaciones que no necesariamente presentan el desempeño esperado ante ciertas solicitaciones sísmicas. Así mismo, se recomienda seguir con la aplicación de la metodología de "Diseño basado en el desempeño" haciendo uso de registros sísmicos mediante un análisis dinámico no lineal.

ABSTRACT

In recent years, medium and high-rise buildings in Peru have been increasing their demand in different regions of the country, especially in the city of Lima, due to the real estate boom. These buildings, mostly of reinforced concrete and dual system, at past seismic events have presented different behaviors and failures than those assumed in the design stage, this is because the methodology that has been applying does not contemplate the performance in a non-linear range of structures. For this reason, surge the need to cover the non-linearity of buildings to determine their performance and also quantify the damage of the elements.

In the present work, 3 dual system buildings of reinforced concrete of 6, 10 and 15 stories are evaluated and compared, these buildings present similar characteristics and geometric configurations. The behavior of the buildings is determined evaluating the performance of these buildings designed following the methodology of "Resistance design" applying the methodology of "Performance based design".

The capacity beyond the elastic limit is determined using the non-linear static analysis "Pushover". The elastic demand spectrum is obtained according to the peruvian code E.030 and the reduced demand spectrum according to ATC-40. Once the capacity and demand spectra are defined, the performance points are obtained, and based on the performance objectives according to VISION 2000, is obtained the level of performance of the buildings.

Finally, the main contribution falls in the evaluation of the buildings for different seismic requests, concluding that having complied with the requirements of the methodology of " Resistance design", there are buildings that do not necessarily present the expected performance for certain seismic requests. In addition, it is recommended to continue with the application of the methodology of "Performance based design" using seismic records through a nonlinear dynamic analysis.

PRÓLOGO

Diversas normas sismorresistentes, incluyendo la norma peruana, tienen como filosofía de diseño, el de evitar el colapso de las estructuras durante sismos de gran intensidad, así mismo, que estas no presentan daños de consideración durante sismos moderados. Sin embargo, el comportamiento que presentan las estructuras durante sismos de distintas características, sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria.

Ante esto, surge el concepto de “Diseño basado en el desempeño”, el cual califica el desempeño de una edificación, con base en el desempeño ideal que debería tener una edificación según su importancia y comportamiento ante diversos eventos sísmicos.

La presente tesis se enfoca en evaluar el desempeño mediante el análisis estático no lineal de estructuras de sistema dual de concreto armado ante diversas sollicitaciones sísmicas.

En el análisis no lineal de las estructuras, el aporte de esta tesis recae en que se realiza una revisión de los modelos de comportamiento no lineal en muros, con lo cual se obtienen resultados numéricos que se ajustan bien a resultados experimentales.

En la evaluación del desempeño, se comparan los resultados obtenidos con la filosofía de diseño de la norma peruana, lo cual permite validar el diseño por resistencia realizado con base en la norma peruana para una determinada sollicitación sísmica (sismo de diseño).

Dr. Luis Gabriel Quiroz Torres

Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 2.1 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.....	21
Tabla N° 2.2 Niveles de comportamiento estructural y no estructural.....	23
Tabla N° 2.3 Niveles de desempeño de las estructuras.....	26
Tabla N° 2.4 Niveles de sismo de diseño propuesto por VISION 2000.....	27
Tabla N° 2.5 Objetivos de desempeño propuesto por VISION 2000.....	28
Tabla N° 2.6 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.....	29
Tabla N° 2.7 Ecuaciones y valores aproximados de longitud de rótula plástica....	38
Tabla N° 2.8 Clasificación del comportamiento estructural.....	49
Tabla N° 2.9 Valores del factor de modificación de amortiguamiento (κ).....	50
Tabla N° 2.10 Valores mínimos permitidos de SRA y SRV.....	50
Tabla N° 3.1 Parámetros sísmicos de las edificaciones.....	58
Tabla N° 3.2 Periodos y participación de masa de la edificación de 6 niveles.....	60
Tabla N° 3.3 Periodos y participación de masa de la edificación de 10 niveles.....	61
Tabla N° 3.4 Periodos y participación de masa de la edificación de 15 niveles.....	62
Tabla N° 3.5 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 6 niveles.....	66
Tabla N° 3.6 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 10 niveles.....	67
Tabla N° 3.7 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 15 niveles.....	68
Tabla N° 3.8 Fuerza cortante basal estático en la dirección X.....	69
Tabla N° 3.9 Fuerza cortante basal estático en la dirección Y.....	69
Tabla N° 3.10 Fuerza cortante basal dinámico en la dirección X.....	70
Tabla N° 3.11 Fuerza cortante basal dinámico en la dirección Y.....	70
Tabla N° 3.12 Datos para diseño por flexión de vigas.....	71
Tabla N° 3.13 Espaciamiento de reforzamiento transversal de las vigas.....	72
Tabla N° 3.14 Longitud de reforzamiento transversal de las columnas.....	75
Tabla N° 3.15 Espaciamiento de reforzamiento transversal de las columnas.....	76
Tabla N° 4.1 Parámetros de esfuerzo – deformación para la viga V40x60 y columna C40x40 del edificio de 6 niveles.....	82
Tabla N° 4.2 Cargas axiales para la columna C40x40 del edificio de 6 niveles.....	83

Tabla N° 4.3 Parámetros del muro SW8.....	86
Tabla N° 4.4 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 6 niveles.....	90
Tabla N° 4.5 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 10 niveles.....	91
Tabla N° 4.6 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 15 niveles.....	92
Tabla N° 4.7 Propiedades dinámicas del edificio de 6 niveles.....	93
Tabla N° 4.8 Propiedades dinámicas del edificio de 10 niveles.....	93
Tabla N° 4.9 Propiedades dinámicas del edificio de 15 niveles.....	94
Tabla N° 4.10 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 6 niveles.....	94
Tabla N° 4.11 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 10 niveles.....	95
Tabla N° 4.12 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 15 niveles.....	96
Tabla N° 5.1 Parámetros sísmicos para el sismo de diseño (SD).....	100
Tabla N° 5.2 Aceleraciones asociadas a los sismos de diseño.....	100
Tabla N° 5.3 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo de servicio (SS).....	101
Tabla N° 5.4 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo de diseño (SD).....	102
Tabla N° 5.5 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo máximo (SM).....	103
Tabla N° 5.6 Factores de reducción (SRA y SRV) para diferentes amortiguamientos efectivos.....	104
Tabla N° 5.7 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 6 niveles.....	106
Tabla N° 5.8 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 6 niveles.....	106
Tabla N° 5.9 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 6 niveles.....	107
Tabla N° 5.10 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 10 niveles.....	111

Tabla N° 5.11 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 10 niveles.....	111
Tabla N° 5.12 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 10 niveles.....	112
Tabla N° 5.13 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 15 niveles.....	116
Tabla N° 5.14 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 15 niveles.....	116
Tabla N° 5.15 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 15 niveles.....	117
Tabla N° 5.16 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 6 niveles.....	124
Tabla N° 5.17 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 10 niveles.....	124
Tabla N° 5.18 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 15 niveles.....	125
Tabla N° 5.19 Desempeño de la edificación de 6 niveles para los sismos de diseño.....	129
Tabla N° 5.20 Desempeño de la edificación de 10 niveles para los sismos de diseño.....	129
Tabla N° 5.21 Desempeño de la edificación de 15 niveles para los sismos de diseño.....	129

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1 Diagrama de flujo del marco conceptual de la “Ingeniería basada en el desempeño”.....	20
Figura N° 2.2 Sectorización de la curva de capacidad.....	22
Figura N° 2.3 Niveles de desempeño.....	26
Figura N° 2.4 Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo del acero de refuerzo.....	30
Figura N° 2.5 Modelo de Mander para el concreto confinado.....	32
Figura N° 2.6 Factor de confinamiento para elementos cuadrados y rectangulares.....	33
Figura N° 2.7 Ejemplo de diagrama de momento – curvatura de una sección de concreto armado.....	34
Figura N° 2.8 Relaciones de momento – curvatura y modelo según ASCE 41-13.....	36
Figura N° 2.9 Modelo bilineal de momento – curvatura.....	37
Figura N° 2.10 Concentración de rótulas en los extremos y longitud plástica.....	38
Figura N° 2.11 Curva de capacidad de una estructura.....	39
Figura N° 2.12 Análisis Pushover considerando diferentes tipos de fuerzas: (A) carga triangular, (B) carga modal, (C) carga uniforme.....	40
Figura N° 2.13 Representación bilineal del espectro de capacidad según ATC-40.....	42
Figura N° 2.14 Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad.....	43
Figura N° 2.15 Espectro elástico de aceleraciones según N.T.P. – E.030.....	44
Figura N° 2.16 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato “ADRS”.....	45
Figura N° 2.17 Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral.....	46
Figura N° 2.18 Cálculo de energía disipada por amortiguamiento (ED).....	48
Figura N° 2.19 Reducción del espectro de demanda.....	51

Figura N° 2.20 Punto de intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable.....	52
Figura N° 2.21 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 3.....	53
Figura N° 2.22 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 4.....	54
Figura N° 2.23 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 7.....	55
Figura N° 3.1 Configuración en planta típica de las edificaciones.....	56
Figura N° 3.2 Elevación transversal típica del eje 1 de las edificaciones.....	57
Figura N° 3.3 Geometría típica del modelo de análisis.....	59
Figura N° 3.4 Espectro de pseudo aceleraciones elástico y de diseño.....	60
Figura N° 3.5 Formas de modo de la edificación de 6 niveles.....	63
Figura N° 3.6 Formas de modo de la edificación de 10 niveles.....	64
Figura N° 3.7 Formas de modo de la edificación de 15 niveles.....	65
Figura N° 3.8 Distorsión de entrepiso de la edificación de 6 niveles.....	66
Figura N° 3.9 Distorsión de entrepiso de la edificación de 10 niveles.....	67
Figura N° 3.10 Distorsión de entrepiso de la edificación de 15 niveles.....	68
Figura N° 3.11 Refuerzo longitudinal y de corte de las vigas.....	73
Figura N° 3.12 Diagrama de interacción de las columnas típicas de las edificaciones.....	75
Figura N° 3.13 Refuerzo longitudinal y de corte de las columnas.....	77
Figura N° 3.14 Diagrama de interacción de los muros P-1 para las edificaciones.....	78
Figura N° 3.15 Refuerzo longitudinal y de corte de los muros P-1.....	79
Figura N° 4.1 Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.....	80
Figura N° 4.2 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado para la viga V40x60 del edificio de 6 niveles.....	81
Figura N° 4.3 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado para la columna C40x40 del edificio de 6 niveles.....	81

Figura N° 4.4 Diagrama momento – curvatura de la viga V40x60 del edificio de 6 niveles.....	83
Figura N° 4.5 Diagrama momento – curvatura de la columna C40x40 del edificio de 6 niveles.....	84
Figura N° 4.6 Geometría y refuerzo del muro SW8.....	85
Figura N° 4.7 Comparación de resultados del muro SW8.....	86
Figura N° 4.8 Diagrama momento – curvatura del muro P-1 del primer piso del edificio de 6 niveles.....	87
Figura N° 4.9 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 6 niveles.....	88
Figura N° 4.10 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 10 niveles.....	88
Figura N° 4.11 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 15 niveles.....	88
Figura N° 4.12 Curvas de capacidad de las 3 edificaciones en la dirección X.....	89
Figura N° 4.13 Curvas de capacidad de las 3 edificaciones en la dirección Y.....	89
Figura N° 4.14 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 6 niveles.....	90
Figura N° 4.15 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 10 niveles.....	91
Figura N° 4.16 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 15 niveles.....	92
Figura N° 4.17 Espectro de capacidad del edificio de 6 niveles.....	97
Figura N° 4.18 Espectro de capacidad del edificio de 10 niveles.....	98
Figura N° 4.19 Espectro de capacidad del edificio de 15 niveles.....	99
Figura N° 5.1 Espectro de respuesta elástico para los sismos de diseño.....	101
Figura N° 5.2 Espectros de demanda para los sismos de diseño.....	103
Figura N° 5.3 Espectros reducidos de demanda para el sismo de servicio (SS)..	104
Figura N° 5.4 Espectros reducidos de demanda para el sismo de diseño (SD)..	105
Figura N° 5.5 Espectros reducidos de demanda para el sismo máximo (SM)	105

Figura N° 5.6 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 6 niveles.....	108
Figura N° 5.7 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 6 niveles.....	109
Figura N° 5.8 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 6 niveles.....	110
Figura N° 5.9 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 10 niveles.....	113
Figura N° 5.10 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 10 niveles.....	114
Figura N° 5.11 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 10 niveles.....	115
Figura N° 5.12 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 15 niveles.....	118
Figura N° 5.13 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 15 niveles.....	119
Figura N° 5.14 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 15 niveles.....	120
Figura N° 5.15 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 6 niveles.....	121
Figura N° 5.16 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 10 niveles.....	122
Figura N° 5.17 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 15 niveles.....	123
Figura N° 5.18 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 6 niveles.....	126
Figura N° 5.19 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 10 niveles.....	127
Figura N° 5.20 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 15 niveles.....	128

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

α_1	Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural
β_o	Amortiguamiento hysterético
β_{eq}	Amortiguamiento viscoso equivalente
β_{eff}	Amortiguamiento viscoso efectivo
C	Factor de amplificación sísmica
Δ_{techo}	Desplazamiento del techo
ϵ_s	Deformación unitaria del acero de refuerzo
ϵ_{su}	Deformación unitaria última del acero de refuerzo
ϵ_{sh}	Deformación unitaria en la cual se inicia la zona de endurecimiento del acero de refuerzo
ϵ_c	Deformación unitaria del concreto
ϵ_{cu}	Deformación unitaria última
ϵ_{c0}	Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto
ϵ_{cc}	Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante
E_c	Módulo de elasticidad del concreto no confinado
E_{sec}	Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
E_D	Energía disipada por amortiguamiento
E_{s0}	Energía de deformación máxima
f'_{cc}	Resistencia máxima del concreto confinado
f'_c	Resistencia máxima del concreto no confinado
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
f_{su}	Esfuerzo último del acero de refuerzo
l_a	Coeficiente de irregularidad en altura
l_p	Coeficiente de irregularidad en planta
N	Número de niveles de la estructura
$\phi_{i,1}$	Amplitud del modo 1 en el nivel "i"
PF_1	Factor de participación modal para el primer modo natural
R	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas
R_o	Coeficiente básico de reducción
S	Factor de amplificación de suelo

Sa	Aceleración espectral
Sd	Desplazamiento espectral
SR _A	Factor de reducción de la respuesta espectral
SR _V	Factor de reducción de la respuesta espectral
T	Periodo modal de vibración
T _P	Periodo que define la plataforma del factor C
T _L	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante
U	Factor de uso o importancia
V	Fuerza cortante basal
Wi	Peso del entrepiso "i", asociado a la carga muerta más un porcentaje de la carga viva
Z	Factor de zona

IDDR Inelastic Displacement Demand Ratio

NP Nonstructural Performance

SP Structural Performance

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

Los niveles de daño estructural y no estructural experimentados por algunas estructuras como consecuencia de eventos sísmicos destructivos (por ejemplo, México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995), han puesto en evidencia que los procedimientos de análisis y diseño son difíciles de relacionar con el desempeño estructural ya que no resultan adecuados para predecir el desempeño sísmico de las edificaciones. (Abreu, 2006).

El análisis sísmico empleado se basa en un método elástico lineal, en la cual se amplifican las cargas para llegar a casos de sollicitaciones últimas. Por otro lado, el diseño de elementos de concreto armado se realiza en una etapa de rotura o de resistencia última. A este procedimiento en conjunto se le conoce como “Diseño por resistencia”. Sin embargo, este método de diseño, por basarse en fuerzas, no contempla las fallas posibles por deformación que se pueden presentar en el comportamiento no lineal de los componentes de la estructura. (Asmat, 2016).

Ante esta realidad, los últimos códigos y normas consideran un “Diseño basado en el desempeño”, la cual requiere de la ductilidad de los componentes y de la estructura, comparándolos con la ductilidad demandada por los sismos considerados. Así mismo, la rigidez de la estructura se va degradando conforme la estructura disipe energía mediante la formación de rótulas plásticas, por lo que el cálculo y verificación de los desplazamientos y derivas en el rango inelástico es parte fundamental en este diseño.

Se han propuesto diferentes métodos, entre simplificados y complejos, para desarrollar el análisis estático no lineal, de los cuales algunos han sido incluidos como alternativas de análisis en reglamentos y códigos internacionales (Fajfar, 2002). Códigos como VISION 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (1996) y FEMA-356 (2000) además de la metodología, establecen niveles de desempeño sísmico según la funcionalidad e importancia de la edificación.

1.2 PROBLEMÁTICA

En el Perú, la mayoría de las edificaciones son de concreto armado y de sistema dual. En eventos sísmicos pasados, la gran parte de estas edificaciones han

presentado comportamientos y fallas diferentes a las supuestas en la etapa de diseño, esto se debe a que la metodología que se ha venido aplicando de “Diseño por resistencia” no contempla el desempeño en un rango no lineal de las estructuras.

Ante esto surge la necesidad de abarcar la no linealidad de las edificaciones para determinar su desempeño, así como también cuantificar el daño en los elementos. Para esto, normas como FEMA-356 (2000) y ATC-40 (1996) contienen procedimientos simplificados que incorporan el análisis estático no lineal para dichos fines.

Para determinar el comportamiento de las edificaciones duales de concreto armado, se procederá a evaluar el desempeño de estas edificaciones diseñadas siguiendo la metodología de “Diseño por resistencia” aplicando la metodología de “Diseño basado en el desempeño”.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Evaluar y comparar el desempeño sísmico de 3 edificaciones duales de concreto armado de 6, 10 y 15 niveles, presentando estas edificaciones similares características y configuraciones geométricas.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar por resistencia 3 edificaciones duales de concreto armado y evaluar su respuesta estructural.
- Determinar la curva de demanda y de capacidad de 3 edificaciones duales de concreto armado.
- Determinar el desempeño de las 3 edificaciones duales de concreto armado aplicando la metodología de “Diseño basado en el desempeño”.

1.4 METODOLOGÍA

- Caracterización de las edificaciones y análisis sísmico:

Se procederá con la determinación de las características, dimensionamiento, modelamiento y análisis sísmico según lo indicado en la Norma Técnica Peruana

E.030 – Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2018) de las 3 edificaciones a estudiar, haciendo uso del software de análisis y diseño estructural ETABS (CSI, 2015).

- Diseño por resistencia:

Se realizará el diseño por resistencia de las edificaciones según lo indicado en la Norma Técnica Peruana E.060 – Concreto Armado (SENCICO, 2009), con lo que se obtendrá el acero de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros).

- Análisis estático no lineal:

Luego, se realizará el análisis estático no lineal (Pushover) con el cual se obtendrá la curva de capacidad y la formación de rótulas plásticas en los elementos de las edificaciones, según los criterios indicados en ASCE 41-13 (2014).

- Punto de desempeño:

Se estimarán las curvas de demanda según lo indicado en la Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2018) (espectro elástico de demanda) y ATC-40 (1996) (espectro reducido de demanda). Haciendo uso de métodos iterativos, se determina el punto de desempeño, resultando ser la intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda.

- Desempeño de las estructuras:

Finalmente, con el punto de desempeño se verifica el estado operacional de las edificaciones en base a los objetivos de desempeño propuestos por VISION 2000 (SEAOC, 1995).

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 CONCEPTO DE DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO

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

2.1.1 Concepto de VISION 2000

La ingeniería basada en el desempeño sismorresistente de una edificación se define como: la selección de criterios de diseño, detallado de una estructura y sus componentes no estructurales, para asegurar y controlar la calidad de la construcción y mantenimiento para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad. La estructura no superará los daños ante ciertos estados límite denominados niveles de desempeño. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de movimiento sísmico probable, para determinar los objetivos de desempeño para los cuales se diseña la estructura. Se espera alcanzar los objetivos de desempeño, con niveles definidos de riesgo y confiabilidad. (SEAO, 1995).

2.1.2 Concepto de ATC-40

El diseño de edificaciones basado en el desempeño se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerzas aplicadas. (ATC-40, 1996).

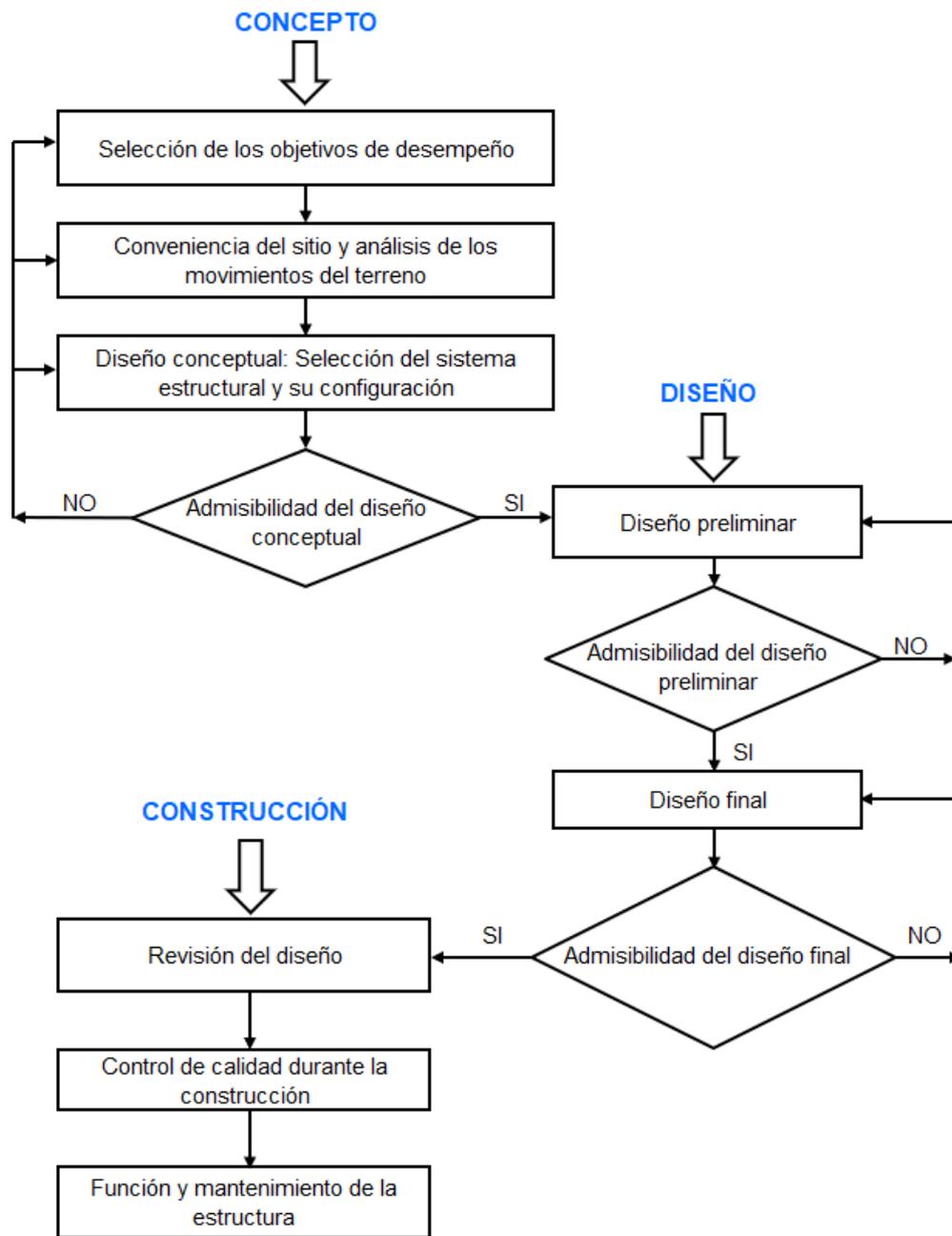


Figura N° 2.1 Diagrama de flujo del marco conceptual de la "Ingeniería basada en el desempeño"

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

2.2.1 Propuesta de VISION 2000

Se denomina niveles de desempeño a una expresión del daño máximo para una edificación para un nivel de sismo de diseño específico. Se considera la condición del elemento estructural y elemento no estructural. Se definen cinco niveles de desempeño (SP-1 a SP-5). Cada nivel define el límite para un rango de daño, el

cual cumple las necesidades básicas del usuario como continuidad de función, condición para la reparación, seguridad, etc. (Taipe, 2003).

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

Tabla N° 2.1 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño		Descripción de los daños
Despreciable	SP-1	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	SP-2	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	SP-3	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	SP-4	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Falla de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	SP-5	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2.1.1 Niveles de comportamiento estructural

Los niveles de desempeño estructural corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_e) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_p). El desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_e) corresponde al instante en el cual se ha producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia. La capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_p) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso. (SEAOC, 1995).

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del desplazamiento inelástico (Δ_p) a las cuales se asocia un nivel de desempeño tal como se muestra en la Figura N° 2.2.

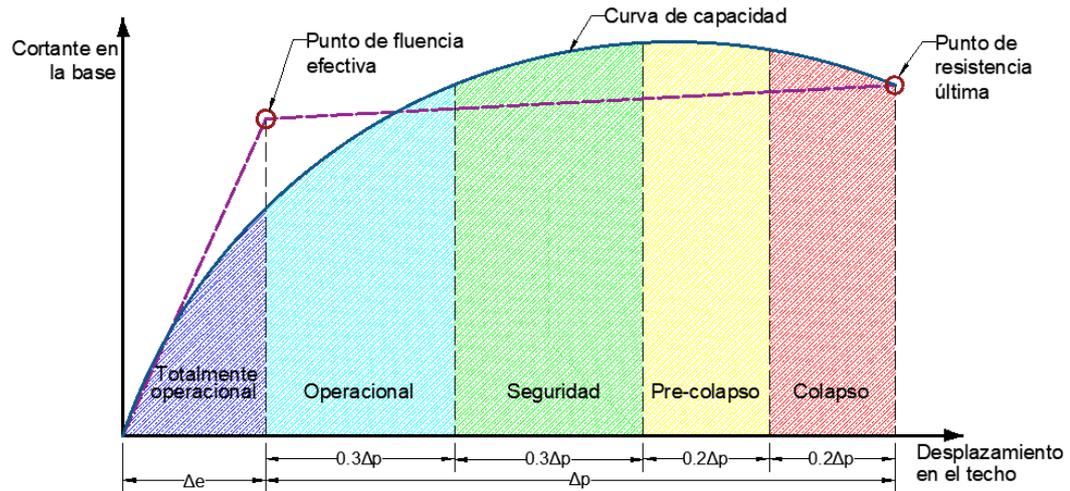


Figura N° 2.2 Sectorización de la curva de capacidad

Fuente: (SEAOC, 1995)

Los límites a cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del desplazamiento inelástico (Δ_p) consumido, al que se denomina IDDR. La Tabla N° 2.2 presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de IDDR.

2.2.1.2 Niveles de comportamiento no estructural

Las instalaciones, el mobiliario y la tabiquería no forman parte del sistema estructural y se denominan componentes no estructurales. Los niveles de comportamiento no estructural se definen mediante el cociente entre la pérdida económica y el valor inicial de estas componentes (pérdida/valor). (SEAOC, 1995).

El nivel de desempeño de una edificación queda definido por combinaciones de desempeño estructural y de comportamiento no estructural.

VISION 2000 (SEAOC, 1995) propone las siguientes combinaciones (SP-1, NP-1), (SP-2, NP-2), (SP-3, NP-3), (SP-4, NP-4), (SP-5, NP-5). La Tabla N° 2.2 presenta los valores de la relación pérdida/valor.

Tabla N° 2.2 Niveles de comportamiento estructural y no estructural

Nivel de comportamiento estructural	Nivel de desempeño	Límite de desplazamiento del sistema	IDDR	Nivel de comportamiento no estructural	Pérdida/Valor
SP-1	Totalmente operacional	Δy	0.00	NP-1	0% - 10%
SP-2	Operacional	$\Delta y + 0.3\Delta p$	0.30	NP-2	5% - 30%
SP-3	Seguridad	$\Delta y + 0.6\Delta p$	0.60	NP-3	20% - 50%
SP-4	Pre-colapso	$\Delta y + 0.8\Delta p$	0.80	NP-4	40% - 80%
SP-5	Colapso	$\Delta y + \Delta p$	1.00	NP-5	> 70%

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2.2 Propuesta de ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por ATC-40 (1996) corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y para los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

2.2.2.1 Nivel de desempeño para elementos estructurales

ATC-40 (1996) define cinco niveles de desempeño para los elementos estructurales, los cuales se describen a continuación.

- *Ocupación inmediata, SP-1:* los daños son menores, de manera que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece casi en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- *Daño controlado, SP-2:* corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- *Seguridad de vida, SP-3:* los daños después del sismo no disminuyen por completo los márgenes de seguridad frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a una falla de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo.

- *Seguridad limitada, SP-4:* corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- *Estabilidad estructural, SP-5:* este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños importantes, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso debido a posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

2.2.2.2 Nivel de desempeño para elementos no estructurales

ATC-40 (1996) define cuatro niveles de desempeño para los elementos no estructurales, los cuales se describen a continuación.

- *Operacional NP-A:* los elementos no estructurales, equipos y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- *Ocupación inmediata NP-B:* pese a que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de los equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- *Seguridad NP-C:* pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas y equipos pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- *Amenaza reducida NP-D:* se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos.

2.2.2.3 Nivel de desempeño de la estructura

Para definir el nivel de desempeño de la estructura, ATC-40 (1996) propone combinaciones de los niveles estructurales y no estructurales de tal forma que en conjunto definan las posibles variantes para los estados de daño de la estructura, es decir, representen el comportamiento global del edificio.

En la Tabla N° 2.3 y la Figura N° 2.3 se muestran las combinaciones donde se resaltan e identifican los cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura.

- *Operacional 1-A*: los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Así mismo, las reparaciones que sean necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- *Ocupación inmediata 1-B*: corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- *Seguridad de vida 3-C*: la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es casi nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos actuales. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- *Estabilidad estructural 5-E*: el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Tabla N° 2.3 Niveles de desempeño de las estructuras

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Daño controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

NR: Combinación No Recomendada

Fuente: (ATC-40, 1996)

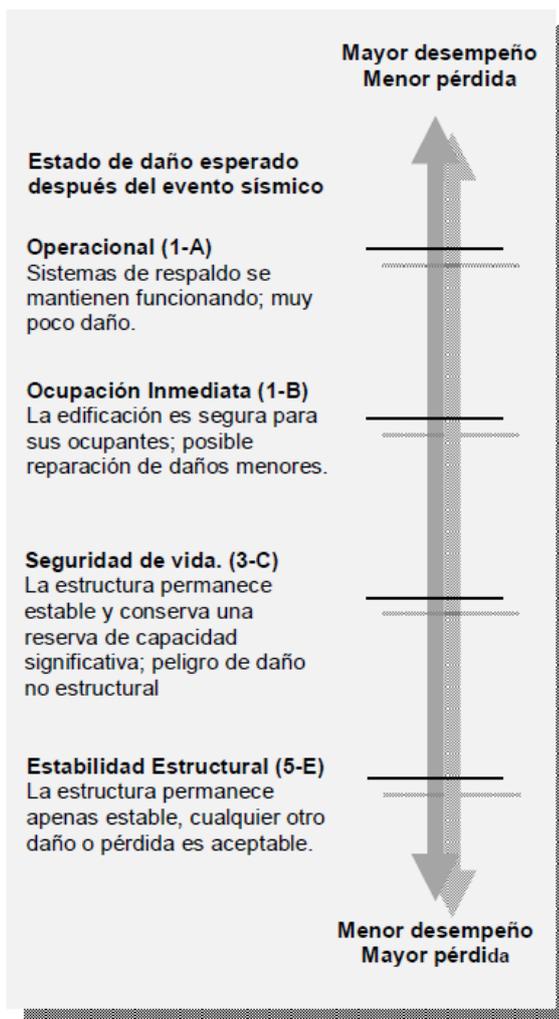


Figura N° 2.3 Niveles de desempeño

Fuente: (FEMA-356, 2000)

2.3 NIVELES DE SISMO DE DISEÑO

El sismo puede ser expresado en términos de probabilidad de ocurrencia (propuesta probabilística) o en términos del máximo movimiento esperado para una fuente específica de falla (propuesta determinista). (Santana, 2012).

2.3.1 Propuesta de VISION 2000

VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de sismo que se muestran en la Tabla N° 2.4.

Tabla N° 2.4 Niveles de sismo de diseño propuesto por VISION 2000

Nivel de sismo de diseño	Tiempo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.3.2 Propuesta de ATC-40

ATC-40 (1996) define tres niveles de sismos que se describen a continuación.

- *Sismo de servicio, SS:* corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Este se califica como un sismo frecuente dado que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad, 0.5, del sismo de diseño utilizado en los códigos.
- *Sismo de diseño, SD:* corresponde a un movimiento del terreno de intensidad entre moderada y severa que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 475 años. Este se califica como un sismo poco frecuente que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura. Este sismo es el que por lo general establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.
- *Sismo máximo, SM:* corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura,

con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y se emplea para el diseño de estructuras esenciales.

2.4 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Los objetivos de desempeño sísmico corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado.

2.4.1 Propuesta de VISION 2000

SEAOC (1995) clasifica a las estructuras en tres grandes grupos de acuerdo a su importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en un peligro inaceptable para un amplio sector de la comunidad (ejemplo, depósitos radioactivos), 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones después de un evento sísmico, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc. y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos (ejemplo, viviendas). (SEAOC, 1995).

La Tabla N° 2.5, muestra la propuesta por VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Tabla N° 2.5 Objetivos de desempeño propuesto por VISION 2000

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1

0: Desempeño inaceptable

1: Estructuras básicas

2: Estructuras esenciales / riesgosas

3: Estructuras de seguridad crítica

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.4.2 Propuesta de ATC-40

ATC-40 (1996) plantea varios objetivos de desempeño para una estructura con base en las combinaciones de los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos se asignan a una edificación a partir de ciertas consideraciones como: funcionalidad, económicas, preservación, etc. La Tabla N° 2.6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Tabla N° 2.6 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
Sismo de servicio, SS				
Sismo de diseño, SD				
Sismo máximo, SM				

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.5 MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo - deformación, tanto para el concreto como para el acero de refuerzo, las cuales fueron desarrolladas a partir de resultados experimentales. A continuación, se presentan algunos modelos para el concreto y para el acero de refuerzo.

2.5.1 Modelo de esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo

Para lograr obtener una representación de las propiedades inelásticas del acero de refuerzo, la curva de esfuerzo - deformación se simplifica usando modelos representativos como:

- Modelo elastoplástico perfecto
- Modelo trilineal
- Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo

En el presente trabajo se emplea el modelo elastoplástico con endurecimiento curvo, cuya gráfica se presenta en la Figura N° 2.4, en el cual el rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola.

Park y Paulay (1975) desarrollaron este tipo de modelo, de manera que la zona de endurecimiento por deformación está definida en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ y el valor de los esfuerzos (f_s) en esa zona se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$f_s = \left[\frac{m * u + 2}{60 * u + 2} + \frac{(60 - m) * u}{2 * (30 * r + 1)^2} \right] * f_y \quad (2.1)$$

Los parámetros m , r y u se obtienen de las siguientes expresiones:

$$m = \frac{1}{15 * r^2} * \left[\frac{f_{su}}{f_y} * (30 * r + 1)^2 - 60 * r - 1 \right] \quad (2.2)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (2.3)$$

$$u = \epsilon_s - \epsilon_{sh} \quad (2.4)$$

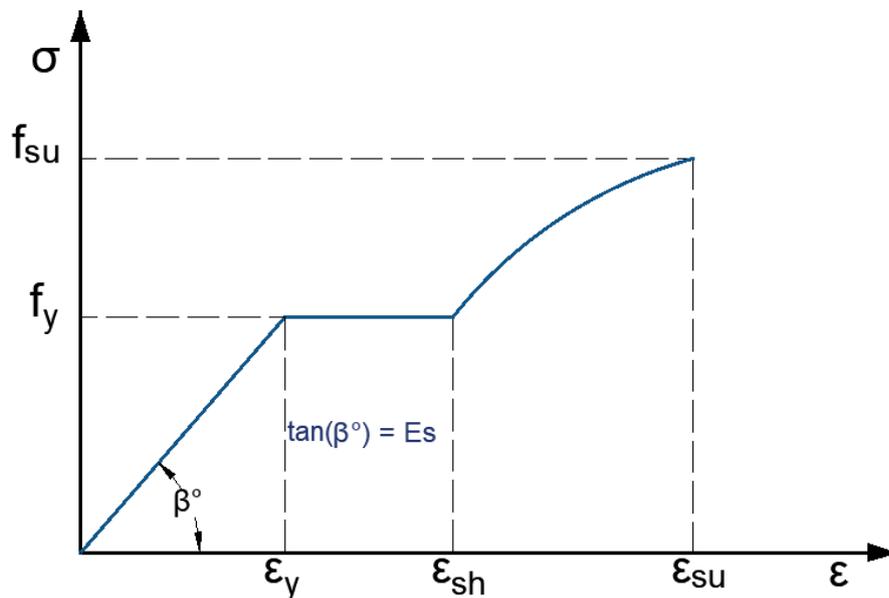


Figura N° 2.4 Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo del acero de refuerzo

Fuente: (Albarracín & Gallo, 2010)

2.5.2 Modelo de esfuerzo - deformación para el concreto

Diversos modelos se han desarrollado para representar la curva esfuerzo - deformación del concreto, esto debido a diversos factores, como la geometría de

las secciones transversales de los elementos, la calidad de los materiales, duración de la carga y el confinamiento. A continuación, se presentan algunos modelos conocidos:

- Modelo de Hognestad
- Modelo de Kent y Park
- Modelo de Mander

En el presente trabajo se emplea el modelo de Mander (1988), este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Por esta razón, este es el modelo más empleado en el análisis sísmico de edificaciones. Las relaciones esfuerzo – deformación se describen por una sola curva, la cual se muestra en la Figura N° 2.5, expresada por las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (2.5)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} * \left[1 + 5 * \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.8)$$

La resistencia máxima a compresión (f'_{cc}) está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo (f_{le}), y del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento. Para secciones rectangulares, la fuerza lateral de confinamiento efectivo está en función del coeficiente de confinamiento efectivo (k_e), que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de línea del estribo ($k_e = 0.75$ para secciones rectangulares), del área transversal (ρ) y del esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento (f_{yh}).

Cuando las secciones cuentan con diferentes áreas de refuerzo transversal (ρ_x y ρ_y) en las direcciones principales, los esfuerzos de confinamiento lateral se calculan como:

$$f_{lex} = k_e * \rho_x * f_{yh} \quad (2.9)$$

$$f_{ley} = k_e * \rho_y * f_{yh} \quad (2.10)$$

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección se determina el factor de esfuerzo confinado, que es la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar (f'_{cc}/f_c) utilizando el diagrama de la Figura N° 2.6.

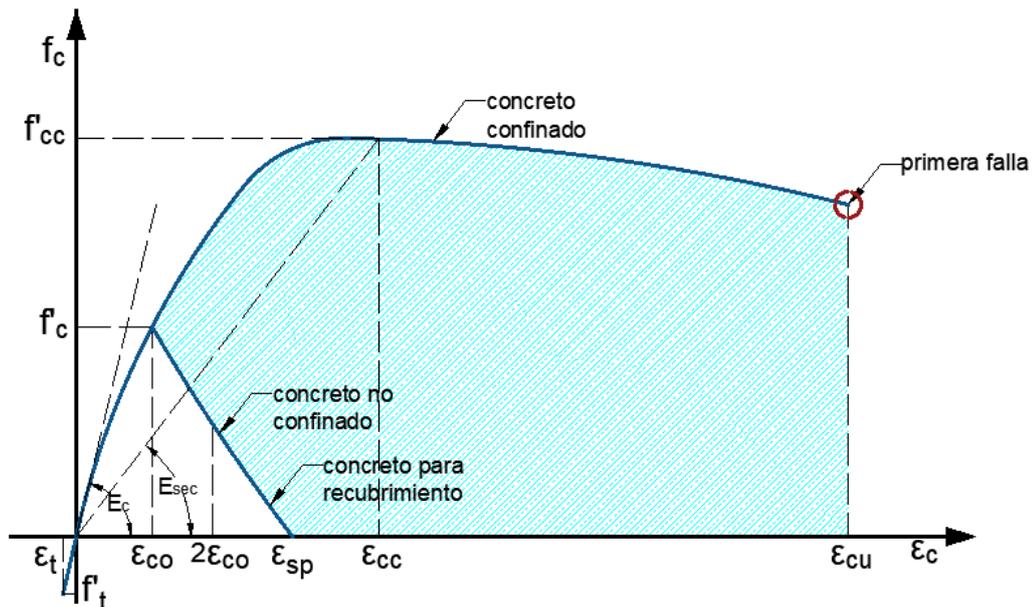


Figura N° 2.5 Modelo de Mander para el concreto confinado

Fuente: (Mander et al, 1988)

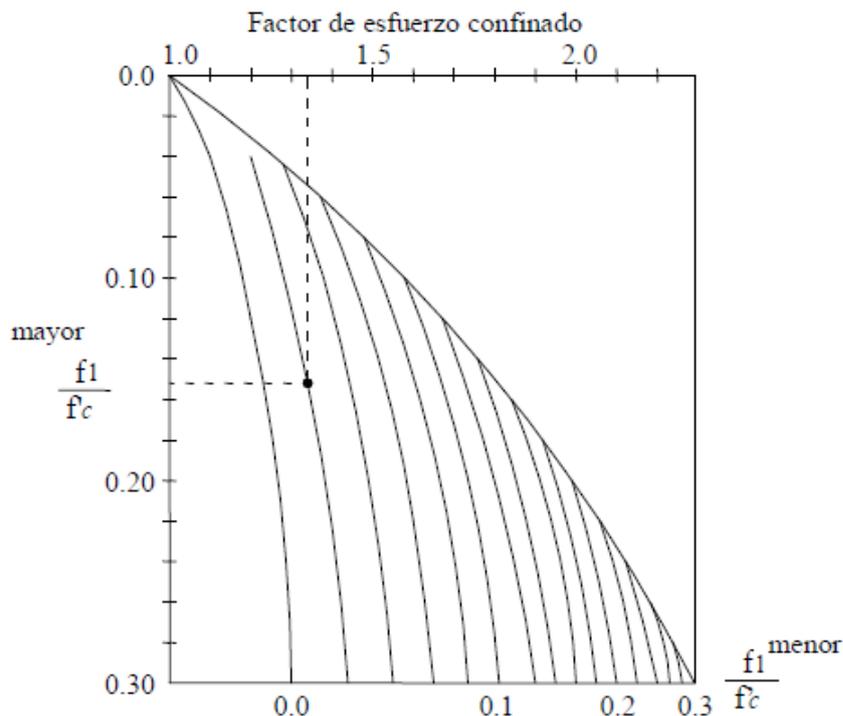


Figura N° 2.6 Factor de confinamiento para elementos cuadrados y rectangulares

Fuente: (Mander et al, 1988)

2.6 MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

Para determinar la resistencia y deformación máxima de la estructura (curva de capacidad) es necesario describir el comportamiento de cada uno de sus elementos mediante relaciones de momento curvatura, esto permite determinar la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a flexión del elemento y comparar estas cantidades con las demandas requeridas en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura, va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de ductilidad por curvatura para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que así sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada. (Aguar, 2003).

2.6.1 Relación momento - curvatura

El comportamiento de los elementos sometidos a acciones de diseño se representa mediante los diagramas que relacionen el momento flexionante resistente en una sección con la curvatura correspondiente. En base a los modelos de esfuerzo – deformación de los materiales, se debe elaborar el diagrama

momento – curvatura el cual permite comparar e identificar las diferentes etapas que sufrirá la sección hasta la rotura, incluyendo la sobre resistencia y la ductilidad. En los diagramas de momento – curvatura se definen cuatro puntos notables, los mismos que se indican en la Figura N° 2.7, y se explican a continuación. (Aguiar, 2003).

- *Punto A*: se alcanza cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a la tracción. Generalmente este punto en el diagrama es poco representativo y tiende a ser ignorado, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico.
- *Punto Y*: se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo (f_y), y una deformación (ϵ_y). En varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto “Y”.
- *Punto S*: se obtiene cuando el acero de refuerzo a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.
- *Punto U*: se halla cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión (ϵ_u). No es la falla de la sección del elemento.

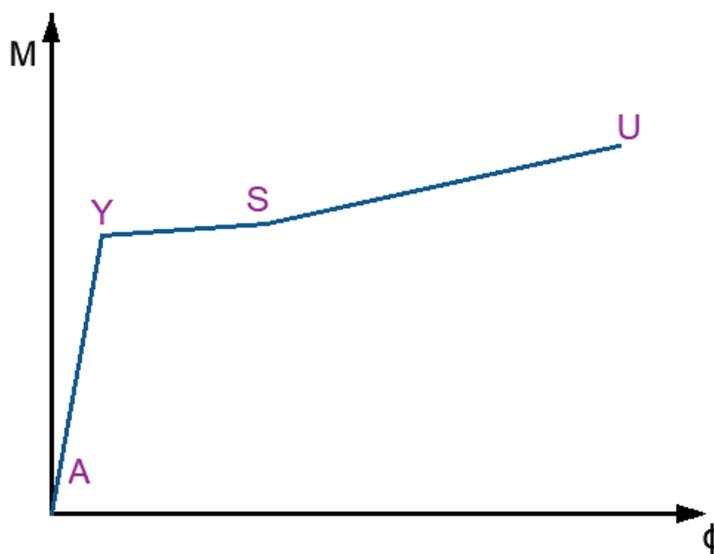


Figura N° 2.7 Ejemplo de diagrama de momento – curvatura de una sección de concreto armado

Fuente: (Aguiar, 2003)

2.6.1.1 Modelo simplificado propuesto por ASCE 41-13

ASCE 41-13 (2014) presenta una serie de tablas que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se puede encontrar en forma sencilla las

relaciones momento rotación y a partir de estas inferir las relaciones de momento - curvatura con las que se halla la rigidez en una sección de acuerdo al estado de daño que tiene la misma.

En la gráfica superior de la Figura N° 2.8, se presenta las relaciones momento curvatura, para un modelo que contempla tres zonas de trabajo del elemento; la elástica (sin daño) que es para cuando el momento actuante $M \leq M_Y$; siendo M_Y el momento de fluencia. La segunda zona es la de post fluencia, en esta se cumple $M_Y \leq M \leq M_U$, y para terminar con las zonas se indica que la última es la residual que tiene un momento M_R . Este diagrama es para el caso de secciones asimétricas que tienen un comportamiento diferente si la parte inferior está traccionada y la superior trabaja a compresión; o al revés.

En la gráfica inferior de la Figura N° 2.8, se presenta la nomenclatura del ASCE 41-13 (2014) para hallar las relaciones momento - rotación. En el eje horizontal se indica giro (θ) o desplazamiento (Δ); y en el eje vertical (Q/Q_Y). Para el caso de flexión esta relación será M/M_Y y lo interesante es que el valor para el punto B, es la unidad, de tal manera que el momento es el momento de fluencia (M_Y), que está asociado a una rotación (θ_Y). A partir del punto (θ_Y, M_Y), se encuentra el punto U (gráfico superior) que corresponde al punto C (gráfico inferior) por medio de la variable a propuesta por ASCE 41-13 (2014). Se determina también el momento residual (M_R), con la variable c; y la rotación final en este segmento \overline{DE} por medio de la variable b. Se destaca que en el concreto el punto U está asociado a una deformación a la compresión que está entre 0.003 y 0.004; en cambio para la zona residual esta deformación se halla entre 0.004 y 0.008. (Aguiar et al, 2015).

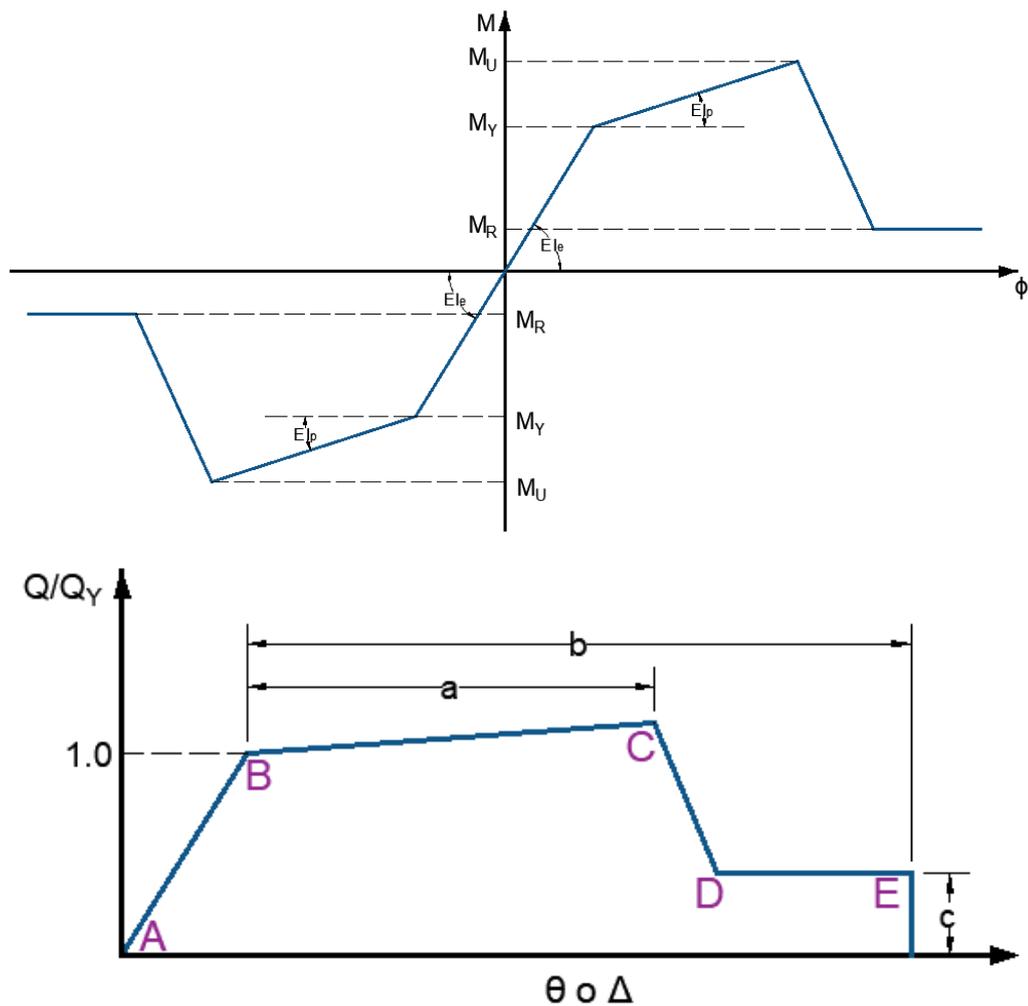


Figura N° 2.8 Relaciones de momento – curvatura y modelo según ASCE 41-13

Fuente: (Aguiar et al, 2015)

2.6.2 Rótula plástica

En la Figura N° 2.9, al crecer el momento flector aplicado en una sección determinada del elemento, la curvatura crecerá proporcionalmente al momento. Alcanzando en la sección el valor de M_A , la curvatura sigue creciendo sin incremento del momento aplicado, constituyendo lo que se denomina como *rótula plástica*. Si un elemento estructural tiene suficiente ductilidad y es capaz de alcanzar su momento máximo y luego seguir incrementado sus deformaciones, será capaz de redistribuir momentos (si el elemento estructural forma parte de un sistema hiperestático). Entonces en los puntos donde se localicen esos momentos máximos será donde aparezcan las llamadas rótulas plásticas, y al tiempo que las rótulas plásticas superen el grado de hiperestaticidad de la estructura, se puede

decir que la estructura se convierte en una estructura inestable llegando a un mecanismo de falla y por consiguiente el colapso de la estructura. (Aguiar, 2003).

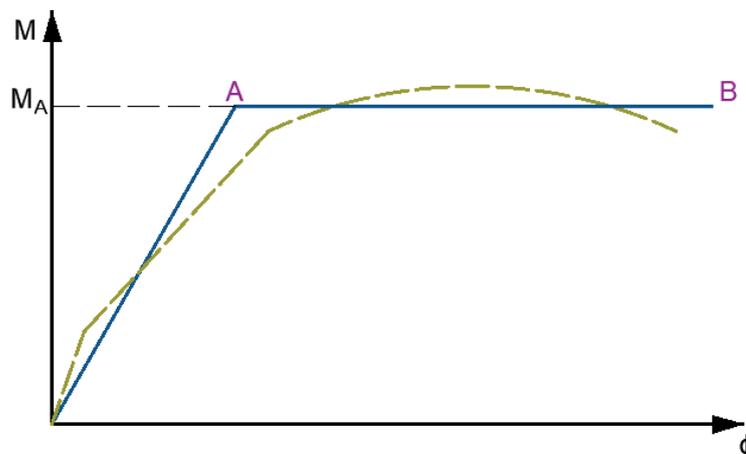


Figura N° 2.9 Modelo bilineal de momento - curvatura

Fuente: (Aguiar, 2003)

2.6.2.1 Longitud de rótula plástica

La ductilidad de la curvatura está asociada directamente con la capacidad de rotación de un elemento estructural sometido a la acción de un momento flector. Para analizar la ductilidad a la curvatura en un elemento de concreto reforzado, se deben tener en cuenta las deformaciones que la flexión introduce en la sección transversal del elemento estructural, así como las zonas que sufren mayor daño, que son las adyacentes a los nudos en una longitud determinada (L); para un mejor análisis se puede establecer una zona de daño equivalente donde se concentre toda la deformación inelástica, en la cual el daño y la curvatura se asuman constantes. Esta zona se denomina rótula plástica; a la cual le corresponde una longitud equivalente (L_p). Así mismo, la curvatura se traduce a giro mediante la longitud de rótula plástica. (Albarracín & Gallo, 2010).

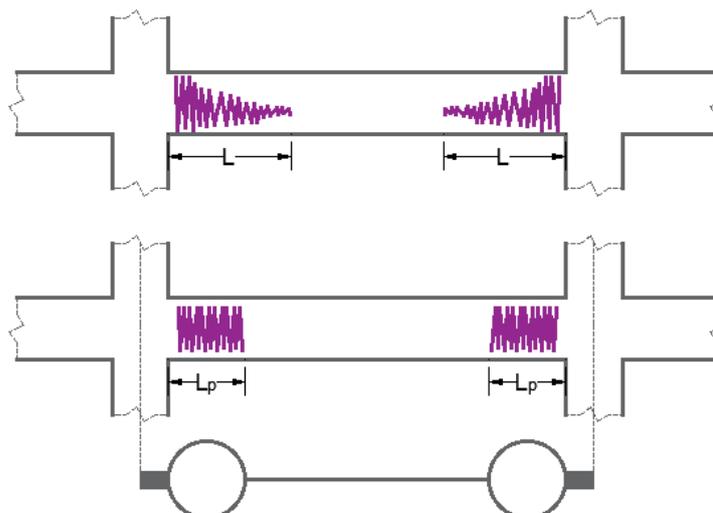


Figura N° 2.10 Concentración de rótulas en los extremos y longitud plástica

Fuente: (Albarracín & Gallo, 2010)

La longitud de rótula plástica depende del peralte efectivo de la sección (d), de la distancia desde la sección crítica hasta el punto de inflexión o cambio de curvatura (z), de la cuantía de refuerzo (ρ_s), de la resistencia nominal del concreto (f'_c) y del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y). Una buena estimación de la longitud de rótula plástica es la propuesta por Paulay & Priestley (1992):

$$l_p = 0.08 * z + 0.0022 * d_b * f_y \quad (2.11)$$

De la expresión (2.11), Asmat (2016) propone ecuaciones aproximadas en base a los diferentes resultados obtenidos, así mismo propone un rango de valores aproximados dependiendo de cada tipo de elemento, los cuales se muestran en la Tabla N° 2.7.

Tabla N° 2.7 Ecuaciones y valores aproximados de longitud de rótula plástica

Elemento	Ecuación aproximada	Rango de valores aproximados
Vigas	$\left(0.25 + 0.1 * \frac{z}{d}\right) * d$	$[0.50 \sim 0.75] * d$
Columnas	$\left(0.35 + 0.1 * \frac{z}{d}\right) * d$	$[0.60 \sim 0.85] * d$
Muros	$\left(0.15 + 0.1 * \frac{z}{d}\right) * d$	$[0.60 \sim 1.00] * d$
Muros largos	$\left(0.25 + 0.1 * \frac{z}{d}\right) * d$	$[0.45 \sim 0.70] * d$

Fuente: (Asmat, 2016)

2.7 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER

En la ingeniería sísmica la capacidad de una estructura para resistir la acción sísmica es representada por una curva, la cual está definido con la cortante en la base actuando sobre la estructura como una función del desplazamiento horizontal en la parte superior de la estructura. La capacidad de corte de la estructura se refiere a la cortante máxima en la base que la estructura pueda sostener, y la capacidad al desplazamiento se refiere al desplazamiento último en la parte superior de la estructura. (Casimiro, 2012).

2.7.1 Capacidad estructural

Para el procedimiento estático no lineal, se construye un modelo de la estructura considerando explícitamente el comportamiento de la fuerza – deformación no lineal de los elementos. Se establece una relación entre el corte en la base y el desplazamiento lateral sometiendo a este modelo a fuerzas laterales incrementadas monotónicamente hasta que el desplazamiento de control de un nudo exceda un desplazamiento prefijado o el colapso de la estructura. Las demandas en este desplazamiento objetivo (fuerzas en los elementos, distorsiones de pisos o rotación de rótulas plásticas) luego son comparadas contra una serie de criterios de aceptabilidad prescritos. Estos criterios de aceptabilidad dependen del material construido, de los tipos de elementos y un nivel de desempeño preseleccionado. (Villaverde, 2007).

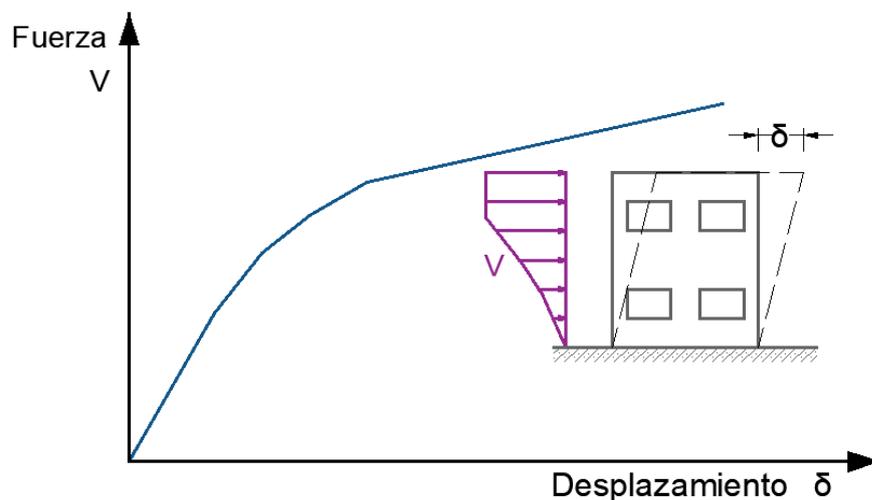


Figura N° 2.11 Curva de capacidad de una estructura

Fuente: (ATC-40, 1996)

El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático de una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales que actúan a nivel de piso hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. (Delgadillo, 2005).

El patrón de fuerzas horizontales impuesto puede ser de aumento lineal (triangular), uniforme (rectangular) y de la forma del primer modo de vibración de la estructura, las fuerzas laterales impuestas son monótonas y crecientes en proporción constante. La comparación entre los resultados de la distribución multimodal y triangular muestran diferencias de menos de 4%. Por otro lado, el patrón de fuerza uniforme proporciona una predicción conservadora de las demandas sísmicas en el rango antes del colapso. En la Figura N° 2.12 se muestra las respuestas de una estructura sometida a distintos patrones de fuerza lateral, la curva de capacidad para el modelo en el que se considera un patrón de carga con la forma modal de la estructura se encuentra dentro de las curvas de capacidad considerando patrones de carga rectangular y triangular. (Quiroz, 2017).

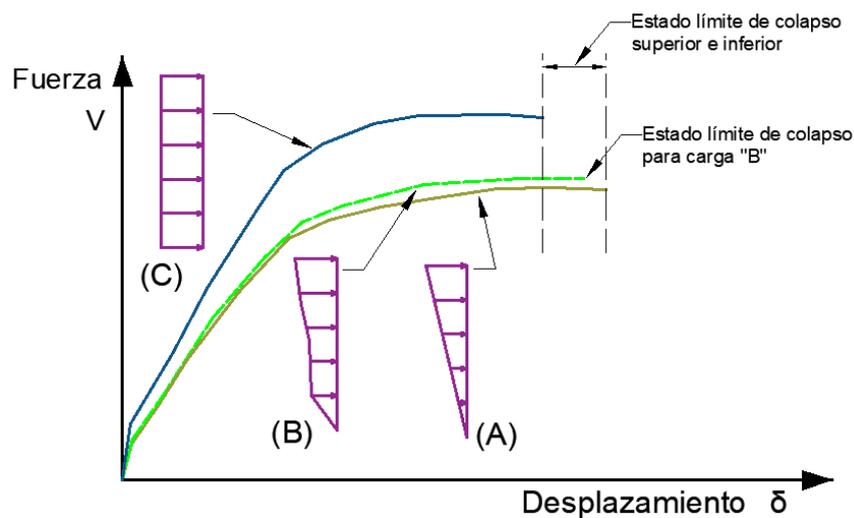


Figura N° 2.12 Análisis Pushover considerando diferentes tipos de fuerzas: (A) carga triangular, (B) carga modal, (C) carga uniforme

Fuente: (Quiroz, 2017)

2.7.1.1 Representación bilineal de la curva de capacidad

Para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad de la estructura. Algunos de los modelos más usados para determinar estos dos puntos son:

- Criterio de las rigideces tangentes
- Criterio del ajuste por mínimos cuadrados
- Criterio de las áreas iguales

Criterio de las áreas iguales:

Este criterio se basa específicamente en que la energía disipada por la estructura, dada por el área bajo la curva sea igual a la energía disipada por la curva idealizada mediante un sistema elastoplástico.

Tanto el ATC-40 (1996) y FEMA-356 (2000) han desarrollado procedimientos los cuales son ampliamente utilizados dentro de la comunidad internacional para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad. En el presente trabajo se emplea el procedimiento propuesto por el ATC-40 (1996), el cual se describe a continuación.

- Propuesta de ATC-40

La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto (a_{pi}, d_{pi}) . Este punto es el *punto de desempeño* tentativo que se estima para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se encuentra que el espectro de demanda reducido intercepta el espectro de capacidad en el punto estimado (a_{pi}, d_{pi}) entonces aquel punto es el *punto de desempeño*. El primer estimado del punto (a_{pi}, d_{pi}) se designa como (a_{p1}, d_{p1}) , el segundo punto se designará (a_{p2}, d_{p2}) , y así sucesivamente. Para construir la representación bilineal se dibuja una primera línea siguiendo la rigidez inicial de la edificación desde el origen, seguido de una segunda línea desde el *punto de desempeño* tentativo (a_{pi}, d_{pi}) hacia abajo hasta interceptar la primera línea en el punto (a_y, d_y) con una pendiente tal que el área designada (A_1) sea aproximadamente igual al área designada como (A_2) . La intención al hacer que el área (A_1) sea igual al área (A_2)

es para tener área igual bajo el espectro de capacidad y su representación bilineal, y esto para tener igual energía asociada con cada curva. (ATC-40, 1996).

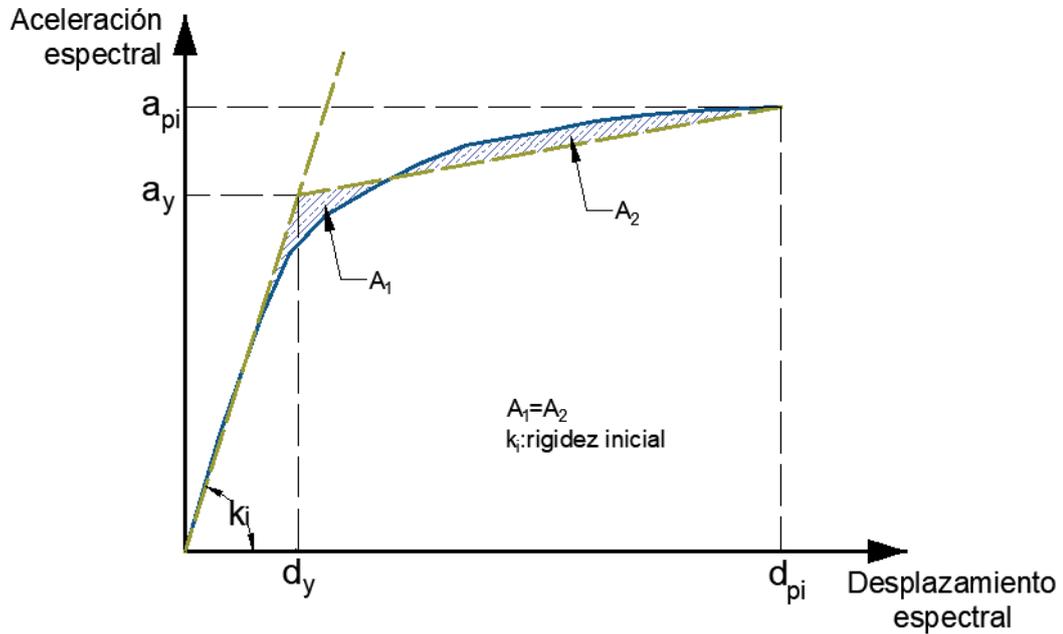


Figura N° 2.13 Representación bilineal del espectro de capacidad según ATC-40

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.7.1.2 Espectro de capacidad

Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda, la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad, de forma que la fuerza cortante de la base (V_{base}) se transforma en aceleración espectral (S_a) y el desplazamiento en el último piso (Δ_{techo}), a desplazamiento espectral (S_d). Esto se obtiene utilizando las propiedades dinámicas de la estructura, como se describe a continuación.

Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad:

La curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad, que es una representación de la curva de capacidad en formato de *Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento "ADRS"* (del inglés Acceleration Displacement Response Spectral), para aplicar *Método del espectro de capacidad* propuesto por el ATC-40 (1996).

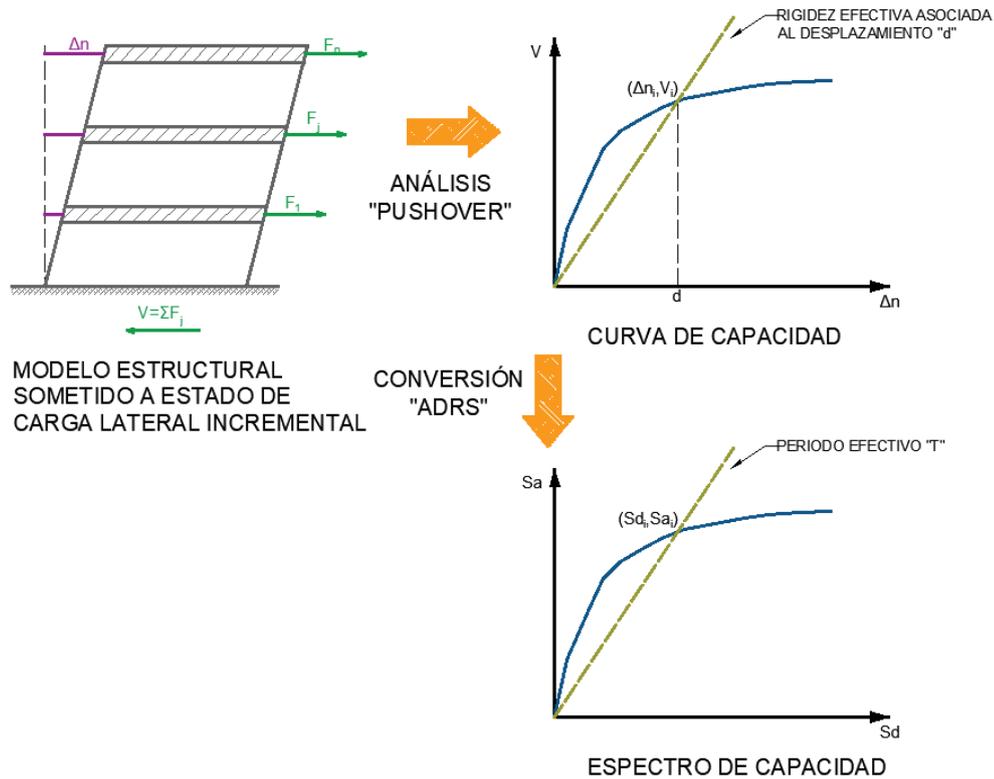


Figura N° 2.14 Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Fuente: (Santana, 2012)

El proceso consiste en calcular para el modo fundamental el factor de participación modal (PF_1) y el coeficiente de masa efectiva (α_1), luego, para cada punto sobre la curva de capacidad (V , Δ_{techo}) calcular el asociado punto (S_a , S_d) usando las ecuaciones descritas a continuación:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) * \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) * \phi_{i,1}^2} \quad (2.12)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) * \phi_{i,1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right)\right] * \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) * \phi_{i,1}^2\right]} \quad (2.13)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 * W} \quad (2.14)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_1 * \phi_{techo,1}} \quad (2.15)$$

2.7.2 Demanda sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta elástica, el cual representa la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad (GDL) como una función de sus periodos. A partir de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que representen dichas condiciones para elaborar el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, éste se debe construir sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). (ATC-40, 1996).

2.7.2.1 Demanda sísmica según N.T.P. – E.030

El espectro de respuesta elástico que establece la N.T.P. – E.030 (2018), representa la respuesta de pseudo aceleraciones (S_a) vs. periodo (T), obtenido para un 5% de amortiguamiento. Se define el espectro elástico con las siguientes expresiones:

$$S_a = Z * U * S * C \quad (2.16)$$

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (2.17)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (2.18)$$

$$T_L < T \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \quad (2.19)$$

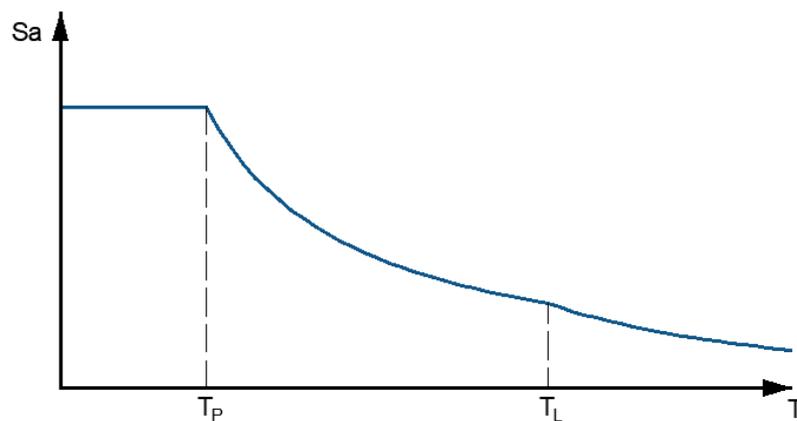


Figura N° 2.15 Espectro elástico de aceleraciones según N.T.P. – E.030

Fuente: (Elaboración propia)

2.7.2.2 Espectro de demanda

El espectro de aceleración en el formato tradicional debe convertirse al formato “ADRS”, al igual que la curva de capacidad. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura. (Burgos, 2007).

La figura N° 2.16 muestra el mismo espectro en cada formato. En el formato “ADRS”, las líneas que parten desde el origen tienen un periodo constante. Cualquier punto sobre el espectro “ADRS”, se puede calcular el periodo (T) con la siguiente expresión:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2.20)$$

De manera similar, para cualquier punto sobre el espectro tradicional, el desplazamiento espectral (Sd) se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{T^2}{4 * \pi^2} * S_a \quad (2.21)$$

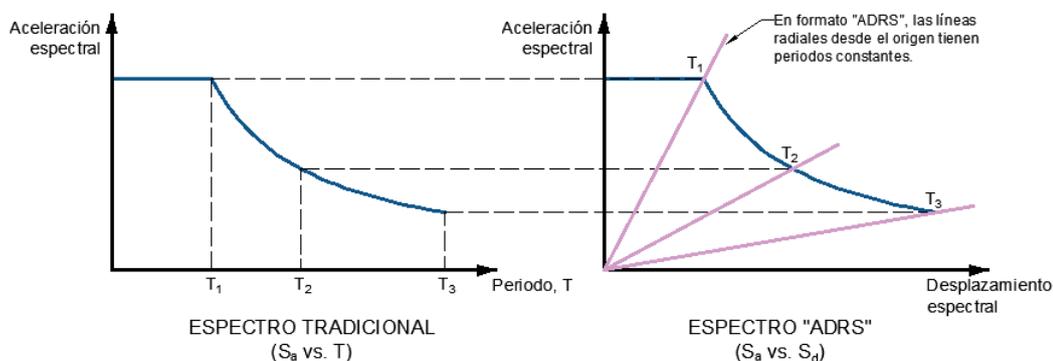


Figura N° 2.16 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato “ADRS”

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.7.2.3 Amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta

Se usa factores de reducción de la respuesta espectral para disminuir el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento) a un espectro de respuesta reducido con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento que ocurre cuando algún sismo conduce a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación del *amortiguamiento*

viscoso, que es inherente en la estructura y se supone constante e igual a 5%, y el *amortiguamiento histerético*. El amortiguamiento histerético está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se grafica contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético (β_0) puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}), asociado con el máximo desplazamiento (d_{pi}), se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.22)$$

El término β_0 puede ser calculado como:

$$\beta_0 = \frac{1}{4 * \pi} * \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.23)$$

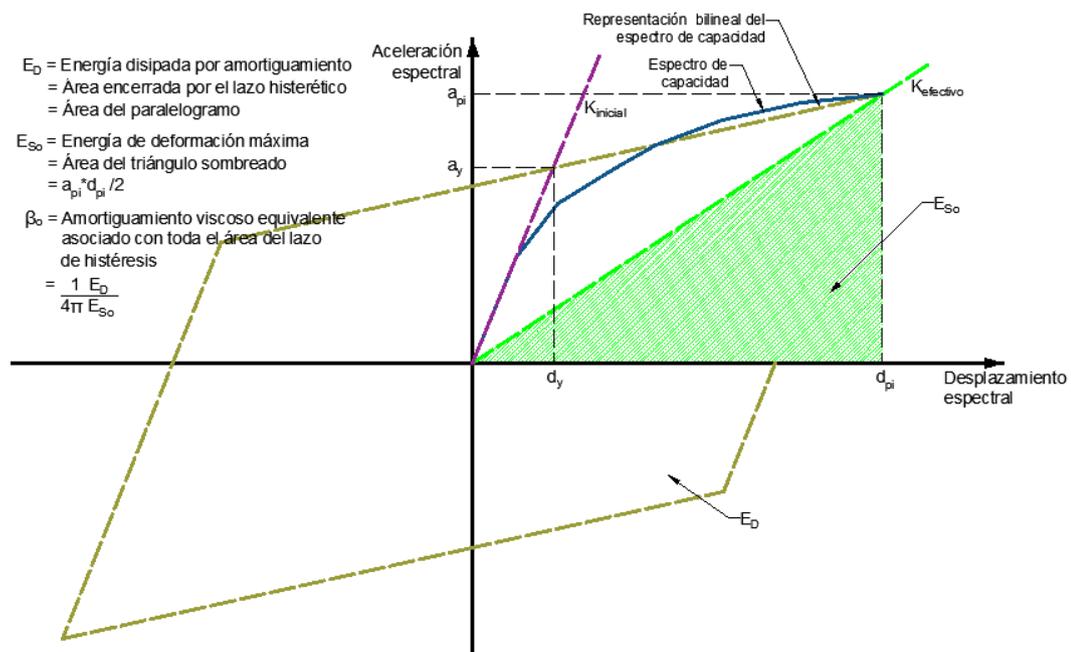


Figura N° 2.17 Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral

Fuente: (ATC-40, 1996)

E_D es la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento, que es el área encerrada por un lazo de histéresis E_{S0} que es la energía de deformación máxima asociada con un ciclo de movimiento, que es, el área del triángulo sombreado.

El término E_D puede ser hallado como:

$$E_D = 4 * (a_{pi} * d_{pi} - 2 * A_1 - 2 * A_2 - 2 * A_3) \quad (2.24)$$

$$E_D = 4 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}) \quad (2.25)$$

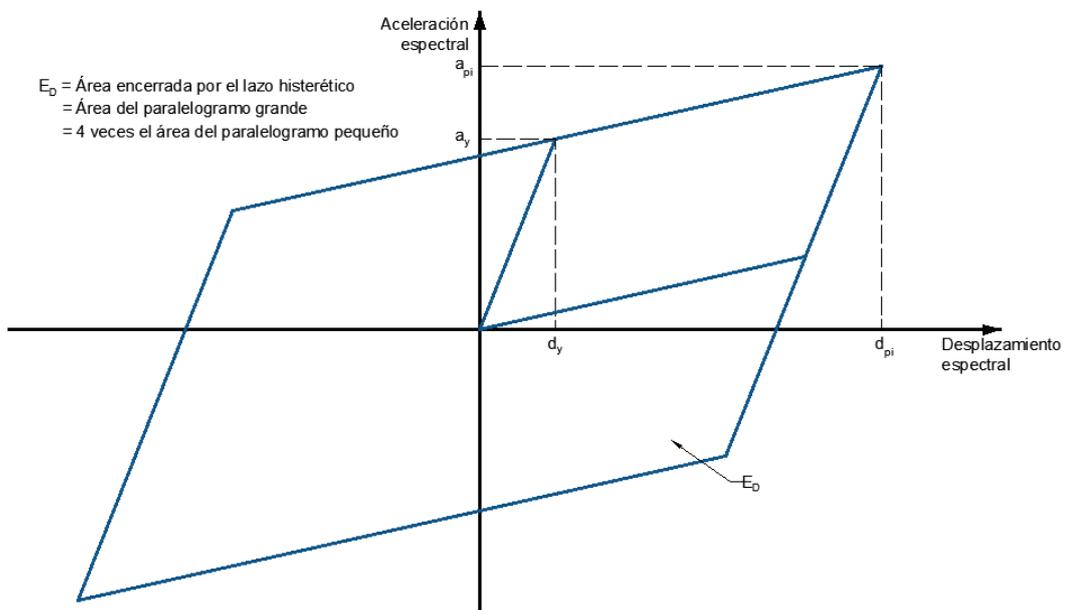
El término E_{So} puede ser calculado como:

$$E_{So} = \frac{a_{pi} * d_{pi}}{2} \quad (2.26)$$

Así, β_o se puede expresar como:

$$\beta_o = \frac{1}{4 * \pi} * \frac{4 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * \frac{d_{pi}}{2}} = \frac{2}{\pi} * \frac{a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}}{a_{pi} * d_{pi}} \quad (2.27)$$

$$\beta_o = 0.637 * \frac{a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}}{a_{pi} * d_{pi}} \quad (2.28)$$



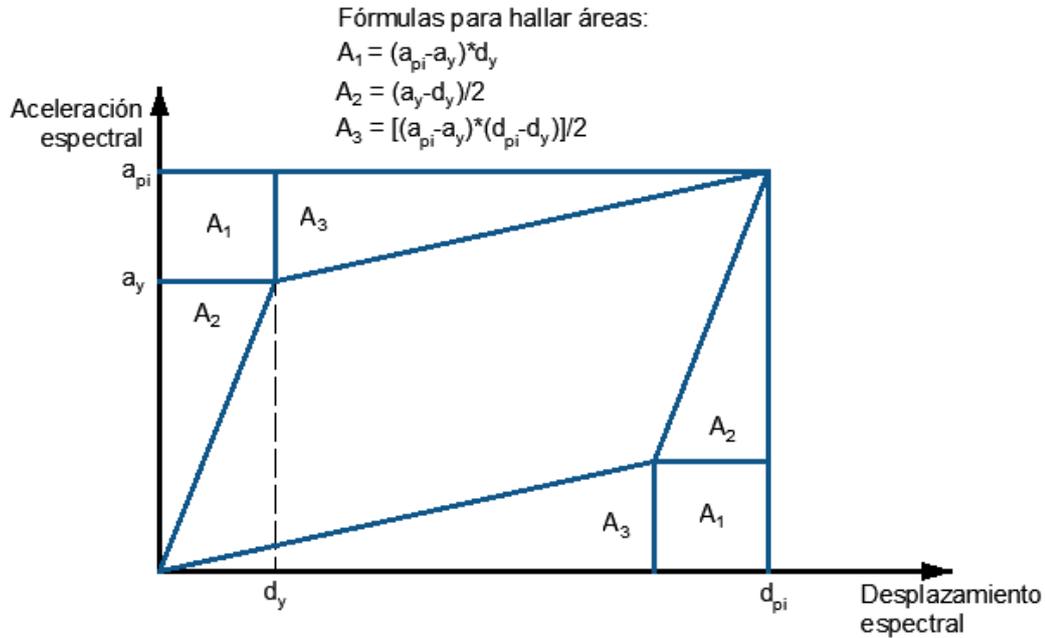


Figura N° 2.18 Cálculo de energía disipada por amortiguamiento (E_D)

Fuente: (ATC-40, 1996)

Cuando β_0 es escrito en términos de porcentajes del amortiguamiento crítico, la expresión es:

$$\beta_0 = 63.7 * \frac{a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}}{a_{pi} * d_{pi}} \quad (2.29)$$

Así β_{eq} es:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = 63.7 * \frac{a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}}{a_{pi} * d_{pi}} + 5 \quad (2.30)$$

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) se puede usar para estimar *factores de reducción espectral*. Los factores de reducción espectral son usados para disminuir el espectro de respuesta elástico (con 5% de amortiguamiento) a un reducido espectro de respuesta con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

El lazo de histéresis idealizado es una aproximación razonable para un edificio, detallado adecuadamente para un comportamiento dúctil, sujeto a sismo de relativa duración corta (no con ciclos suficientes como para degradar significativamente los elementos) y con amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) menor que 30%. Para otras condiciones que las mencionadas, el lazo de histéresis

idealizado conduce a sobre estimaciones del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) ya que, para eventos con grandes ciclos, la degradación de los elementos hace que el área dentro del lazo de histéresis se reduzca.

Para edificios existentes que no son típicamente dúctiles, el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y el lazo de histéresis idealizado conduce a resultados que sobre estima los niveles reales de amortiguamiento. Para salvar esta situación se introduce el concepto de *amortiguamiento viscoso efectivo* (β_{eff}) usando un factor de modificación de amortiguamiento (κ).

$$\beta_{eff} = \kappa * \beta_o + 5 = \frac{\kappa * 63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + 5 \quad (2.31)$$

El factor κ depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de las características del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo. Por simplicidad se suponen tres categorías. El comportamiento estructural tipo A representa un sistema dúctil y se le asigna un valor de $\kappa = 1.0$. El comportamiento estructural tipo B representa una reducción moderada de área encerrada dentro del lazo de histéresis y se le asigna un valor de $\kappa = 2/3$. El comportamiento estructural tipo C representa un pobre comportamiento histerético con una gran reducción del área encerrada por el lazo de histéresis y se le asigna un valor de $\kappa = 1/3$. Los rangos y límites para los valores de κ asignados a los tres tipos de comportamientos estructurales están dados en la Tabla N° 2.9. (ATC-40, 1996).

Según el ATC-40 (1996) la clasificación del comportamiento de las estructuras depende de la duración del sismo y del estado de daño en que se encuentra, tal como se muestra en la Tabla N° 2.8.

Tabla N° 2.8 Clasificación del comportamiento estructural

Duración del evento sísmico	Estructuras sin daños importantes	Estructuras con daños intermedios	Estructuras muy dañadas
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Fuente: (ATC-40, 1996)

Tabla N° 2.9 Valores del factor de modificación de amortiguamiento (κ)

Tipo de comportamiento estructural	β_o (%)	K
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier otro valor	0.33

Fuente: (ATC-40, 1996)

Las ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral SR_A y SR_V son:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 * \ln\left(\frac{\kappa * 63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + 5\right)}{2.12} \quad (2.32)$$

Tal que: $SR_A \geq$ (valores indicados en la Tabla N° 2.10).

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 * \ln\left(\frac{\kappa * 63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + 5\right)}{1.65} \quad (2.33)$$

Tal que: $SR_V \geq$ (valores indicados en la Tabla N° 2.10).

Tabla N° 2.10 Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V

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

Fuente: (ATC-40, 1996)

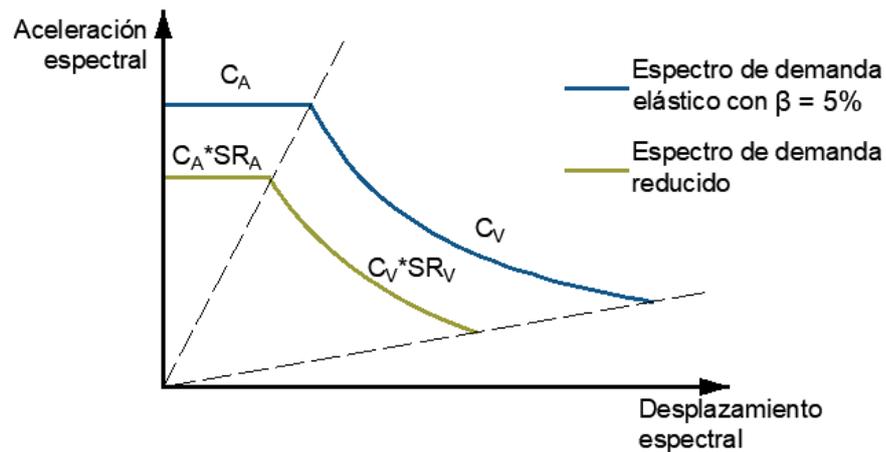


Figura N° 2.19 Reducción del espectro de demanda

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.7.3 Punto de desempeño

El punto de desempeño en una edificación resulta de relacionar su capacidad estructural versus la demanda que presenta la misma. La capacidad puede ser definida mediante una curva o espectro de capacidad y la demanda a través de un espectro de diseño sísmico, ambos conceptos ya descritos anteriormente. El punto de desempeño es un parámetro de comparación contra el que se mide un objetivo de diseño. Este objetivo generalmente es relacionado al desplazamiento de un nudo de interés. Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar las estructuras. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

- Método del espectro capacidad – demanda (ATC-40, 1996)
- Método de la secante (ATC-40, 1996)
- Método del coeficiente de desplazamiento (FEMA-273, 1997)

2.7.3.1 Método del espectro capacidad - demanda

ATC-40 (1996) describe tres procedimientos para determinar el punto de desempeño estructural de una edificación, estos procedimientos son llamados: A, B y C. El procedimiento A se basa en determinar un punto desempeño supuesto que, a su vez, mediante una serie de pasos permite encontrar el punto de desempeño real. El procedimiento B supone un punto de desempeño, pero a diferencia del procedimiento A que utiliza la pendiente inicial de la curva bilineal de capacidad, se emplea el período (T) y (T_{eq}) para determinar el punto de

desempeño real. Por último, el procedimiento C está orientado en encontrar el punto de desempeño de forma manual, para esto el ATC-40 (1996) facilita ciertas tablas que permiten encontrar el amortiguamiento viscoso efectivo de la estructura. ATC-40 (1996) recomienda el procedimiento B debido a su facilidad de programación. A continuación, se presenta la descripción de este procedimiento.

Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda:

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad (d_i) está dentro de un 5% del desplazamiento del *punto de desempeño tentativo* ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$), (a_{pi}, d_{pi}), este punto se convierte en el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia aceptable indicada entonces un nuevo punto (a_{pi}, d_{pi}) es seleccionado y el proceso se repite.

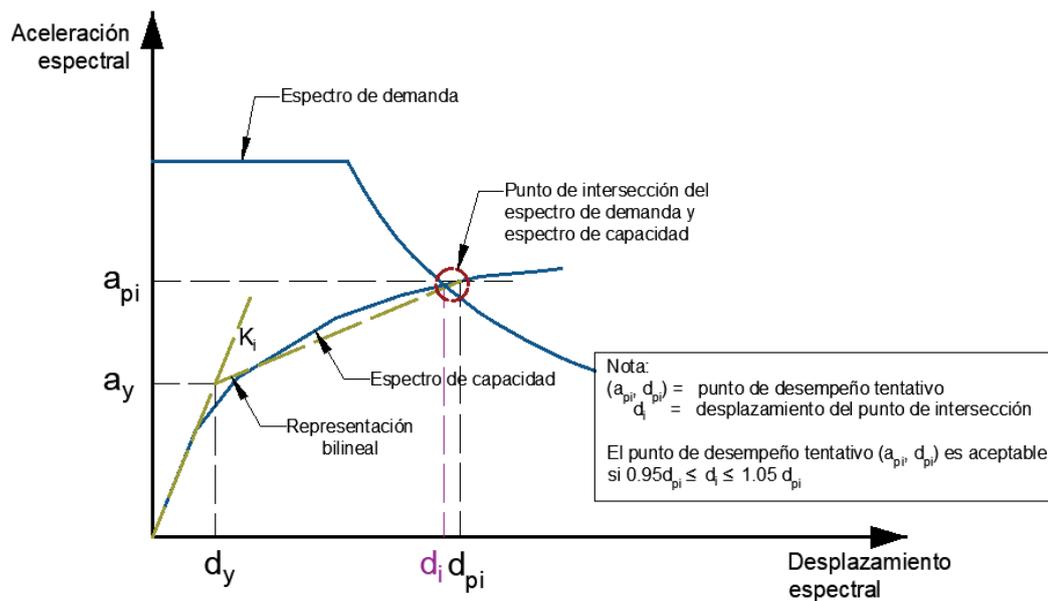


Figura N° 2.20 Punto de intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable

Fuente: (ATC-40, 1996)

Cálculo del punto de desempeño:

El método supone que no solo la pendiente inicial de la representación bilineal de la curva de capacidad permanece constante, sino también el punto (a_y, d_y) y la pendiente post fluencia permanecen constantes. Esta suposición permite una

solución directa sin dibujar múltiples curvas porque la amortiguación efectiva (β_{eff}) depende solo de d_{pi} . Los pasos son:

1. Desarrollar un espectro de respuesta elástico reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
2. Dibujar un conjunto de espectros reducidos en la misma tabla, es conveniente si los espectros trazados corresponden a valores de amortiguación efectivos (β_{eff}) que van del 5 por ciento al valor máximo permitido para el tipo de comportamiento estructural del edificio. El β_{eff} máximo para el Tipo A es de 40%, para el Tipo B es de 29% y para el Tipo C es de 20%.
3. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad, dibujar el espectro de capacidad en el mismo diagrama que el conjunto de espectros de demanda.

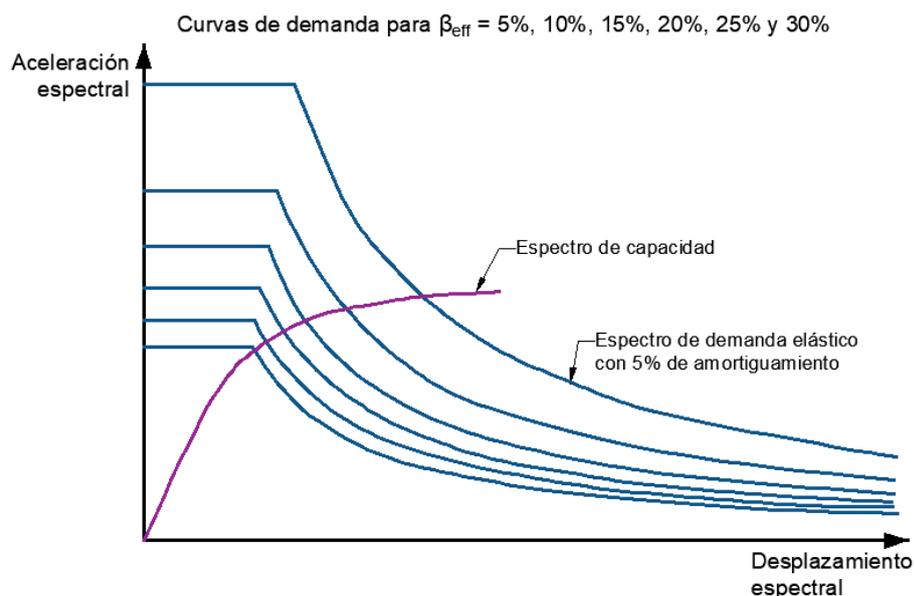


Figura N° 2.21 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 3

Fuente: (ATC-40, 1996)

4. Graficar la representación bilineal del espectro de capacidad, la pendiente inicial es la rigidez inicial del edificio. El segmento de post fluencia de la representación bilineal debe recorrer el espectro de capacidad con un desplazamiento igual al desplazamiento espectral del espectro amortiguado del 5% a la rigidez inicial (regla de desplazamiento igual), punto (a^* , d^*). El segmento de post fluencia debe rotarse alrededor de este punto para equilibrar las áreas A_1 y A_2 , como se muestra en la Figura N° 2.22.

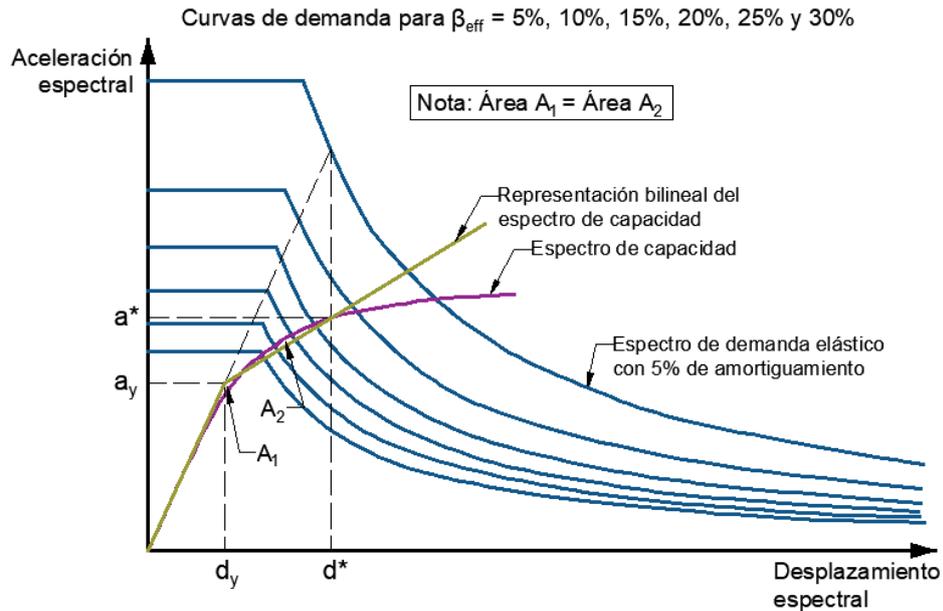


Figura N° 2.22 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 4

Fuente: (ATC-40, 1996)

5. Calcular el amortiguamiento efectivo para varios desplazamientos cercanos al punto (a^*, d^*) . La pendiente del segmento de post fluencia de la representación bilineal del espectro de capacidad está dada por:

$$\text{pendiente post fluencia} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad (2.34)$$

Para cualquier punto (a_{pi}, d_{pi}) del segmento post fluencia de la representación bilineal, la pendiente está dada por:

$$\text{pendiente post fluencia} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (2.35)$$

Dado que la pendiente es constante, se igualan las expresiones (2.34) y (2.35), obteniendo:

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (2.36)$$

Se resuelve la expresión (2.36) para a_{pi} en términos de d_{pi} :

$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y) * (d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (2.37)$$

Este valor puede ser sustituido por a_{pi} en la expresión (2.31) para obtener β_{eff} en términos de una variable d_{pi} . Así mismo, calcular β_{eff} para una serie de valores de d_{pi} .

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{\kappa * 63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a'_{pi})}{a'_{pi} * d_{pi}} + 5 \quad (2.38)$$

6. Para cada valor de d_{pi} considerado en el paso 5, graficar los puntos (d_{pi}, β_{eff}) en el mismo diagrama que el conjunto de espectros de demanda y el espectro de capacidad.
7. Conectar los puntos creados en el paso 6 para formar una línea, tal como se muestra en la Figura N° 2.23. La intersección de la línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño.

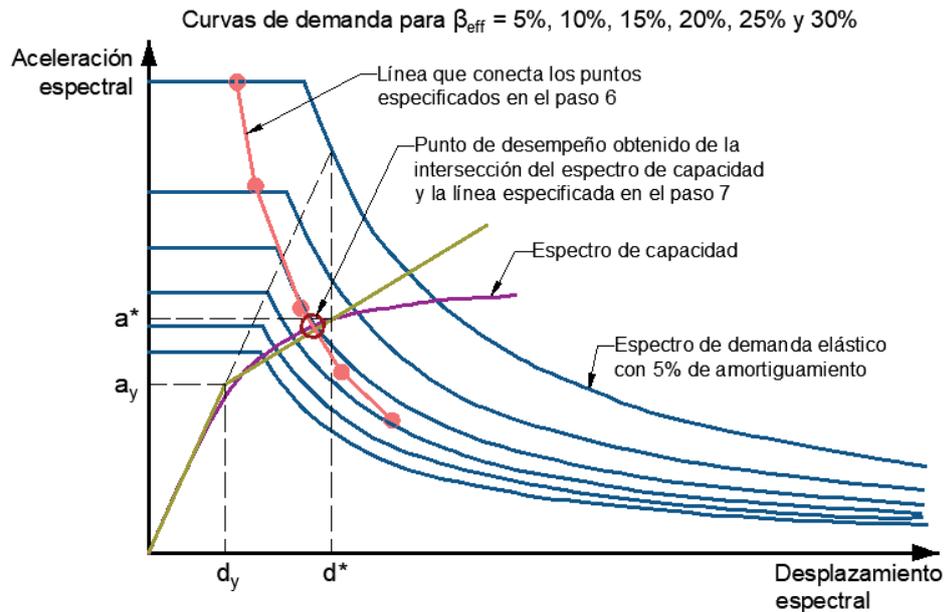


Figura N° 2.23 Procedimiento B (ATC-40) después del paso 7

Fuente: (ATC-40, 1996)

Aunque el procedimiento B traza múltiples puntos (d_{pi}, β_{eff}) , el único punto que tiene significado real es el que se encuentra en la curva del espectro de capacidad. Este punto define el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda apropiadamente amortiguado, y así define el desplazamiento de la demanda. Los otros puntos (d_{pi}, β_{eff}) trazados son simplemente un medio para concentrarse en el desplazamiento de la demanda.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES, ANÁLISIS Y DISEÑO POR RESISTENCIA

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Se analizan 3 edificaciones duales de concreto armado de 6, 10 y 15 niveles, las cuales presentan similares características y configuraciones geométricas. Las edificaciones son para uso de oficinas y están situadas en la ciudad de Lima correspondiente a un tipo de suelo intermedio S2 según N.T.P. – E.030 (2018).

La configuración en planta, típica para las 3 edificaciones, presenta 5 paños de 5.00 m en la dirección transversal X y 4 paños de 4.00 m en la dirección longitudinal Y, tal como se muestra en la Figura N° 3.1. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.60 m y para los niveles superiores es de 3.00m, tal como se muestra en la Figura N° 3.2.

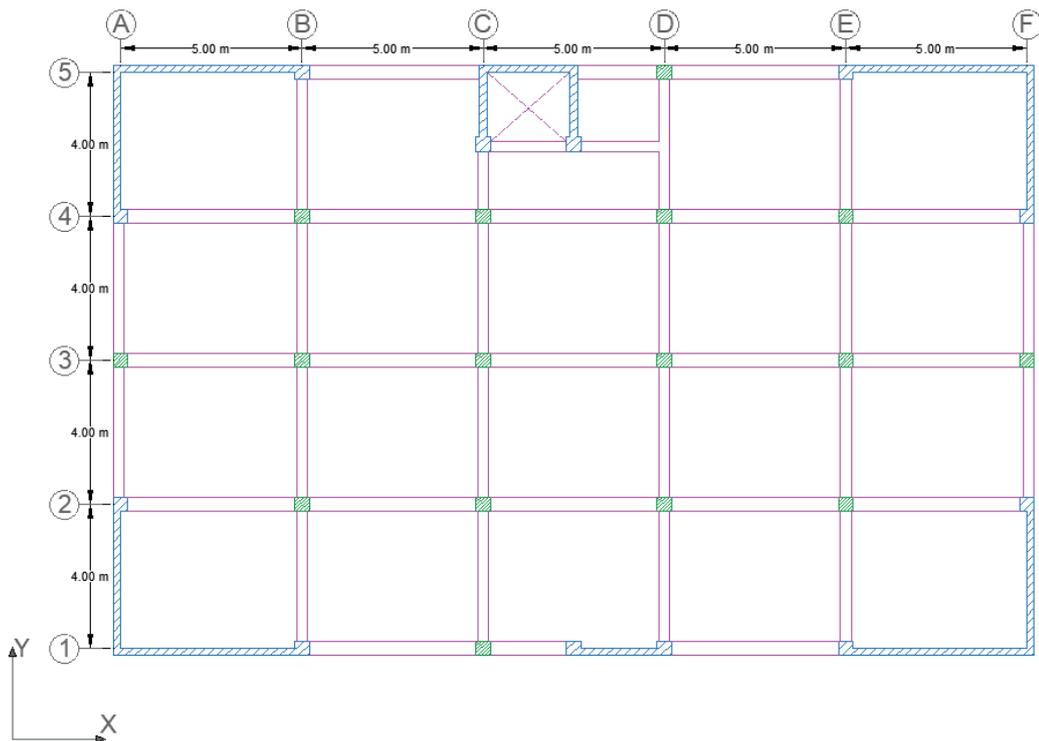


Figura N° 3.1 Configuración en planta típica de las edificaciones

Fuente: (Elaboración propia)

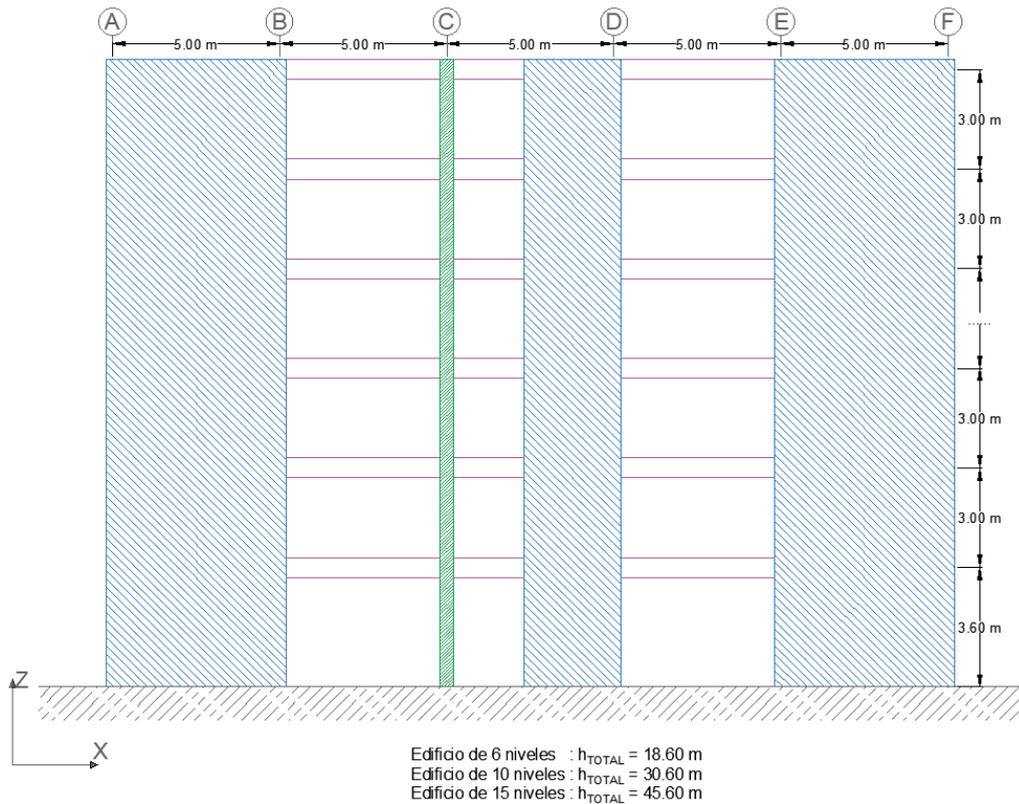


Figura N° 3.2 Elevación transversal típica del eje 1 de las edificaciones

Fuente: (Elaboración propia)

3.1.1 Elementos estructurales

Los principales elementos que forman parte del sistema estructural de las 3 edificaciones son:

- *Losas de entrepiso*: Es de tipo aligerada y tiene un espesor de 0.20 m.
- *Vigas*: En la dirección X, las vigas presentan una sección de 0.40 m x 0.60 m y en la dirección Y, presentan una sección de 0.30 m x 0.50 m.
- *Columnas*: Se presenta un solo tipo de columna por edificación, para la edificación de 6 niveles la sección es de 0.40 m x 0.40 m, para la edificación de 10 niveles la sección es de 0.65 m x 0.65 m, y para la edificación de 15 niveles la sección es de 0.75 m x 0.75 m.
- *Muros*: Se han distribuidos los muros de manera simétrica a cada lado del perímetro del edificio. Los muros son continuos hasta el último nivel, para las edificaciones de 6 y 10 niveles el espesor es de 0.20 m y para la edificación de 15 niveles el espesor es de 0.35 m.

3.1.2 Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales son:

Concreto armado:

- Resistencia a la compresión ($f'c$) 280 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_c) 2.5x10⁵ kg/cm²

Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia (f_y) 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E_s) 2x10⁶ kg/cm²

3.1.3 Cargas

De acuerdo con el uso de las edificaciones y según la Norma Técnica Peruana E.020 – Cargas (SENCICO, 2006), las cargas de servicio son las siguientes:

- Carga muerta/tabiquería 100 kg/m²
- Carga viva 250 kg/m²
- Carga viva en el último nivel 100 kg/m²

3.1.4 Parámetros sismorresistentes

Los parámetros sísmicos de las edificaciones se determinan según lo indicado en N.T.P. – E.030 (2018), tal como se define en el ítem 2.7.2.1. Estos parámetros se muestran en la Tabla N° 3.1.

Tabla N° 3.1 Parámetros sísmicos de las edificaciones

Factor de zona	Z	Zona 4	0.45
Factor de suelo	S	S2	1.05
Periodos	T_P	Zona 4 / S2	0.60
	T_L		2.00
Factor de uso	U	Edificaciones comunes	1.00
Coefficiente básico de reducción	R_o	Concreto / Sistema dual	7.00
Irregularidad en altura	I_a	Regular	1.00
Irregularidad en planta	I_p	Regular	1.00
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas	R	$R_o \times I_a \times I_p$	7.00

Fuente: (Elaboración propia)

3.2 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de las 3 edificaciones se realiza haciendo uso del software ETABS (CSI, 2015). Los siguientes tipos de elementos representan los diferentes elementos estructurales de las edificaciones.

- Las vigas y columnas son modeladas por elementos tipo *frame*.
- Los muros son modelados por elementos tipo *shell*.
- Las losas son modeladas por elementos tipo *membrane*.

En la Figura N° 3.3 se muestra la geometría típica del modelo de análisis.

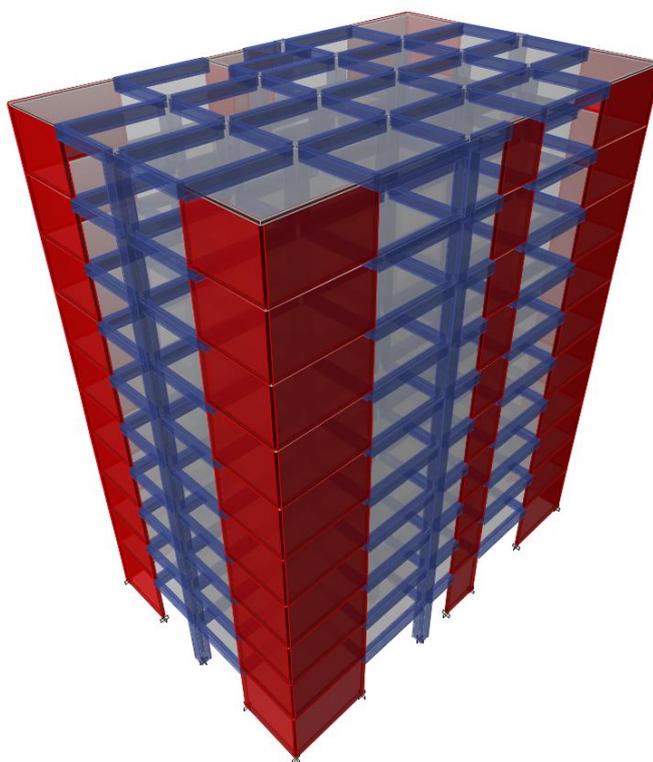


Figura N° 3.3 Geometría típica del modelo de análisis

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

3.2.1 Aceleración espectral

Las edificaciones se analizan en ambas direcciones X e Y empleando el espectro de pseudo aceleraciones inelástico o de diseño según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018) tal como se muestra en la Figura N° 3.4.

$$S_a = \frac{Z * U * S * C}{R} * g \quad (3.1)$$

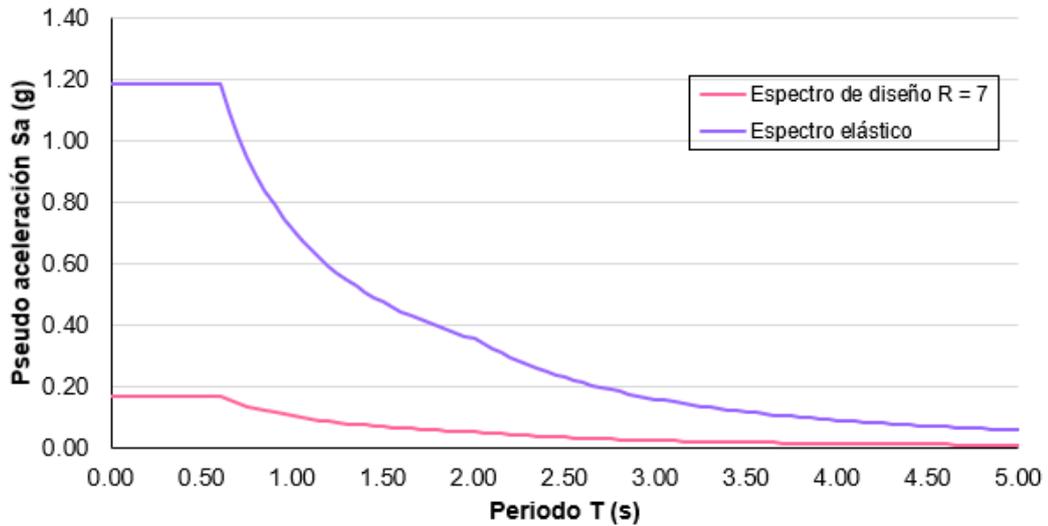


Figura N° 3.4 Espectro de pseudo aceleraciones elástico y de diseño
Fuente: (Elaboración propia)

3.2.2 Periodos y modos de vibración

Para las 3 edificaciones se consideran 18, 30 y 45 modos respectivamente de manera que la suma de masas efectivas es mayor al 90% cumpliendo con lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018). Así mismo, para las 3 edificaciones se presenta que los dos primeros modos son traslaciones y el tercer modo es rotacional tal como se muestra en la Figura N° 3.5, Figura N° 3.6 y Figura N° 3.7. Los resultados se muestran en la Tabla N° 3.2, Tabla N° 3.3 y Tabla N° 3.4.

Tabla N° 3.2 Periodos y participación de masa de la edificación de 6 niveles

Modos	Periodo (s)	Ux	Uy	Rz
1	0.373	0.0002	0.7125	0.0000
2	0.284	0.7228	0.7128	0.0008
3	0.196	0.7235	0.7128	0.7099
4	0.089	0.7236	0.9063	0.7099
5	0.071	0.9148	0.9063	0.7101
6	0.048	0.9151	0.9063	0.9106
7	0.041	0.9151	0.9586	0.9106
8	0.034	0.9625	0.9586	0.9107
9	0.026	0.9625	0.9763	0.9107
10	0.024	0.9626	0.9763	0.9544
11	0.023	0.9775	0.9763	0.9545
12	0.020	0.9775	0.9818	0.9545
13	0.018	0.9820	0.9818	0.9545
14	0.017	0.9820	0.9830	0.9545

15	0.016	0.9820	0.9830	0.9668
16	0.015	0.9830	0.9830	0.9668
17	0.013	0.9830	0.9830	0.9702
18	0.011	0.9830	0.9830	0.9708

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.3 Periodos y participación de masa de la edificación de 10 niveles

Modos	Periodo (s)	Ux	Uy	Rz
1	0.691	0.0010	0.7046	0.0003
2	0.520	0.7141	0.7057	0.0015
3	0.394	0.7153	0.7061	0.6899
4	0.176	0.7155	0.8759	0.6900
5	0.137	0.8833	0.8761	0.6902
6	0.096	0.8835	0.8761	0.8784
7	0.080	0.8835	0.9362	0.8785
8	0.064	0.9421	0.9362	0.8785
9	0.049	0.9421	0.9637	0.8785
10	0.044	0.9422	0.9637	0.9395
11	0.040	0.9676	0.9637	0.9395
12	0.034	0.9676	0.9775	0.9395
13	0.029	0.9797	0.9775	0.9395
14	0.028	0.9797	0.9775	0.9640
15	0.027	0.9797	0.9846	0.9640
16	0.023	0.9856	0.9846	0.9640
17	0.022	0.9856	0.9881	0.9640
18	0.021	0.9856	0.9881	0.9747
19	0.019	0.9885	0.9881	0.9747
20	0.019	0.9885	0.9897	0.9747
21	0.017	0.9885	0.9903	0.9747
22	0.017	0.9898	0.9903	0.9747
23	0.017	0.9898	0.9903	0.9796
24	0.016	0.9898	0.9904	0.9796
25	0.015	0.9903	0.9904	0.9796
26	0.015	0.9904	0.9904	0.9796
27	0.014	0.9904	0.9904	0.9818
28	0.013	0.9904	0.9904	0.9828
29	0.012	0.9904	0.9904	0.9831
30	0.011	0.9904	0.9904	0.9832

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.4 Periodos y participación de masa de la edificación de 15 niveles

Modos	Periodo (s)	Ux	Uy	Rz
1	1.100	0.0006	0.6901	0.0002
2	0.812	0.6976	0.6907	0.0013
3	0.646	0.6986	0.6911	0.6723
4	0.279	0.6987	0.8507	0.6723
5	0.212	0.8556	0.8508	0.6726
6	0.154	0.8558	0.8508	0.8480
7	0.123	0.8559	0.9125	0.8481
8	0.096	0.9175	0.9125	0.8482
9	0.072	0.9176	0.9442	0.8482
10	0.067	0.9176	0.9442	0.9142
11	0.057	0.9487	0.9442	0.9142
12	0.049	0.9487	0.9623	0.9142
13	0.040	0.9488	0.9623	0.9463
14	0.040	0.9658	0.9623	0.9463
15	0.036	0.9658	0.9730	0.9463
16	0.030	0.9756	0.9730	0.9463
17	0.029	0.9756	0.9797	0.9463
18	0.028	0.9756	0.9797	0.9630
19	0.024	0.9815	0.9797	0.9631
20	0.024	0.9815	0.9840	0.9631
21	0.022	0.9815	0.9840	0.9721
22	0.020	0.9851	0.9840	0.9721
23	0.020	0.9851	0.9867	0.9721
24	0.018	0.9851	0.9883	0.9721
25	0.018	0.9873	0.9883	0.9721
26	0.018	0.9873	0.9883	0.9772
27	0.016	0.9873	0.9893	0.9772
28	0.016	0.9887	0.9893	0.9772
29	0.015	0.9887	0.9893	0.9802
30	0.015	0.9887	0.9899	0.9802
31	0.014	0.9895	0.9899	0.9802
32	0.014	0.9895	0.9902	0.9802
33	0.013	0.9895	0.9903	0.9802
34	0.013	0.9900	0.9903	0.9803
35	0.013	0.9900	0.9904	0.9820
36	0.013	0.9900	0.9904	0.9820
37	0.013	0.9903	0.9904	0.9820
38	0.012	0.9904	0.9904	0.9820
39	0.012	0.9904	0.9904	0.9830
40	0.012	0.9904	0.9904	0.9830

41	0.011	0.9904	0.9904	0.9836
42	0.010	0.9904	0.9904	0.9839
43	0.010	0.9904	0.9904	0.9841
44	0.009	0.9904	0.9904	0.9842
45	0.009	0.9904	0.9904	0.9842

Fuente: (Elaboración propia)

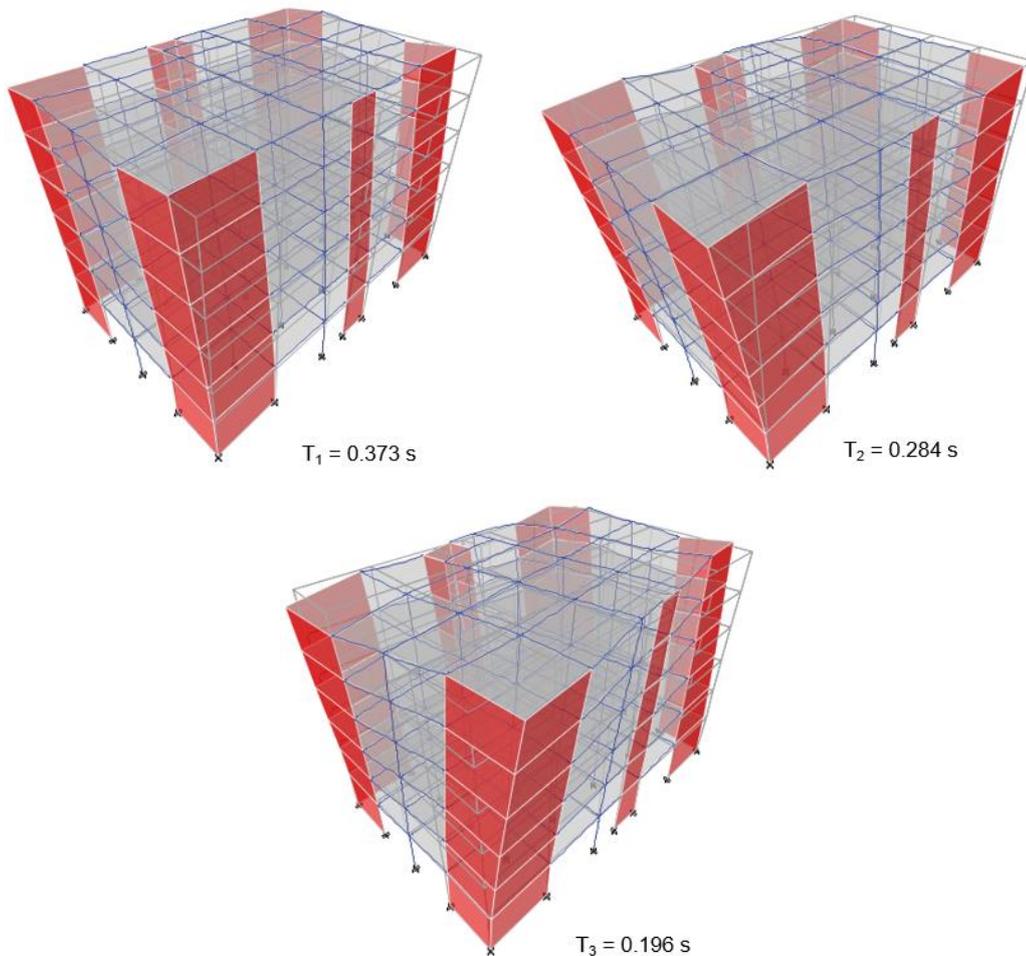


Figura N° 3.5 Formas de modo de la edificación de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

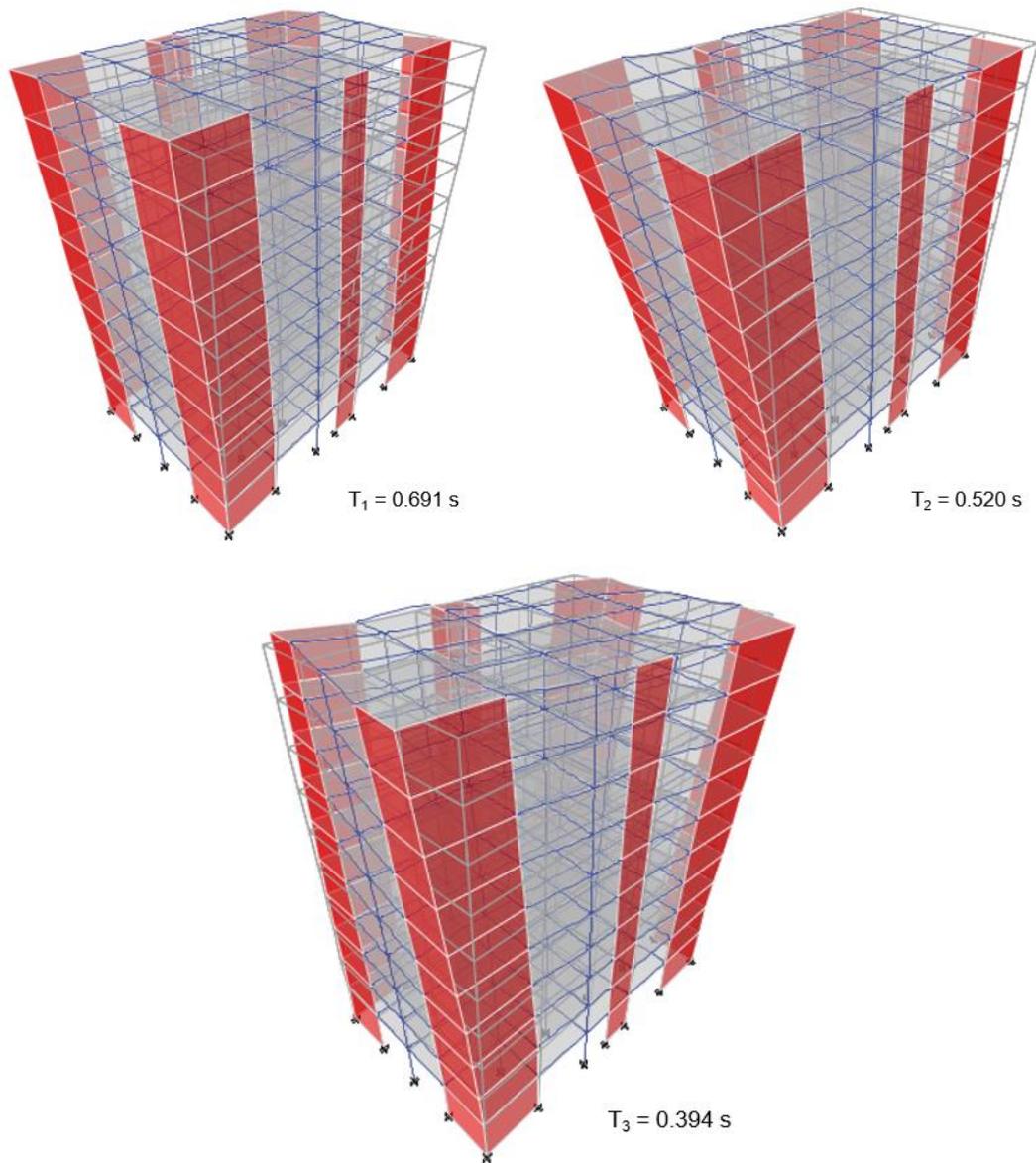


Figura N° 3.6 Formas de modo de la edificación de 10 niveles
Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

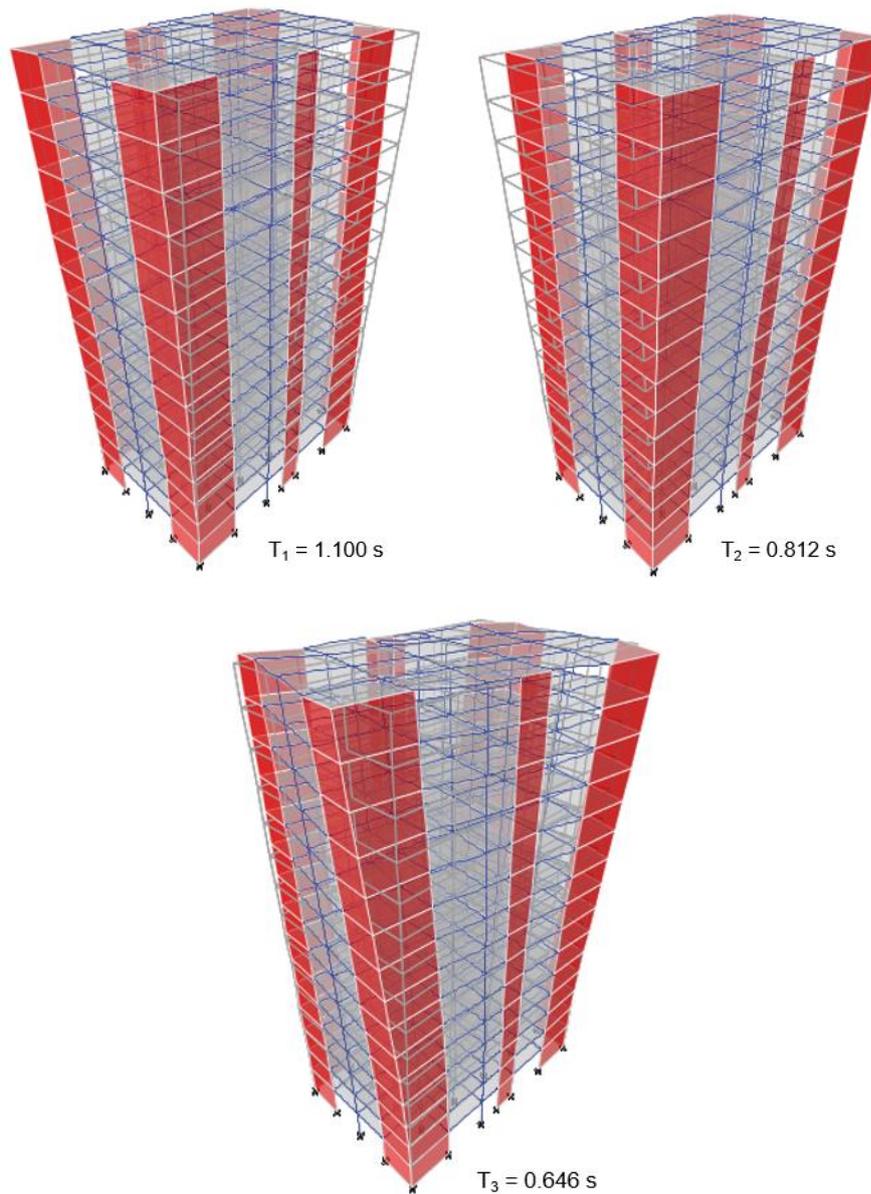


Figura N° 3.7 Formas de modo de la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

3.2.3 Desplazamientos y distorsiones

Los desplazamientos y distorsiones de las edificaciones se muestran en la Tabla N° 3.5, Tabla N° 3.6 y Tabla N° 3.7, los cuales han sido obtenidos del análisis sísmico multiplicados por $0.75 * R$ según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018) para estructuras regulares.

En la Figura N° 3.8, Figura N° 3.9 y Figura N° 3.10 se muestran las distorsiones máximas de entrepiso en ambas direcciones, las cuales son menores que la

distorsión máxima permitida de entrepiso de 0.007, según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018) para edificaciones de concreto armado, con lo cual se infiere que las edificaciones presentan rigideces adecuadas.

Tabla N° 3.5 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 6 niveles

Altura de entrepiso (m)	Desplazamientos						Distorsión en X	Distorsión en Y	
	Análisis sísmico		Multiplicado por (0.75 x R)						
	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\Delta_{relativo X}$ (m)	$\Delta_{relativo Y}$ (m)			
Piso 6	3.00	0.0052	0.0089	0.0275	0.0467	0.0051	0.0090	0.0017	0.0030
Piso 5	3.00	0.0043	0.0072	0.0223	0.0376	0.0054	0.0093	0.0018	0.0031
Piso 4	3.00	0.0032	0.0054	0.0170	0.0283	0.0054	0.0092	0.0018	0.0031
Piso 3	3.00	0.0022	0.0036	0.0116	0.0191	0.0050	0.0084	0.0017	0.0028
Piso 2	3.00	0.0013	0.0020	0.0067	0.0107	0.0040	0.0067	0.0013	0.0022
Piso 1	3.60	0.0005	0.0008	0.0026	0.0040	0.0026	0.0040	0.0007	0.0011

Fuente: (Elaboración propia)

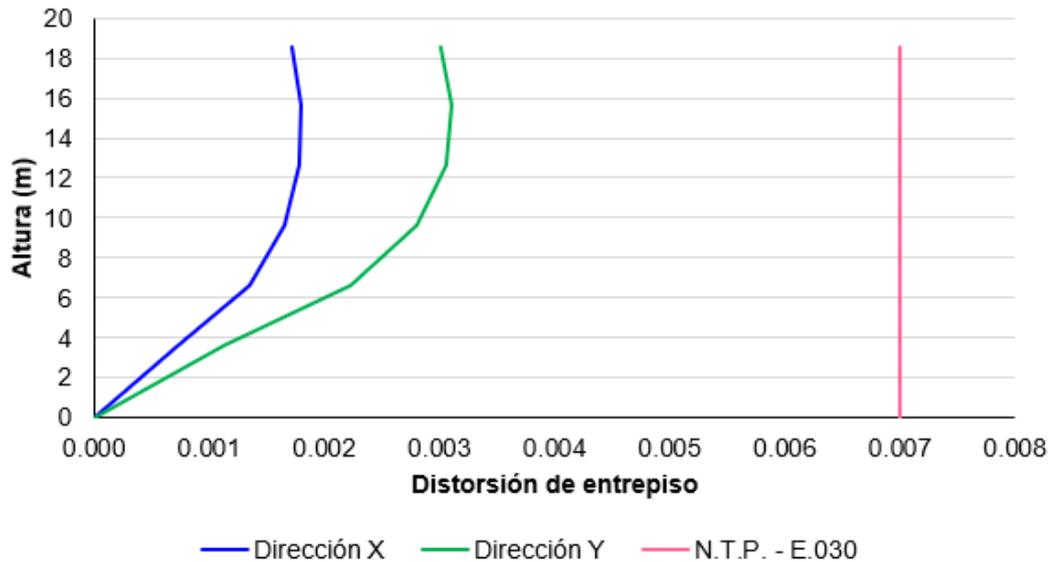


Figura N° 3.8 Distorsión de entrepiso de la edificación de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.6 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 10 niveles

Piso	Altura de entrepiso (m)	Desplazamientos						Distorsión en X	Distorsión en Y
		Análisis sísmico		Multiplicado por (0.75 x R)					
		Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\Delta_{relativo X}$ (m)	$\Delta_{relativo Y}$ (m)		
Piso 10	3.00	0.0179	0.0275	0.0938	0.1443	0.0093	0.0149	0.0031	0.0050
Piso 9	3.00	0.0161	0.0246	0.0845	0.1294	0.0099	0.0158	0.0033	0.0053
Piso 8	3.00	0.0142	0.0216	0.0746	0.1136	0.0105	0.0165	0.0035	0.0055
Piso 7	3.00	0.0122	0.0185	0.0641	0.0971	0.0110	0.0171	0.0037	0.0057
Piso 6	3.00	0.0101	0.0152	0.0532	0.0799	0.0112	0.0173	0.0037	0.0058
Piso 5	3.00	0.0080	0.0119	0.0420	0.0627	0.0110	0.0169	0.0037	0.0056
Piso 4	3.00	0.0059	0.0087	0.0310	0.0458	0.0103	0.0157	0.0034	0.0052
Piso 3	3.00	0.0039	0.0057	0.0206	0.0301	0.0090	0.0136	0.0030	0.0045
Piso 2	3.00	0.0022	0.0032	0.0116	0.0165	0.0071	0.0104	0.0024	0.0035
Piso 1	3.60	0.0009	0.0012	0.0045	0.0062	0.0045	0.0062	0.0013	0.0017

Fuente: (Elaboración propia)

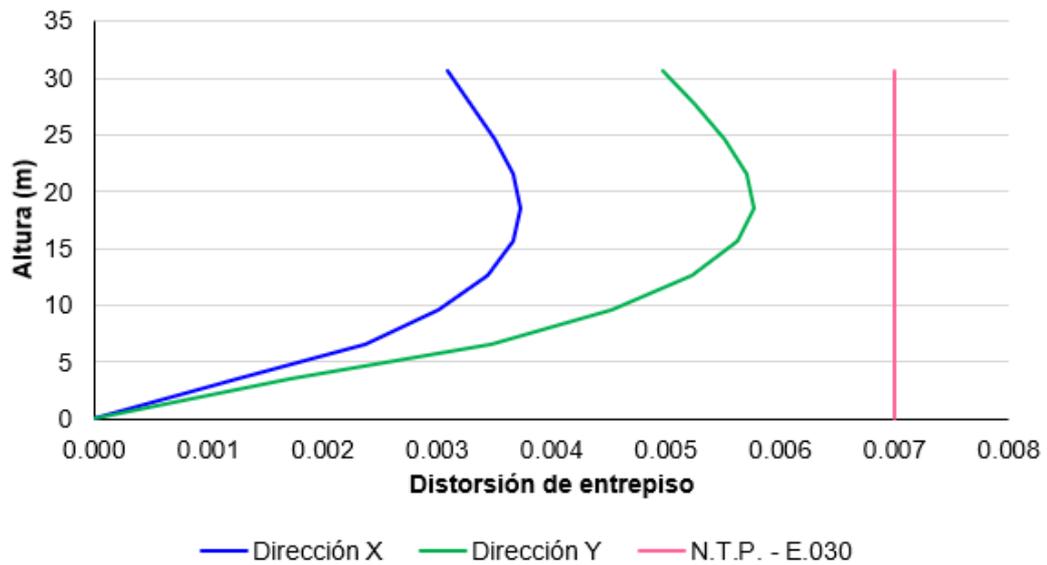


Figura N° 3.9 Distorsión de entrepiso de la edificación de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.7 Desplazamientos y distorsiones de la edificación de 15 niveles

	Altura de entrespiso (m)	Desplazamientos						Distorsión en X	Distorsión en Y
		Análisis sísmico		Multiplicado por (0.75 x R)					
		Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\Delta_{\text{relativo X}}$ (m)	$\Delta_{\text{relativo Y}}$ (m)		
Piso 15	3.00	0.0323	0.0444	0.1695	0.2331	0.0109	0.0157	0.0036	0.0052
Piso 14	3.00	0.0302	0.0414	0.1586	0.2174	0.0113	0.0163	0.0038	0.0054
Piso 13	3.00	0.0281	0.0383	0.1473	0.2012	0.0119	0.0169	0.0040	0.0056
Piso 12	3.00	0.0258	0.0351	0.1354	0.1843	0.0124	0.0175	0.0041	0.0058
Piso 11	3.00	0.0234	0.0318	0.1230	0.1668	0.0129	0.0181	0.0043	0.0060
Piso 10	3.00	0.0210	0.0283	0.1101	0.1487	0.0134	0.0185	0.0045	0.0062
Piso 9	3.00	0.0184	0.0248	0.0967	0.1302	0.0136	0.0188	0.0045	0.0063
Piso 8	3.00	0.0158	0.0212	0.0830	0.1114	0.0137	0.0187	0.0046	0.0062
Piso 7	3.00	0.0132	0.0177	0.0693	0.0927	0.0135	0.0184	0.0045	0.0061
Piso 6	3.00	0.0106	0.0142	0.0558	0.0743	0.0130	0.0176	0.0043	0.0059
Piso 5	3.00	0.0082	0.0108	0.0428	0.0567	0.0121	0.0163	0.0040	0.0054
Piso 4	3.00	0.0059	0.0077	0.0307	0.0404	0.0108	0.0145	0.0036	0.0048
Piso 3	3.00	0.0038	0.0049	0.0199	0.0259	0.0091	0.0121	0.0030	0.0040
Piso 2	3.00	0.0021	0.0026	0.0108	0.0138	0.0068	0.0089	0.0023	0.0030
Piso 1	3.60	0.0008	0.0009	0.0040	0.0049	0.0040	0.0049	0.0011	0.0014

Fuente: (Elaboración propia)

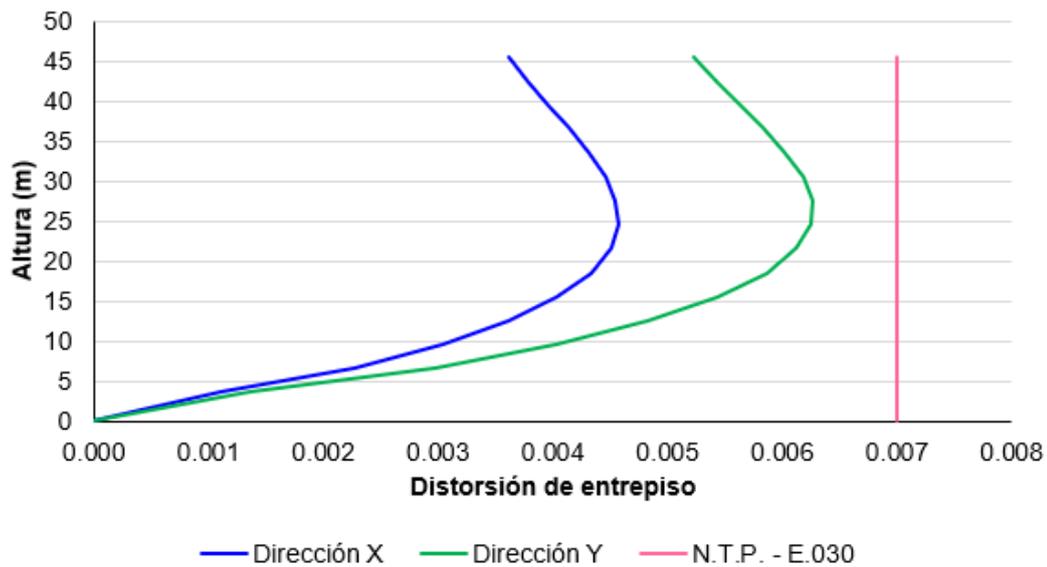


Figura N° 3.10 Distorsión de entrespiso de la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

3.2.4 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico no puede ser menor al 80% de la fuerza cortante en la base obtenida del análisis estático según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018) para estructuras regulares y en cada dirección.

3.2.4.1 Método estático

La fuerza cortante en la base se obtiene de la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * P \quad , \quad \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad (3.2)$$

El peso de la edificación (P) se calcula considerando el total de la carga permanente más el 25% de la carga viva según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018) para estructuras de categoría C – uso común.

El periodo fundamental para el análisis estático se determina en función de los periodos obtenidos del análisis dinámico considerando un factor de 0.85 debido a que en el análisis dinámico no se consideran el efecto de los elementos no estructurales según lo indicado en la N.T.P. – E.030 (2018). El factor de amplificación sísmica se determina tal como se define en el ítem 2.7.2.1.

Con los demás parámetros ya definidos se determina la fuerza cortante basal reemplazando en la expresión (3.2). Los resultados se muestran en la Tabla N° 3.8 y Tabla N° 3.9 para cada dirección.

Tabla N° 3.8 Fuerza cortante basal estático en la dirección X

	6 niveles	10 niveles	15 niveles
P (ton)	2244.925	4027.794	6987.741
T (s)	0.241	0.442	0.690
C	2.500	2.500	2.173
C/R	0.357	0.357	0.310
ZUCS/R	0.169	0.169	0.147
V_{estático} (ton)	378.831	679.690	1025.078

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.9 Fuerza cortante basal estático en la dirección Y

	6 niveles	10 niveles	15 niveles
P (ton)	2244.925	4027.794	6987.741
T (s)	0.317	0.587	0.935
C	2.500	2.500	1.604
C/R	0.357	0.357	0.229
ZUCS/R	0.169	0.169	0.108
V_{estático} (ton)	378.831	679.690	756.694

Fuente: (Elaboración propia)

3.2.4.2 Método dinámico

La fuerza cortante en la base se obtiene del análisis dinámico tal como se muestra en la Tabla N° 3.10 y Tabla N° 3.11, así mismo para las 3 edificaciones, las fuerzas obtenidas por el método dinámico no supera el 80% a las fuerzas obtenidas por el método estático por lo que, para los elementos en ambas direcciones, los momentos flectores y fuerzas cortantes del análisis sísmico deberán ser corregidos por los factores que se muestran en las tablas.

Tabla N° 3.10 Fuerza cortante basal dinámico en la dirección X

	6 niveles	10 niveles	15 niveles
$V_{\text{estático}}$ (ton)	378.831	679.690	1025.078
$80\%*V_{\text{estático}}$ (ton)	303.065	543.752	820.062
$V_{\text{dinámico}}$ (ton)	289.286	508.210	653.304
F.A.	1.05	1.07	1.26

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.11 Fuerza cortante basal dinámico en la dirección Y

	6 niveles	10 niveles	15 niveles
$V_{\text{estático}}$ (ton)	378.831	679.690	756.694
$80\%*V_{\text{estático}}$ (ton)	303.065	543.752	605.355
$V_{\text{dinámico}}$ (ton)	285.891	441.929	502.908
F.A.	1.07	1.24	1.21

Fuente: (Elaboración propia)

3.3 DISEÑO POR RESISTENCIA

Se realiza el diseño por resistencia de los elementos estructurales de las 3 edificaciones según lo indicado en la N.T.P. – E.060 (2009).

Los elementos se diseñan a fin de obtener en todas las secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en N.T.P. – E.060 (2009). En todas las secciones de los elementos estructurales se debe cumplir:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (3.3)$$

3.3.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se consideran en el diseño por resistencia, corresponden a las indicadas en la N.T.P. – E.060 (2009).

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \quad (3.4)$$

$$1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV} \pm \text{CS} \quad (3.5)$$

$$0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \quad (3.6)$$

Con estas combinaciones de cargas se obtienen los momentos flectores y esfuerzos de corte para vigas; cargas axiales, momentos flectores y fuerzas de corte para columnas y muros, a partir del análisis dinámico.

3.3.2 Diseño de vigas

Las vigas se diseñan con el máximo momento ubicado en las caras de las columnas tanto positivas como negativas y en el centro de luz, empleando los criterios y ecuaciones definidas en la N.T.P. – E.060 (2009) para la cual se emplean los datos mostrados en la Tabla N° 3.12.

Tabla N° 3.12 Datos para diseño por flexión de vigas

	0.30 m x 0.50 m	0.40 m x 0.60 m
f'c (kg/cm²)	280	280
fy (kg/cm²)	4200	4200
φ	0.90	0.90
b (cm)	30	40
d (cm)	44.28	54.28

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla}}/2$$

Fuente: (Elaboración propia)

La fuerza cortante de diseño (V_u) se determina a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. (SENCICO, 2009).

Según el diseño por resistencia, la fuerza cortante de diseño es igual a:

$$V_u = \phi * (V_c + V_s) \quad (3.7)$$

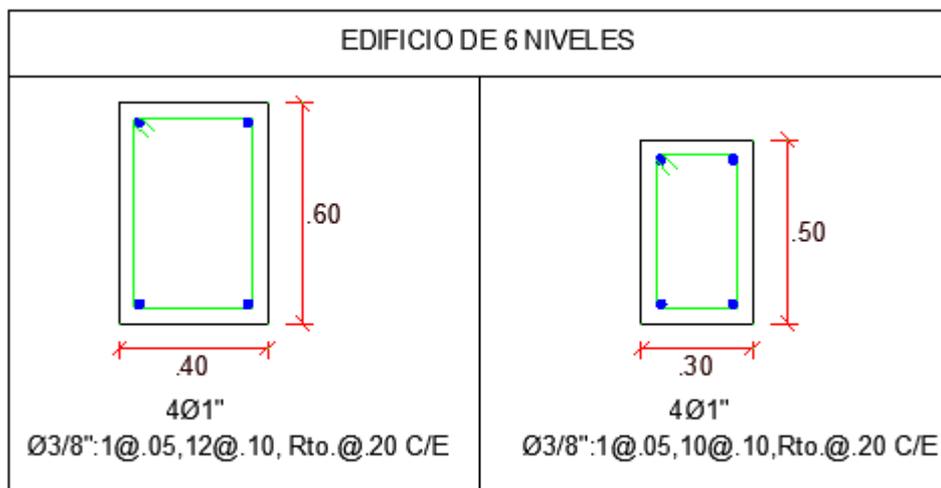
Según la N.T.P. – E.060 (2009) establece que el refuerzo transversal se debe disponer en una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión. Además, se indica que el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de los valores mostrados en la Tabla N° 3.13.

Tabla N° 3.13 Espaciamiento de reforzamiento transversal de las vigas

	0.30 m x 0.50 m	0.40 m x 0.60 m
Lo (cm)	100	120
d/4 (cm)	11.07	13.57
10*ϕ_{varilla} (cm)	25.40	25.40
24*ϕ_{estribo} (cm)	22.86	22.86
S (cm)	10	10
Fuera de la zona de confinamiento:		
d/2 (cm)	22.14	27.14
S (cm)	20	25

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura N° 3.11 se muestra el refuerzo de las vigas del eje 3 (0.40 m x 0.60 m) y del eje D (0.30 m x 0.50 m) de las 3 edificaciones, para el diseño de las demás vigas se sigue el mismo procedimiento.



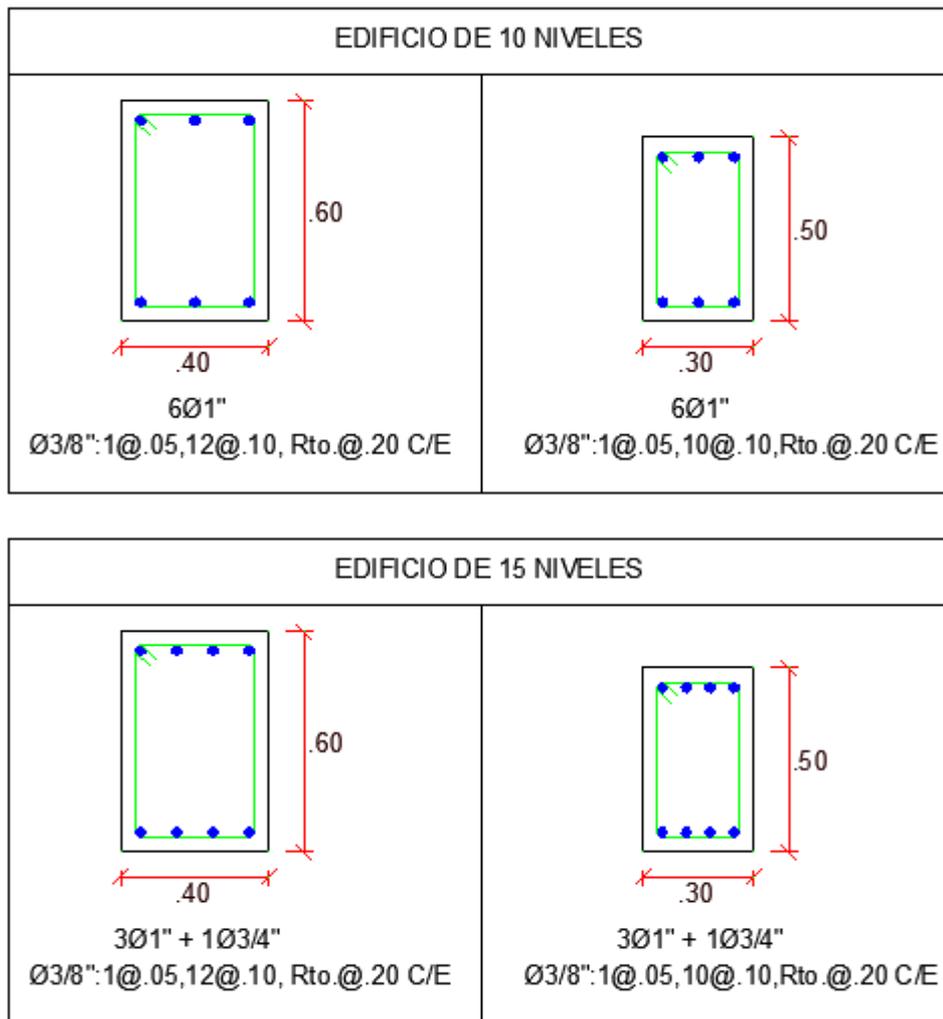


Figura N° 3.11 Refuerzo longitudinal y de corte de las vigas

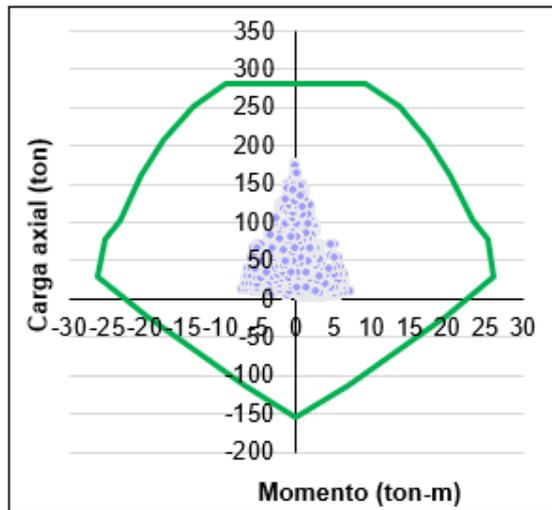
Fuente: (Elaboración propia)

3.3.3 Diseño de columnas

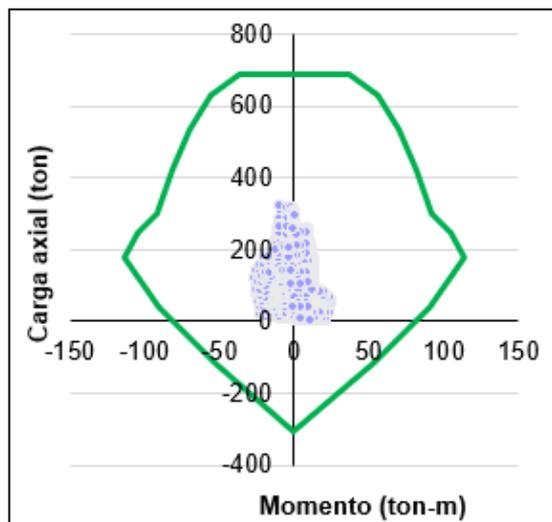
Las columnas se diseñan según las disposiciones indicadas en la N.T.P. – E.060 (2009), las cuales se aplican a las columnas resistentes a momentos inducidos por el sismo, y las fuerzas de diseño se determinan en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

Para el diseño de columnas por flexo compresión se utiliza el diagrama de interacción, que se elabora para varias distribuciones de refuerzo, teniendo en cuenta la cuantía mínima de 1% y máxima de 6%.

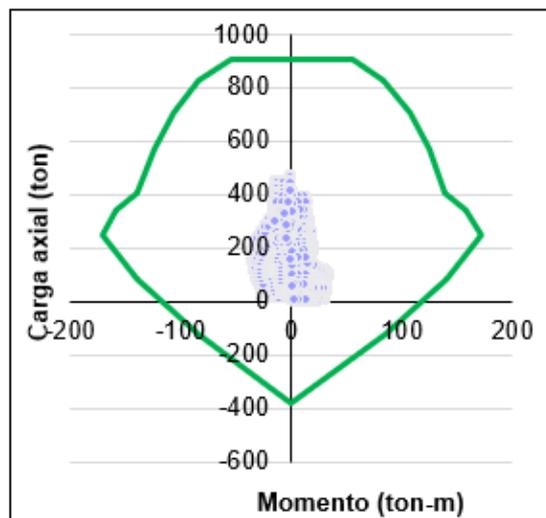
Teniendo en cuenta las resistencias y los factores de reducción de resistencia se obtienen las resistencias nominales. Ingresando estas solicitaciones (M_n , P_n) en los diagramas de interacción se pueden determinar la cuantía del refuerzo longitudinal que satisface todas las solicitaciones como se muestra en la Figura N° 3.12.



(a) Edificio de 6 niveles



(b) Edificio de 10 niveles



(c) Edificio de 15 niveles

Figura N° 3.12 Diagrama de interacción de las columnas típicas de las edificaciones

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura N° 3.12 se observa que las cargas de demanda o amplificadas obtenidas del análisis dinámico, se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño. Por lo tanto, las secciones y los refuerzos empleados en el diseño satisfacen los requerimientos de la N.T.P. – E.060 (2009).

La fuerza cortante de diseño (V_u) se determina a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento asociados a la fuerza axial (P_u) que resulte el mayor momento nominal posible. (SENCICO, 2009).

Según la N.T.P. – E.060 (2009) establece que el refuerzo transversal se debe disponer en una longitud que no debe ser menor que el mayor de los valores mostrados en la Tabla N° 3.14. Además, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de los valores mostrados en la Tabla N° 3.15.

Tabla N° 3.14 Longitud de reforzamiento transversal de las columnas

	0.40 m x 0.40 m	0.65 m x 0.65 m	0.75 m x 0.75 m
Ln/6 (cm)	40	40	40
máx (b,d) (cm)	40	65	75
Lo (cm)	50	65	75

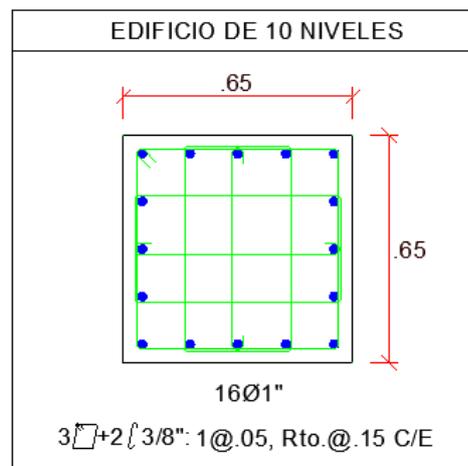
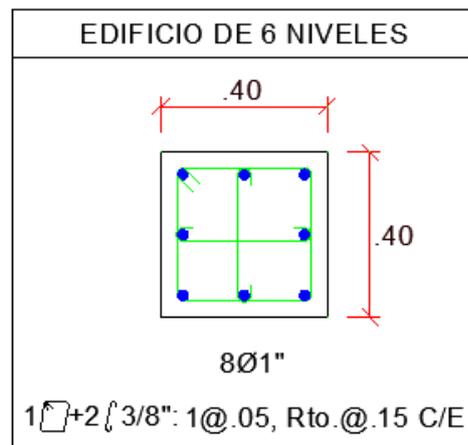
Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 3.15 Espaciamiento de reforzamiento transversal de las columnas

	0.40 m x 0.40 m	0.65 m x 0.65 m	0.75 m x 0.75 m
8*ϕ_{varilla} (cm)	20.32	20.32	20.32
0.5*min (b,d) (cm)	20	32.50	37.50
S (cm)	10	10	10
Fuera de la zona de confinamiento:			
0.75*d (cm)	30	48.75	56.25
16*ϕ_{varilla} (cm)	40.64	40.64	40.64
48*ϕ_{estribo} (cm)	45.72	45.72	45.72
min (b,d) (cm)	40	65	75
S (cm)	30	30	30

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura N° 3.13 se muestra el refuerzo de las columnas de las 3 edificaciones, 0.40 m x 0.40 m, 0.65 m x 0.65 m y 0.75 m x 0.75 m.



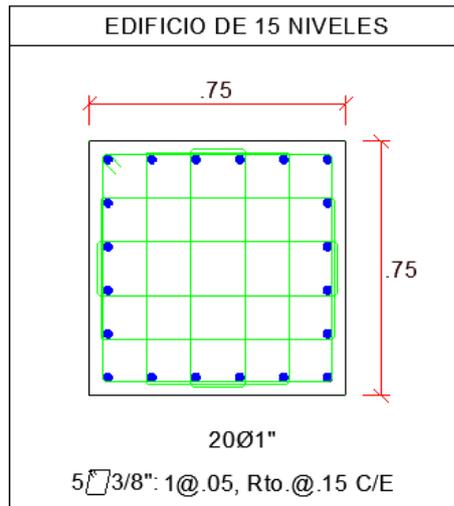


Figura N° 3.13 Refuerzo longitudinal y de corte de las columnas

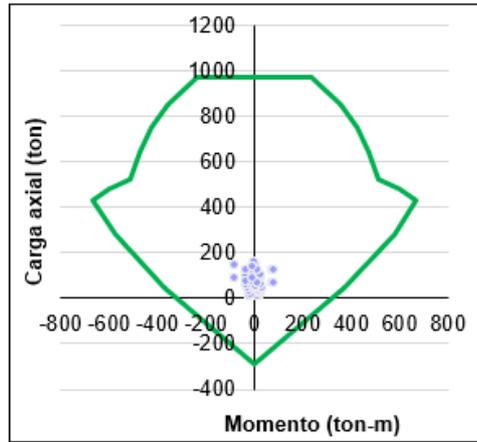
Fuente: (Elaboración propia)

3.3.4 Diseño de muros

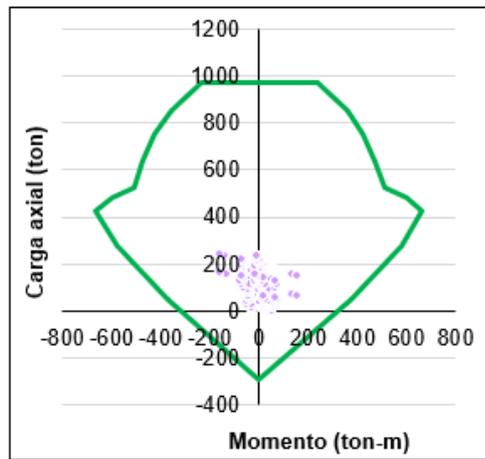
Los muros se diseñan según las disposiciones indicadas en la N.T.P. – E.060 (2009). Para las 3 edificaciones, los muros presentan elementos de borde, además, el espesor de los muros es igual o mayor a 20 cm.

Para el diseño de muros por flexo compresión se utiliza el diagrama de interacción, que se elabora para varias distribuciones de refuerzo. Teniendo en cuenta las resistencias y los factores de reducción de resistencia se obtienen las resistencias nominales.

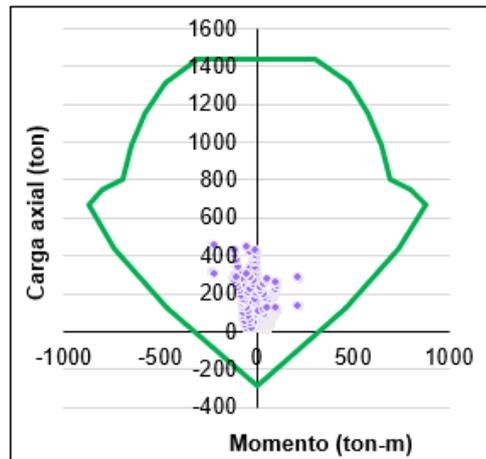
Ingresando estas solicitaciones en los diagramas de interacción se verifica que los refuerzos longitudinales satisfacen todas las solicitaciones para todos los muros de las 3 edificaciones. A modo de ejemplo, se muestra en la Figura N° 3.14 el diagrama de interacción para el tipo de muro P-1.



(a) Edificio de 6 niveles



(b) Edificio de 10 niveles



(c) Edificio de 15 niveles

Figura N° 3.14 Diagrama de interacción de los muros P-1 para las edificaciones

Fuente: (Elaboración propia)

La fuerza cortante de diseño (V_u) garantiza una falla dúctil para el caso en el que las edificaciones sean sometidas al régimen inelástico durante algún sismo. Así mismo, la cuantía mínima de 0.0025 y el espaciamiento no excede a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

En la Figura N° 3.15 se muestra el refuerzo del muro P-1 para las 3 edificaciones.

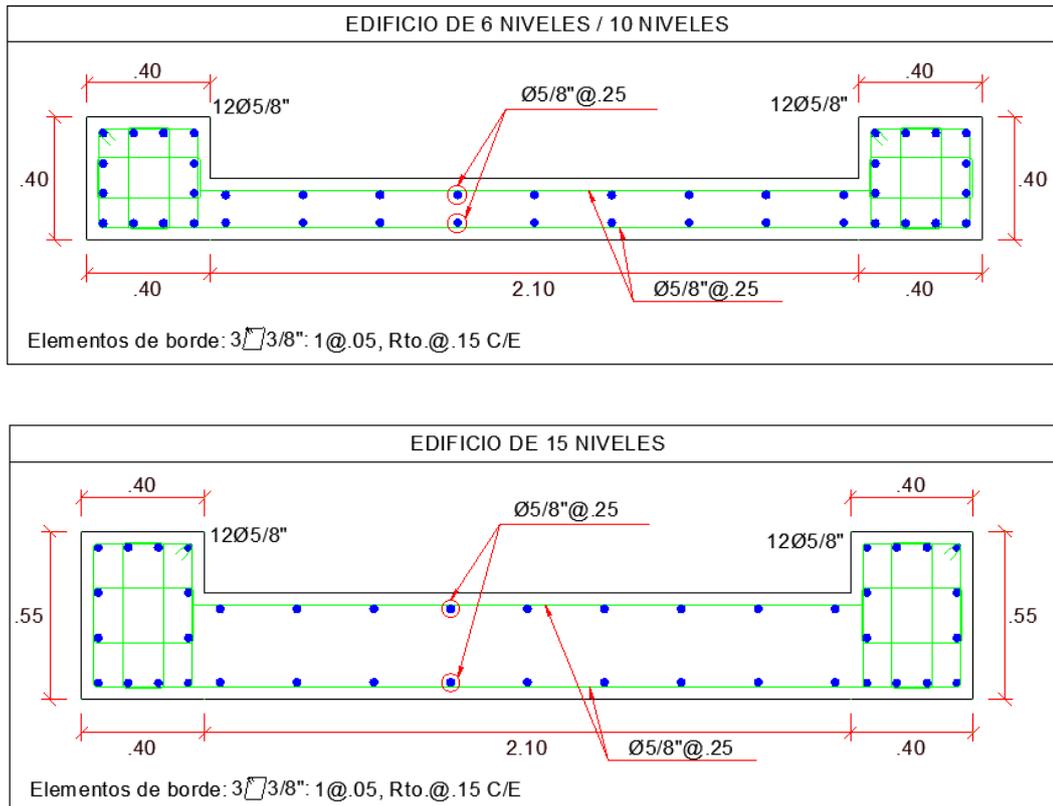


Figura N° 3.15 Refuerzo longitudinal y de corte de los muros P-1

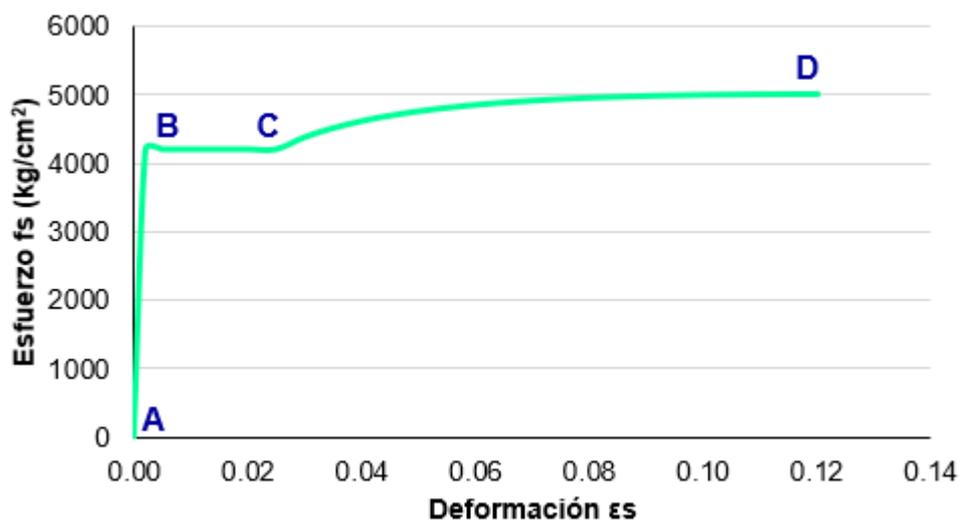
Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO IV: CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD

4.1 MODELO INELÁSTICO DE LOS MATERIALES

4.1.1 Acero de refuerzo

Para el diagrama de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo se emplea el modelo elastoplástico con endurecimiento curvo descrito en el ítem 2.5.1, el cual se muestra en la Figura N° 4.1.



Punto	ϵ_s	f_s (kg/cm ²)
A	0.0000	0
B	0.0021	4200
C	0.0250	4200
D	0.1200	5002

Figura N° 4.1 Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo

Fuente: (Elaboración propia)

4.1.2 Concreto

Para el diagrama de esfuerzo – deformación del concreto confinado se emplea el modelo de Mander (1988) descrito en el ítem 2.5.2. A modo de demostración, en la Figura N° 4.2, Figura N° 4.3 se muestra el diagrama de esfuerzo – deformación para una viga y columna del edificio de 6 niveles.

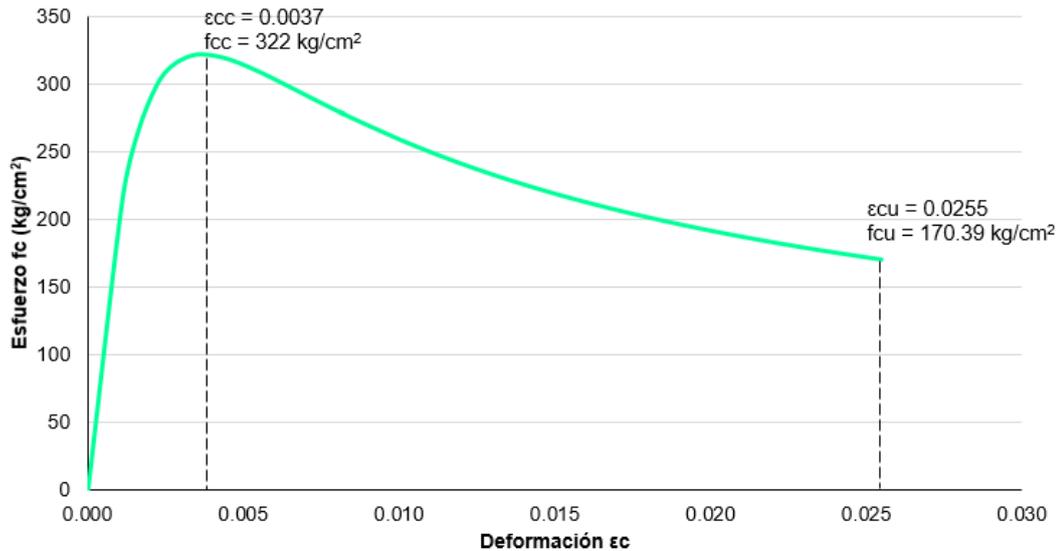


Figura N° 4.2 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado para la viga V40x60 del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

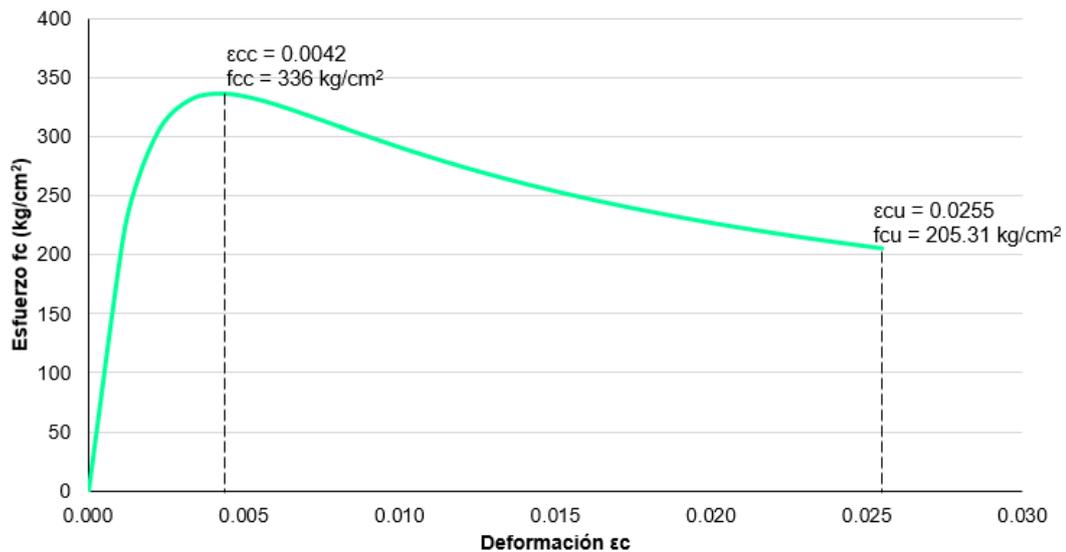


Figura N° 4.3 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado para la columna C40x40 del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

4.2 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LOS ELEMENTOS

Para desarrollar los diagramas momento – curvatura de las secciones obtenidas del diseño de los elementos; se emplean los diagramas esfuerzo - deformación indicados en ítem 4.1. Se considera una deformación máxima del concreto de 0.01 debido a que no todas las secciones de los elementos corresponden a concreto

confinado, dado que también hay una parte de concreto de recubrimiento o concreto sin confinamiento.

A modo de demostración en la Tabla N° 4.1 se muestran los valores de los parámetros para la viga V40x60 y columna C40x40 del edificio de 6 niveles.

Tabla N° 4.1 Parámetros de esfuerzo – deformación para la viga V40x60 y columna C40x40 del edificio de 6 niveles

Parámetros		V40x60	C40x40
Esfuerzo máximo del concreto confinado	f'_{cc} (kg/cm ²)	322	336
Deformación unitaria del concreto en el punto de mayor esfuerzo a la compresión	ϵ_{cc}	0.00	0.0042
Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	f_{cu} (kg/cm ²)	170.30	205.31
Deformación de agotamiento del concreto	ϵ_{cu}	0.0255	0.0255
Deformación máxima del concreto	ϵ_{cmax}	0.01	0.01
Módulo de elasticidad secante del concreto confinado en el máximo esfuerzo	E_{sec} (kg/cm ²)	87619	80000
Módulo de elasticidad tangente del concreto	E_c (kg/cm ²)	250998	250998
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y (kg/cm ²)	4200	4200
Esfuerzo máximo del acero	f_{su} (kg/cm ²)	5002	5002
Deformación asociada al esfuerzo máximo del acero	ϵ_{su}	0.12	0.12
Deformación donde se inicia el endurecimiento del acero	ϵ_s	0.025	0.025
Módulo de elasticidad del acero	E_s (kg/cm ²)	2000000	2000000

Fuente: (Elaboración propia)

4.2.1 Vigas

Para las secciones en los extremos de las vigas se obtienen los diagramas momento – curvatura tanto para momento positivo como negativo, siguiendo lo indicado por el ASCE 41-13 (2014) descrito en el ítem 2.6.1.1. En la Figura N° 4.4

se muestra el diagrama momento – curvatura de la viga V40x60 del edificio de 6 niveles.

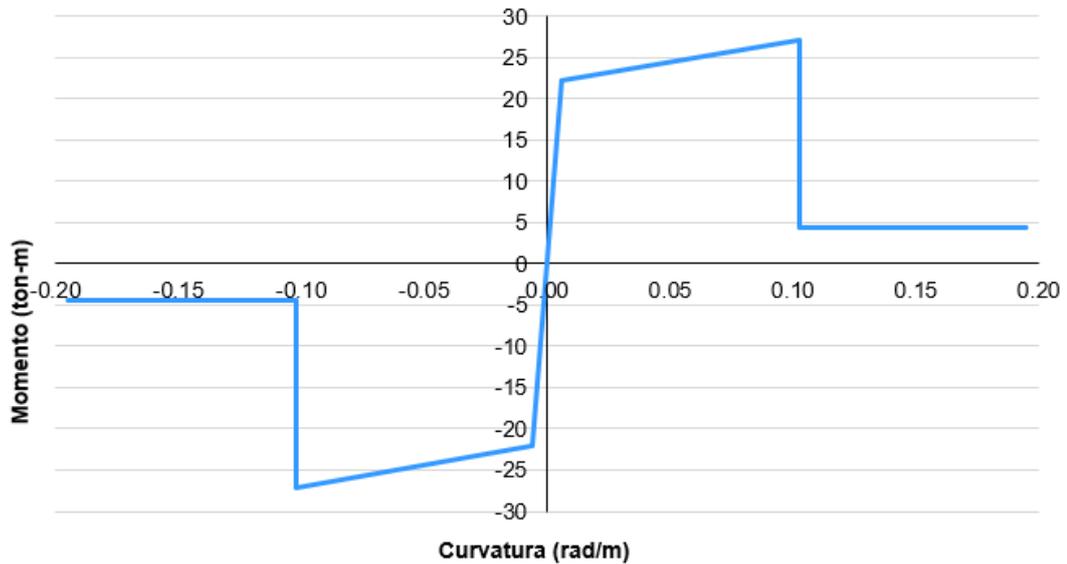


Figura N° 4.4 Diagrama momento – curvatura de la viga V40x60 del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

4.2.2 Columnas

Para la elaboración de los diagramas momento – curvatura, se considera la carga axial como la combinación de la carga muerta más la carga viva (cargas de servicio). Así mismo, el diagrama de momento – curvatura se calcula para un sentido dado que las armaduras de las columnas son simétricas. En la Tabla N° 4.2 se resume las cargas axiales en cada nivel y en la Figura N° 4.5 se muestra el diagrama momento – curvatura de la columna C40x40 del edificio de 6 niveles.

Tabla N° 4.2 Cargas axiales para la columna C40x40 del edificio de 6 niveles

	Carga axial P = CM + CV (ton)
Piso 1	-119.44
Piso 2	-98.83
Piso 3	-78.35
Piso 4	-57.85
Piso 5	-37.33
Piso 6	-16.83

Fuente: (Elaboración propia)

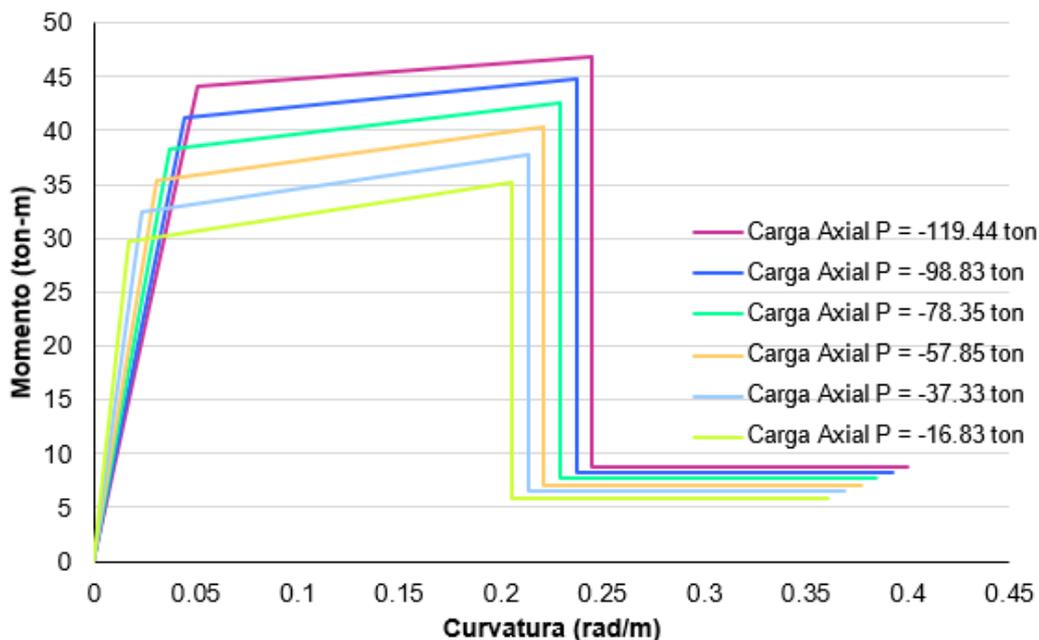


Figura N° 4.5 Diagrama momento – curvatura de la columna C40x40 del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

4.2.3 Muros

Para el análisis no lineal de muros de corte se tiene en cuenta su comportamiento a corte o a flexión. Ensayos de laboratorio han demostrado que para altas relaciones de aspecto (h_w/l_w), el comportamiento del muro estará controlado por flexión, mientras que para bajas relaciones lo estará por fuerza cortante. La respuesta de muros con relación (h_w/l_w) intermedia está influenciada tanto por corte como por flexión, por lo tanto, los muros de corte serán considerados esbeltos si la relación (h_w/l_w) es mayor o igual a 3, y será considerado corto si su relación (h_w/l_w) es menor o igual que 1.5. (Casimiro, 2012).

Para las 3 edificaciones los muros son esbeltos, es decir, $h_w/l_w > 3$, por lo que se espera que la respuesta sísmica del muro este dominado por flexión.

Así mismo, dada la geometría de los muros, se considera el diagrama momento – curvatura generado por el programa ETABS (CSI, 2015), el cual presenta principalmente dos opciones para la asignación de rótulas plásticas en muros: fibras y asignación de refuerzo.

En el presente trabajo se emplea la opción de asignación de refuerzo, el cual se contrasta, mediante la curva de capacidad, con los resultados obtenidos de los ensayos de muro y análisis no lineal realizado por Dae-Han (2014).

La geometría y el refuerzo del muro se muestra en la Figura N° 4.6, y los parámetros del muro se muestran en la Tabla N° 4.3.

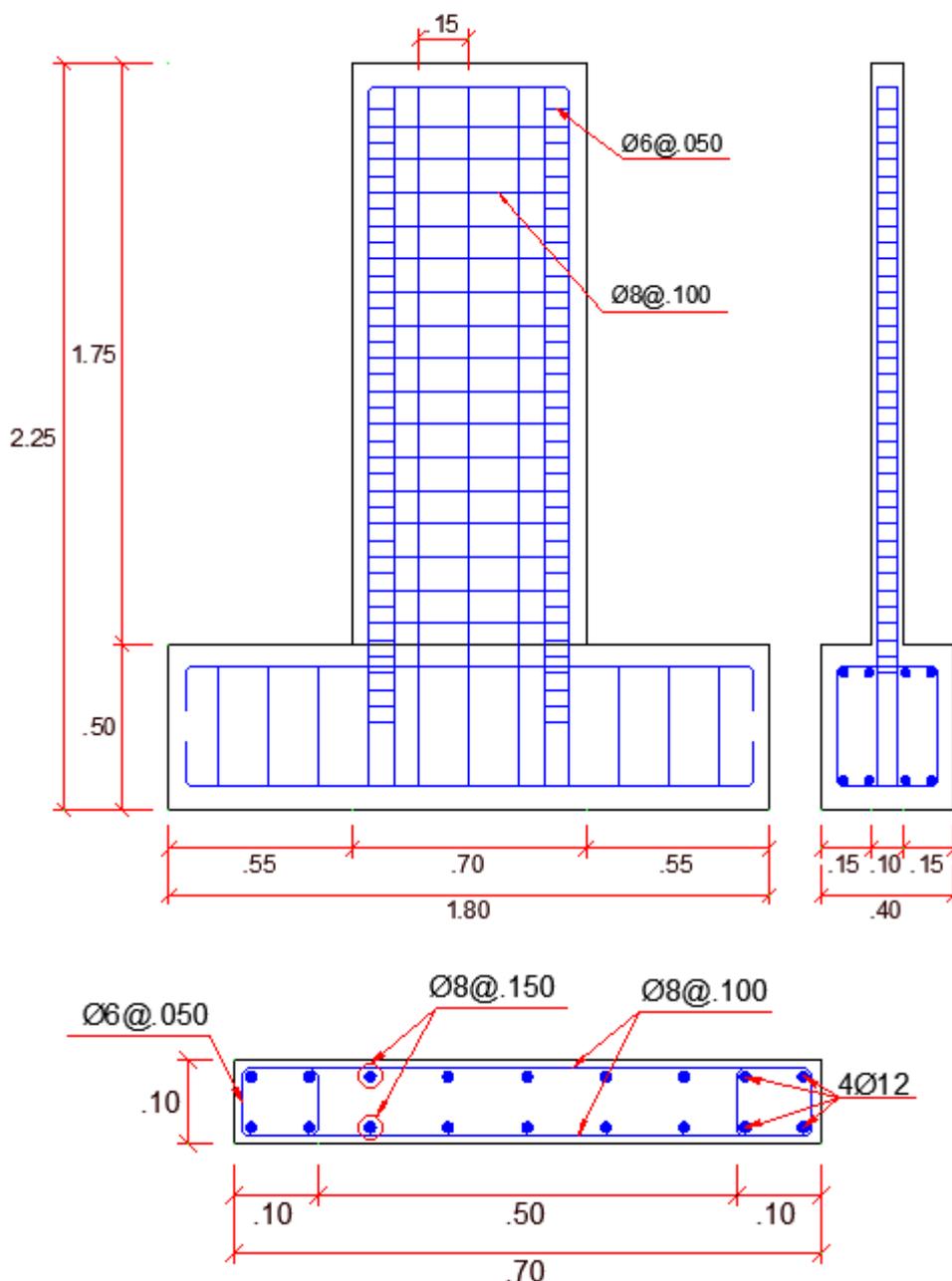


Figura N° 4.6 Geometría y refuerzo del muro SW8

Fuente: (Dae-Han, 2014)

Tabla N° 4.3 Parámetros del muro SW8

Resistencia a compresión del cocnreto (MPa)		32.0
Principal refuerzo por flexión	Esfuerzo de fluencia (MPa)	432
	Refuerzo	4 - ϕ 12 (Φ 6@50)
Refuerzo longitudinal	Esfuerzo de fluencia (MPa)	305
	Tamaño y espaciamiento (mm)	Φ 8@150
Refuerzo horizontal	Esfuerzo de fluencia (MPa)	305
	Tamaño y espaciamiento (mm)	Φ 8@100
Fuerza axial (kN)		784
Dimensión del muro (mm): ancho x espesor x altura		700 x 100 x 1500

Fuente: (Dae-Han, 2014)

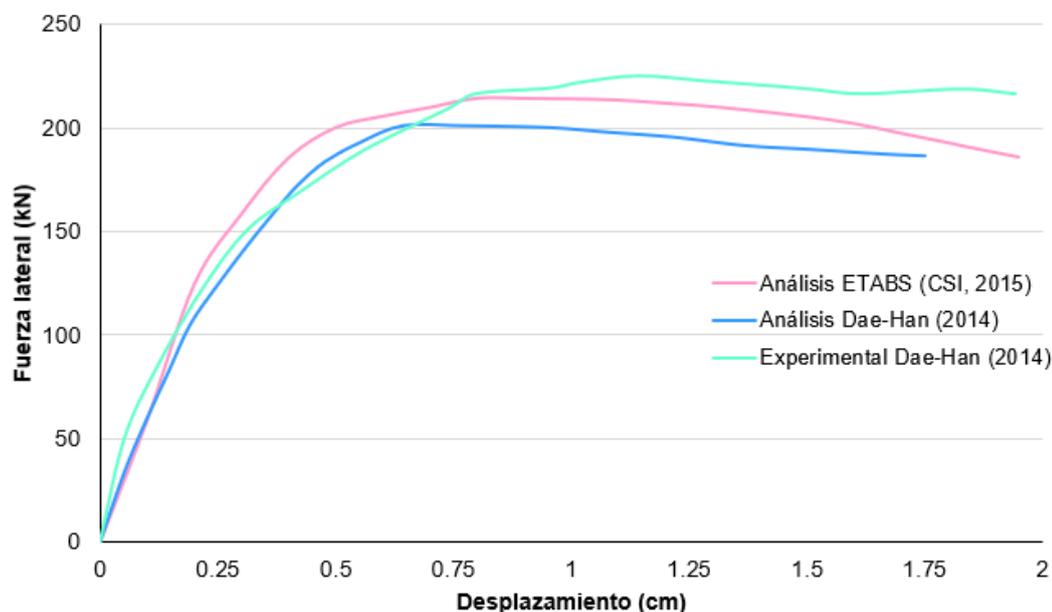


Figura N° 4.7 Comparación de resultados del muro SW8

Fuente: (Elaboración propia)

De la Figura N° 4.7, se verifica que considerando el diagrama momento – curvatura generado por el programa ETABS (CSI, 2015), los resultados del análisis no lineal son confiables.

Para la elaboración de los diagramas momento – curvatura, se considera la carga axial como la combinación de la carga muerta más la carga viva (cargas de servicio). En la Figura N° 4.8 se muestra el diagrama momento – curvatura del muro P-1 del primer piso del edificio de 6 niveles.

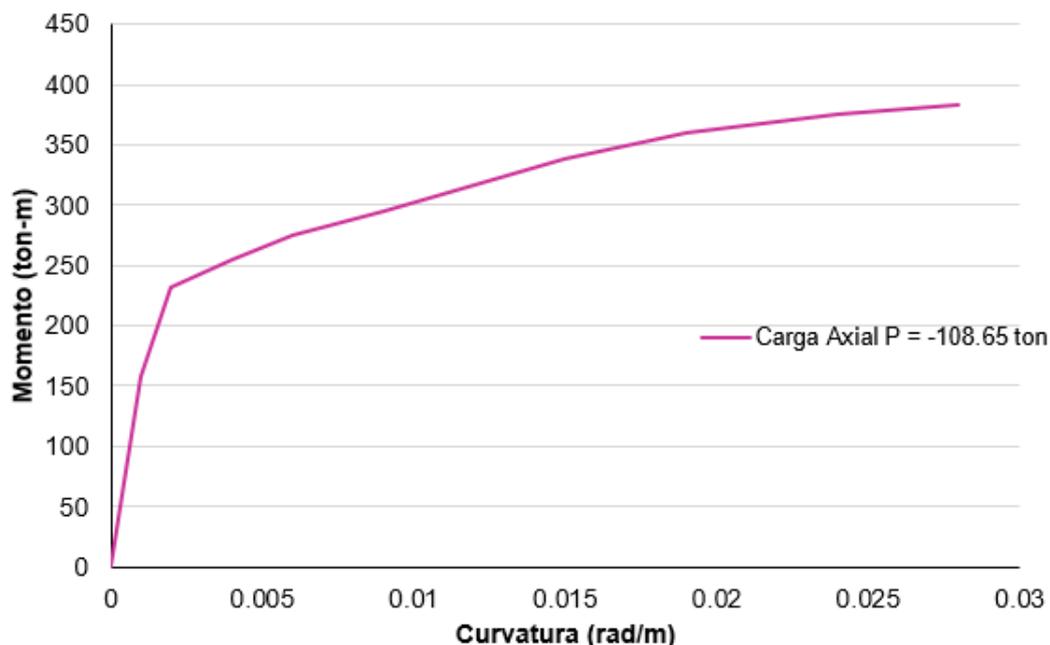


Figura N° 4.8 Diagrama momento – curvatura del muro P-1 del primer piso del edificio de 6 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

4.3 CURVA DE CAPACIDAD

Para el análisis estático no lineal, las vigas y columnas se modelan con una rótula plástica en los extremos, de flexión para las vigas y de flexo compresión para las columnas. Para los muros, también se consideran rótulas por flexo compresión ubicadas en la parte central del muro, debido a que los muros por su esbeltez solo trabajan a flexión.

4.3.1 Resultados del análisis estático no lineal (Pushover)

Se presentan los resultados del análisis estático no lineal (Pushover) para ambas direcciones (X e Y) de las 3 edificaciones. El análisis estático no lineal se realiza con el programa ETABS (CSI, 2015), en el cual se determina la fuerza cortante basal de las estructuras, obtenida del análisis dinámico, se distribuye linealmente en base a la altura siguiendo la dirección de análisis y ubicadas en el centro de gravedad de cada nivel. Así mismo, el análisis se realizó con un control de desplazamiento, incrementando la carga hasta alcanzar una magnitud de desplazamiento monitoreado en el nudo más cercano al centro de gravedad del último nivel.

En la Figura N° 4.9, Figura N° 4.10 y Figura N° 4.11 se muestra la secuencia de formación de rótulas plásticas en ambas direcciones para las edificaciones de 6, 10 y 15 niveles respectivamente.

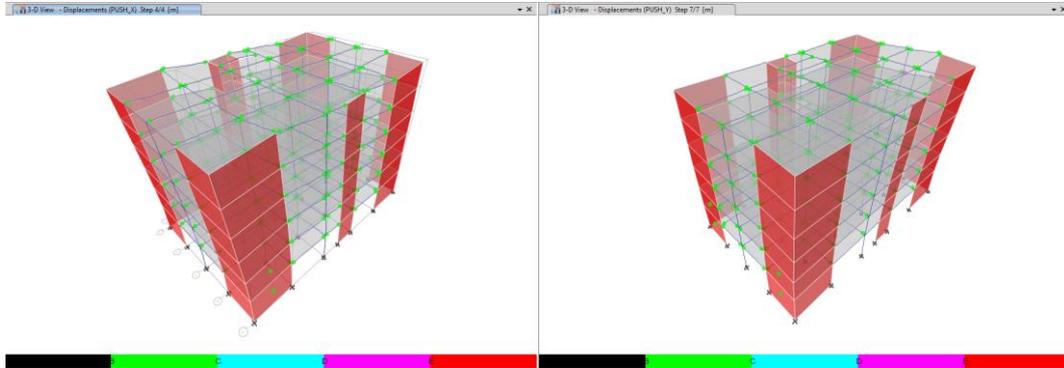


Figura N° 4.9 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

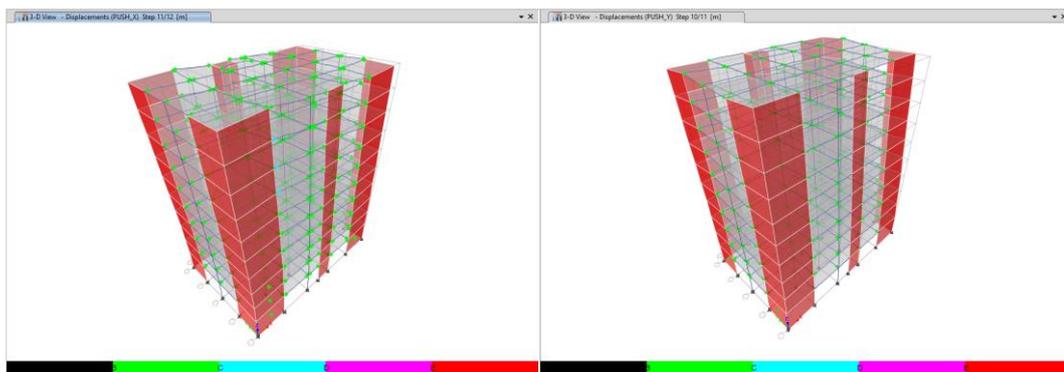


Figura N° 4.10 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

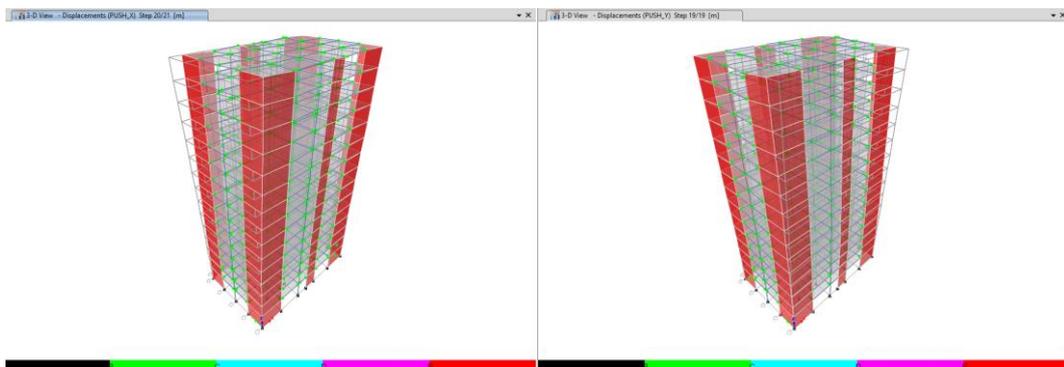


Figura N° 4.11 Formación de rótulas plásticas en la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia - ETABS)

Las curvas de capacidad en cada dirección para las 3 edificaciones se muestran en la Figura N° 4.12 y Figura N° 4.13.

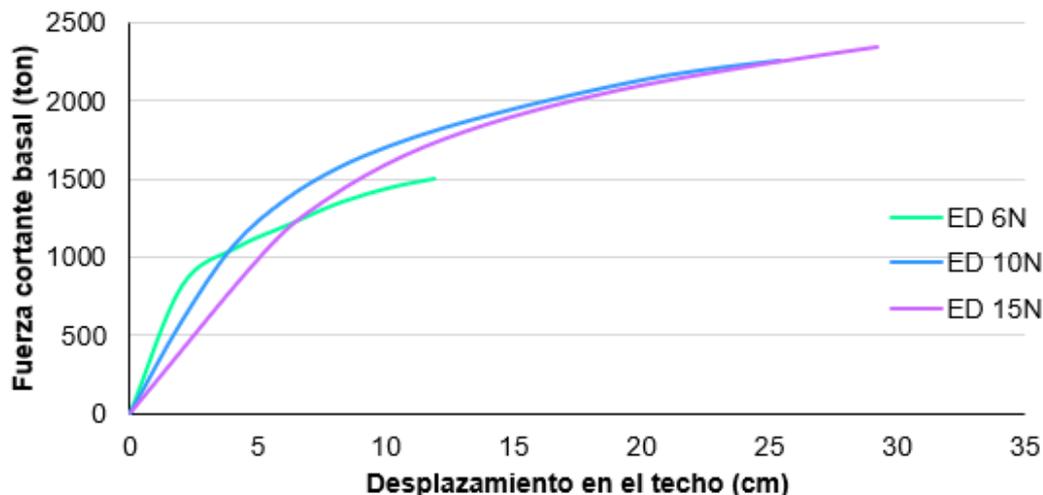


Figura N° 4.12 Curvas de capacidad de las 3 edificaciones en la dirección X

Fuente: (Elaboración propia)

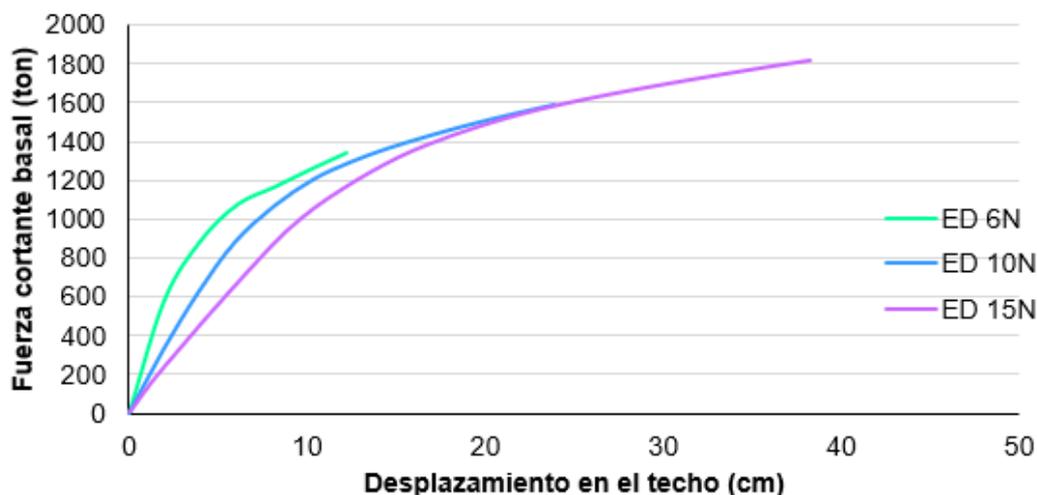


Figura N° 4.13 Curvas de capacidad de las 3 edificaciones en la dirección Y

Fuente: (Elaboración propia)

4.3.2 Representación bilineal

Para determinar la representación bilineal de la curva de capacidad, es necesario identificar el punto de la primera fluencia, el cual se identifica cuando el primer elemento ha fluido. El punto de resistencia última se identifica cuando el análisis alcance el desplazamiento monitoreado indicado anteriormente. El punto de fluencia efectiva se determina utilizando el criterio de las áreas iguales propuesto por el ATC-40 (1996), descrito en el ítem 2.7.1.1.

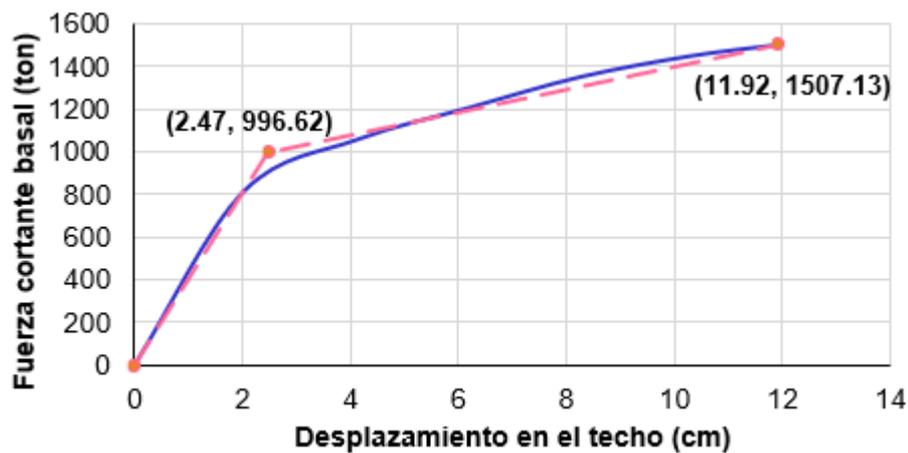
En la Tabla N° 4.4, Tabla N° 4.5 y Tabla N° 4.6 se muestran los puntos de la representación bilineal en ambas direcciones y para las 3 edificaciones. En la

Figura N° 4.14, Figura N° 4.15 y Figura N° 4.16 se muestra la representación bilineal para cada curva de capacidad en ambas direcciones y para las 3 edificaciones.

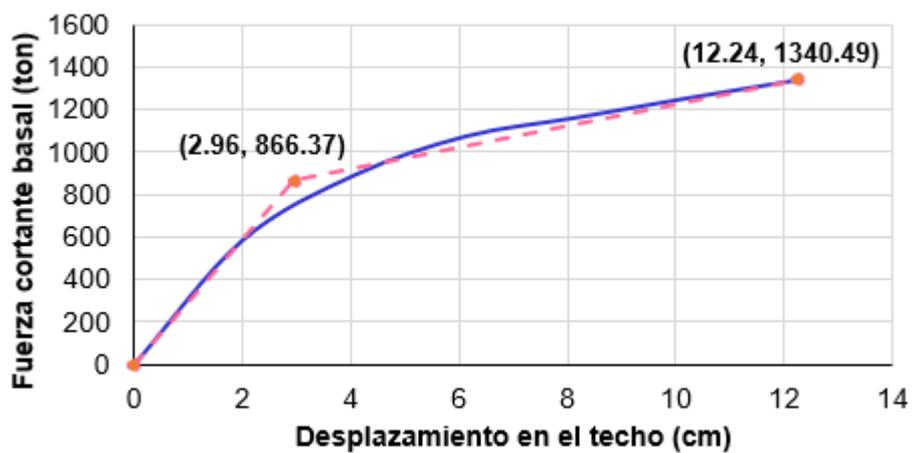
Tabla N° 4.4 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 6 niveles

	Dirección X		Dirección Y	
	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)
Punto de fluencia efectiva	2.47	996.62	2.96	866.37
Punto de resistencia última	11.92	1507.13	12.24	1340.49

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

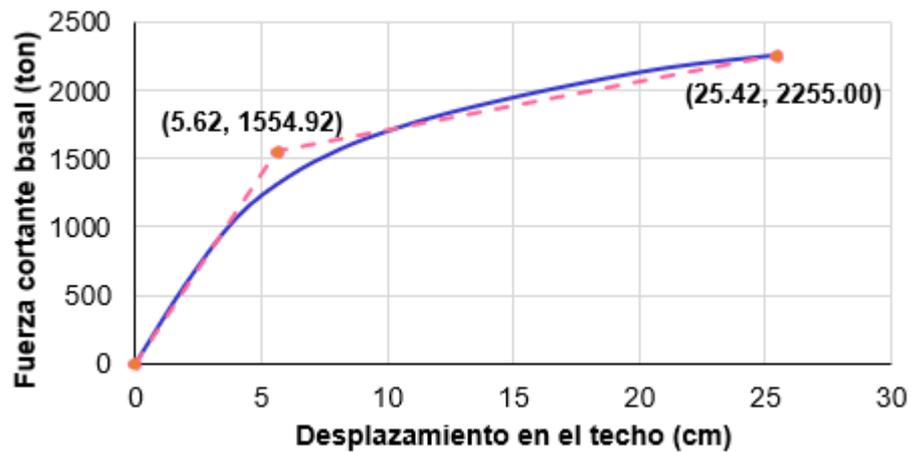
Figura N° 4.14 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

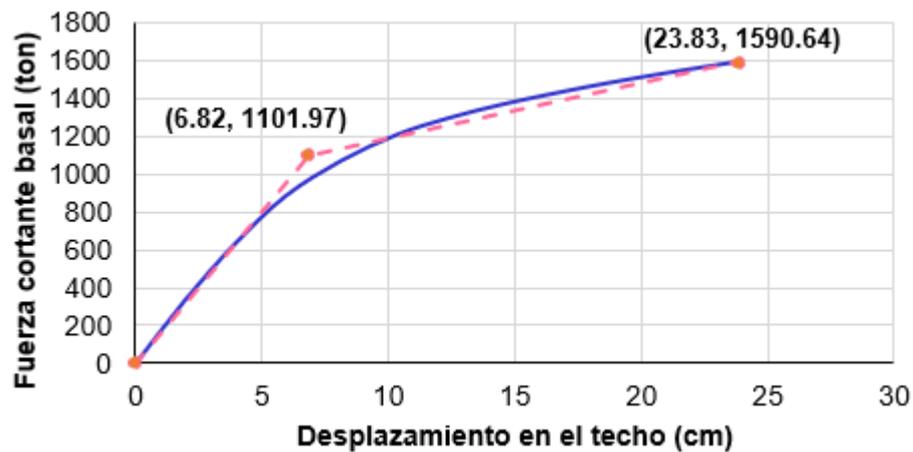
Tabla N° 4.5 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 10 niveles

	Dirección X		Dirección Y	
	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)
Punto de fluencia efectiva	5.62	1554.92	6.82	1101.97
Punto de resistencia última	25.42	2255.00	23.83	1590.64

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

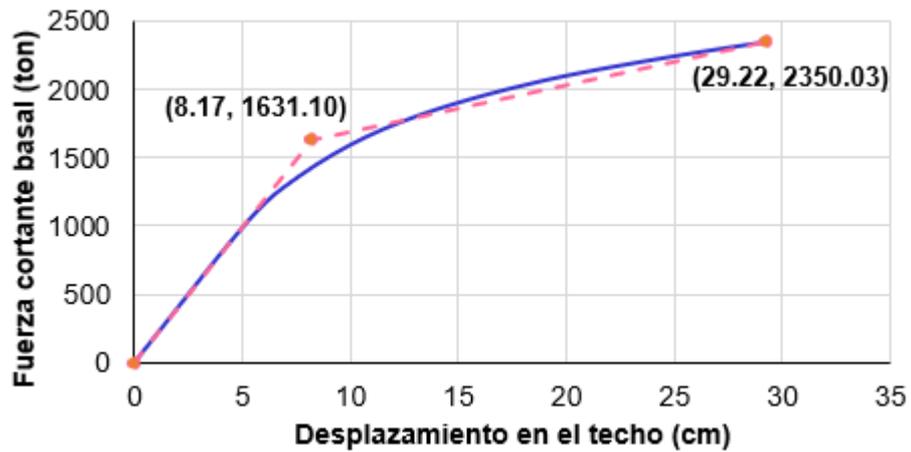
Figura N° 4.15 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

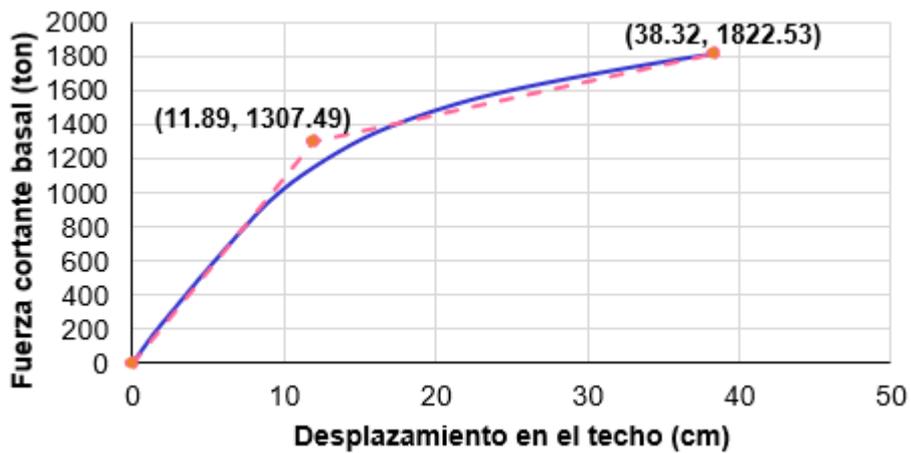
Tabla N° 4.6 Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 15 niveles

	Dirección X		Dirección Y	
	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)
Punto de fluencia efectiva	8.17	1631.10	11.89	1307.49
Punto de resistencia última	29.22	2350.03	38.32	1822.53

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

Figura N° 4.16 Representación bilineal de la curva de capacidad del edificio de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

4.3.3 Espectro de capacidad

Para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad se sigue el procedimiento propuesto por el ATC-40 (1996), descrito en el ítem 2.7.1.2. En la Tabla N° 4.7, Tabla N° 4.8 y Tabla N° 4.9 se muestran las propiedades dinámicas de las 3 edificaciones, así como sus respectivos factores de participación modal (PF_1) y coeficiente modal de masa (α_1) para el primer modo natural, obtenidos de las expresiones (2.12) y (2.13).

Tabla N° 4.7 Propiedades dinámicas del edificio de 6 niveles

	Wi (ton)	Wi/g (ton*s ² /m)	Dirección X	Dirección Y
			$\phi_{i,1}$	$\phi_{i,1}$
Piso 6	313.59	31.97	1.000	1.000
Piso 5	384.60	39.21	0.826	0.820
Piso 4	384.60	39.21	0.631	0.620
Piso 3	384.60	39.21	0.430	0.417
Piso 2	384.60	39.21	0.244	0.231
Piso 1	392.93	40.05	0.095	0.086
	2244.92	228.84		
			PF₁ =	1.416
			α_1 =	0.738
				1.420
				0.728

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 4.8 Propiedades dinámicas del edificio de 10 niveles

	Wi (ton)	Wi/g (ton*s ² /m)	Dirección X	Dirección Y
			$\phi_{i,1}$	$\phi_{i,1}$
Piso 10	323.71	33.00	1.000	1.000
Piso 9	410.32	41.83	0.911	0.910
Piso 8	410.32	41.83	0.811	0.807
Piso 7	410.32	41.83	0.699	0.693
Piso 6	410.32	41.83	0.580	0.572
Piso 5	410.32	41.83	0.457	0.447
Piso 4	410.32	41.83	0.336	0.325
Piso 3	410.32	41.83	0.223	0.212
Piso 2	410.32	41.83	0.125	0.116
Piso 1	421.53	42.97	0.048	0.043
	4027.79	410.58		
			PF₁ =	1.426
			α_1 =	0.724
				1.428
				0.715

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 4.9 Propiedades dinámicas del edificio de 15 niveles

	Wi (ton)	Wi/g (ton*s ² /m)	Dirección X	Dirección Y
			$\phi_{i,1}$	$\phi_{i,1}$
Piso 15	354.13	36.10	1.000	1.000
Piso 14	472.57	48.17	0.948	0.952
Piso 13	472.57	48.17	0.890	0.895
Piso 12	472.57	48.17	0.824	0.830
Piso 11	472.57	48.17	0.753	0.758
Piso 10	472.57	48.17	0.675	0.679
Piso 9	472.57	48.17	0.594	0.595
Piso 8	472.57	48.17	0.509	0.507
Piso 7	472.57	48.17	0.424	0.419
Piso 6	472.57	48.17	0.340	0.333
Piso 5	472.57	48.17	0.259	0.252
Piso 4	472.57	48.17	0.185	0.177
Piso 3	472.57	48.17	0.119	0.113
Piso 2	472.57	48.17	0.064	0.060
Piso 1	490.15	49.96	0.024	0.021
	6987.74	712.31		
			PF ₁ =	1.424 1.414
			α_1 =	0.708 0.702

Fuente: (Elaboración propia)

Con las expresiones (2.14) y (2.15) se calculan las coordenadas (Sd, Sa) del espectro de capacidad, estos valores se muestran en la Tabla N° 4.10, Tabla N° 4.11 y Tabla N° 4.12 para las 3 edificaciones y en cada dirección.

Tabla N° 4.10 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 6 niveles

CURVA DE CAPACIDAD							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.02	817.04	1.43	0.49	2.00	585.88	1.41	0.36
4.14	1061.76	2.92	0.64	4.09	895.58	2.88	0.55
6.22	1212.41	4.39	0.73	6.13	1076.27	4.32	0.66
8.25	1355.37	5.83	0.82	8.15	1163.04	5.74	0.71
10.27	1453.07	7.25	0.88	10.23	1256.23	7.21	0.77
11.92	1507.13	8.42	0.91	12.24	1340.49	8.62	0.82

REPRESENTACIÓN BILINEAL							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.47	996.62	1.74	0.60	2.96	866.37	2.08	0.53
11.92	1507.13	8.42	0.91	12.24	1340.49	8.62	0.82

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 4.11 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 10 niveles

CURVA DE CAPACIDAD							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.99	579.27	1.39	0.20	1.90	325.78	1.33	0.11
4.03	1069.70	2.83	0.37	3.89	625.32	2.73	0.22
6.07	1365.17	4.26	0.47	5.91	879.90	4.14	0.31
8.12	1567.07	5.69	0.54	8.13	1068.19	5.69	0.37
10.16	1709.39	7.12	0.59	10.35	1206.72	7.25	0.42
12.24	1822.56	8.58	0.63	12.42	1294.75	8.70	0.45
14.49	1923.88	10.16	0.66	14.48	1364.81	10.14	0.47
16.55	2007.52	11.60	0.69	16.74	1428.31	11.73	0.50
19.13	2100.59	13.41	0.72	18.81	1481.09	13.18	0.51
21.23	2165.92	14.88	0.74	21.10	1533.25	14.78	0.53
23.33	2214.66	16.36	0.76	23.83	1590.64	16.69	0.55
25.42	2255.00	17.82	0.77				

REPRESENTACIÓN BILINEAL							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.62	1554.92	3.94	0.53	6.82	1101.97	4.78	0.38
25.42	2255.00	17.82	0.77	23.83	1590.64	16.69	0.55

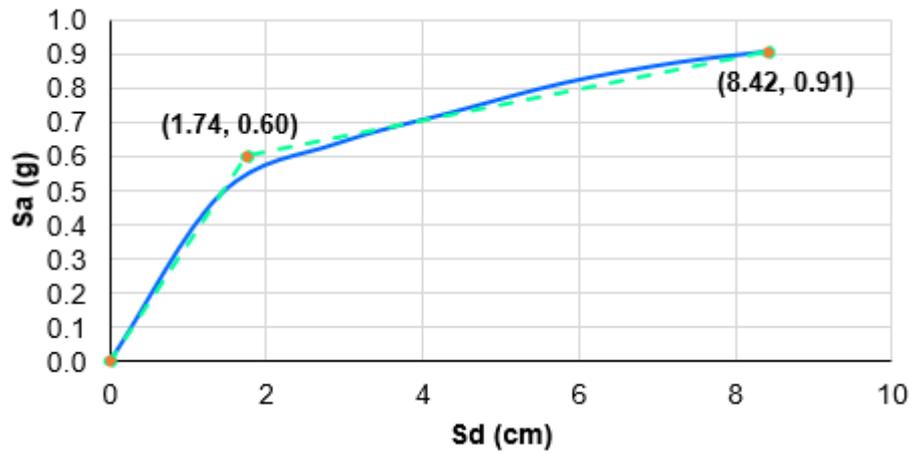
Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 4.12 Coordenadas del espectro de capacidad del edificio de 15 niveles

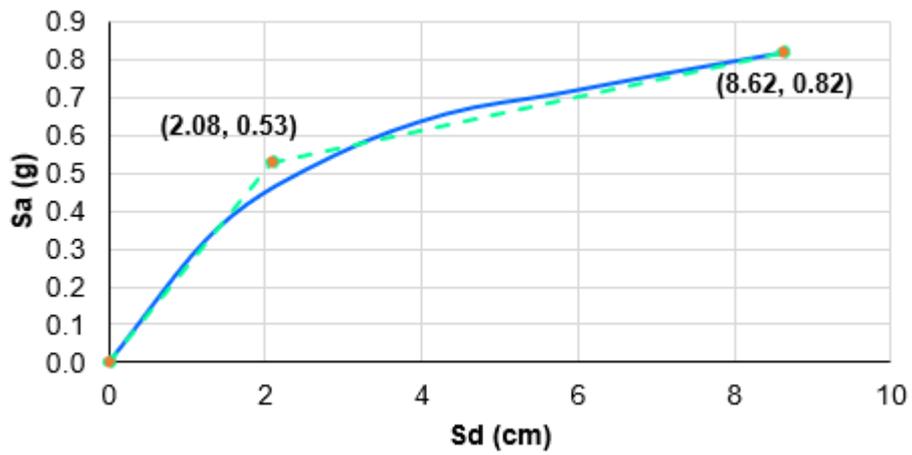
CURVA DE CAPACIDAD							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.51	302.32	1.06	0.06	1.29	163.66	0.91	0.03
3.01	603.98	2.12	0.12	2.79	327.17	1.97	0.07
4.51	896.30	3.17	0.18	4.29	488.21	3.03	0.10
6.08	1174.22	4.27	0.24	5.79	642.95	4.09	0.13
7.62	1364.13	5.35	0.28	7.28	793.21	5.15	0.16
9.19	1524.37	6.46	0.31	8.81	937.07	6.23	0.19
10.74	1654.88	7.55	0.33	10.41	1059.86	7.36	0.22
12.31	1761.53	8.65	0.36	12.01	1159.07	8.49	0.24
13.98	1854.95	9.82	0.37	13.55	1244.21	9.58	0.25
15.59	1932.51	10.95	0.39	15.18	1323.43	10.73	0.27
17.29	2004.46	12.14	0.40	16.69	1383.81	11.80	0.28
18.96	2067.97	13.32	0.42	18.19	1435.71	12.87	0.29
20.61	2122.47	14.48	0.43	19.70	1481.57	13.93	0.30
22.17	2168.65	15.57	0.44	21.27	1525.20	15.04	0.31
23.74	2212.52	16.68	0.45	22.98	1566.84	16.25	0.32
25.39	2256.75	17.84	0.46	24.71	1603.50	17.47	0.33
27.05	2298.18	19.00	0.46	26.23	1632.36	18.54	0.33
28.67	2337.09	20.14	0.47	27.92	1662.47	19.74	0.34
29.22	2350.03	20.52	0.47	29.71	1692.54	21.01	0.34
				31.68	1724.18	22.40	0.35
				33.32	1749.61	23.56	0.36
				35.24	1778.47	24.92	0.36
				36.74	1800.51	25.98	0.37
				38.32	1822.53	27.10	0.37
REPRESENTACIÓN BILINEAL							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.17	1631.10	5.74	0.33	11.89	1307.49	8.41	0.27
29.22	2350.03	20.52	0.47	38.32	1822.53	27.10	0.37

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura N° 4.17, Figura N° 4.18 y Figura N° 4.19 se muestran los espectros de capacidad de las 3 edificaciones y cada dirección, así como su respectiva representación bilineal.



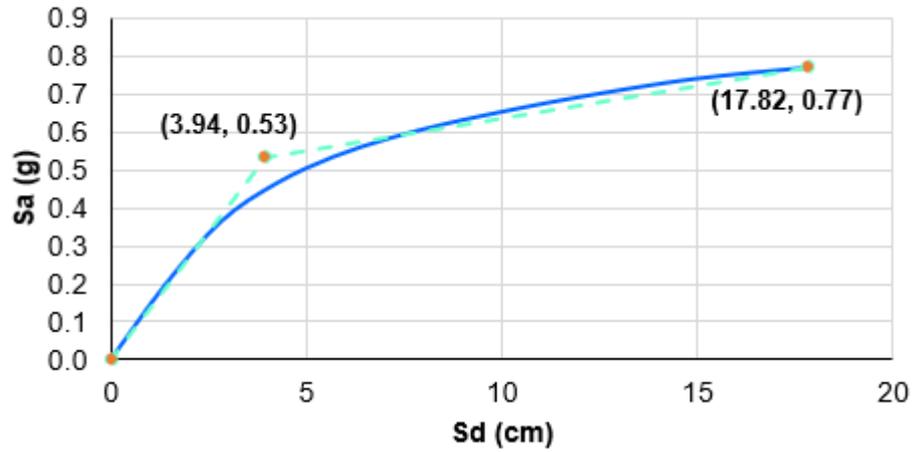
(a) Dirección X



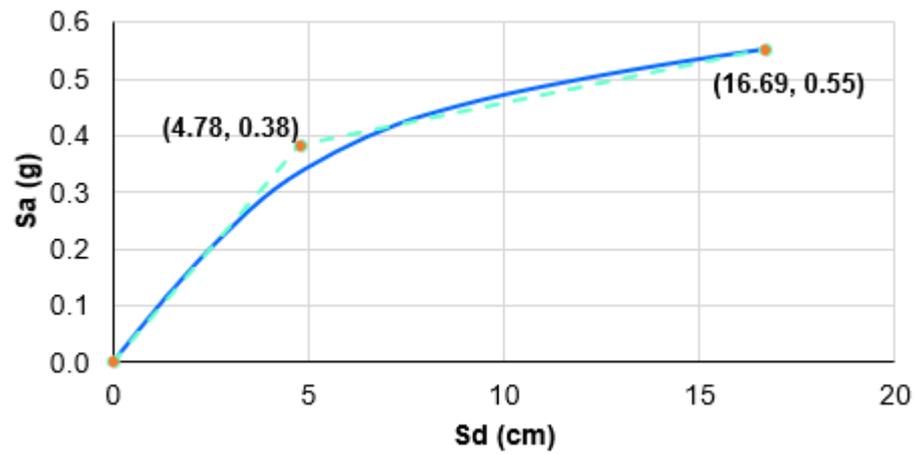
(b) Dirección Y

Figura N° 4.17 Espectro de capacidad del edificio de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



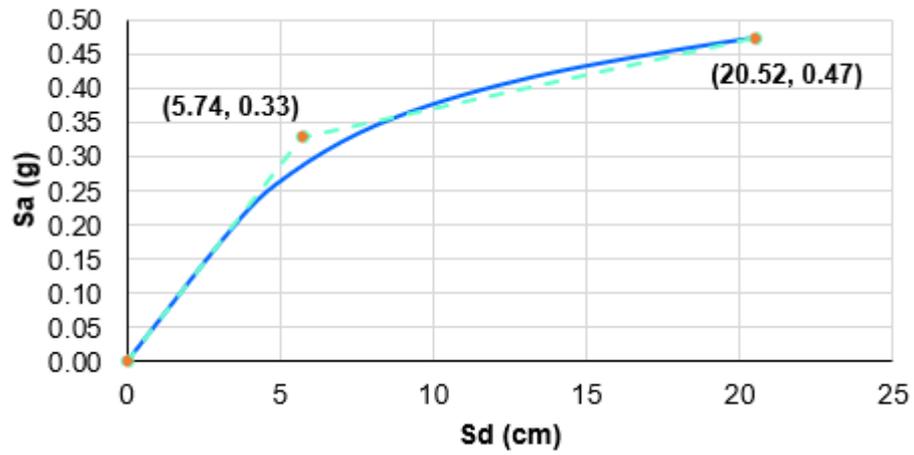
(a) Dirección X



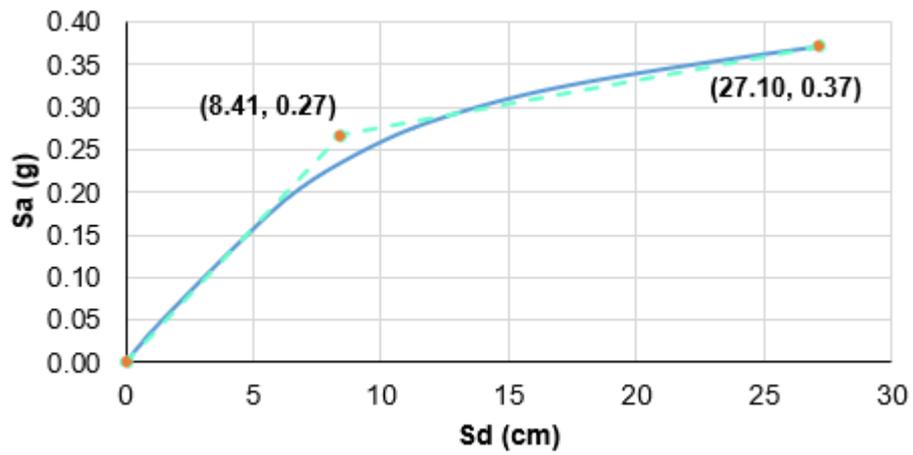
(b) Dirección Y

Figura N° 4.18 Espectro de capacidad del edificio de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

Figura N° 4.19 Espectro de capacidad del edificio de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO V: CONSTRUCCIÓN DE LAS CURVAS DE DEMANDA Y EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

5.1 DEMANDA SÍSMICA

Se realiza la evaluación del desempeño de las edificaciones para 3 niveles de movimientos sísmicos: sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo (SM) propuestos por el ATC-40 (1996), tal como se describe en el ítem 2.3.2. La demanda sísmica correspondiente al sismo de diseño (SD) se obtiene considerando los parámetros indicados en la N.T.P. – E.030 (2018). En la Tabla N° 5.1 se muestran los parámetros para el sismo de diseño (SD). Así mismo, en la Tabla N° 5.2 se muestran las aceleraciones asociadas a los sismos de diseño.

Tabla N° 5.1 Parámetros sísmicos para el sismo de diseño (SD)

Factor de zona	Z	Zona 4	0.45
Factor de uso	U	Edificaciones comunes	1.00
Factor de suelo	S	S2	1.05
Periodos	T_P	Zona 4 / S2	0.60
	T_L		2.00

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.2 Aceleraciones asociadas a los sismos de diseño

Sismo de diseño	Aceleración (g)
Sismo de servicio (SS)	0.23
Sismo de diseño (SD)	0.45
Sismo máximo (SM)	0.56

Fuente: (Elaboración propia)

El espectro de respuesta elástico que establece la N.T.P. – E.030 (2018) se obtiene según lo indicado en el ítem 2.7.2.1, aplicando las expresiones (2.16), (2.17), (2.18) y (2.19). En la Figura N° 5.1 se muestra la gráfica de pseudo aceleraciones (S_a) vs. Periodo (T), para los sismos de diseños.

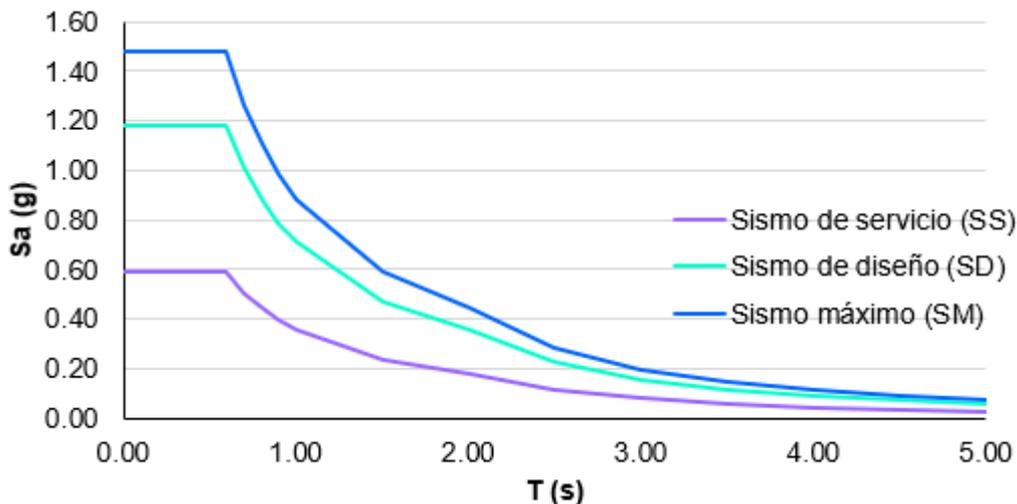


Figura N° 5.1 Espectro de respuesta elástico para los sismos de diseño

Fuente: (Elaboración propia)

5.1.1 Espectro de demanda

Para convertir el espectro de respuesta elástico a un espectro de demanda se sigue el procedimiento propuesto por el ATC-40 (1996), descrito en el ítem 2.7.2.2. Con la expresión (2.21) y se calculan las coordenadas (S_d , S_a) del espectro de demanda de los sismos de diseño, estos valores se muestran en la Tabla N° 5.3, Tabla N° 5.4 y Tabla N° 5.5. En la Figura N° 5.2 se muestran los espectros de demanda para los sismos de diseño.

Tabla N° 5.3 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo de servicio (SS)

T (s)	S _d (cm)	S _a (g)
0.00	0.000	0.591
0.05	0.037	0.591
0.10	0.147	0.591
0.15	0.330	0.591
0.20	0.587	0.591
0.25	0.917	0.591
0.30	1.321	0.591
0.35	1.798	0.591
0.40	2.348	0.591
0.45	2.972	0.591
0.50	3.669	0.591
0.60	5.284	0.591
0.70	6.164	0.506
0.80	7.045	0.443
0.90	7.925	0.394

1.00	8.806	0.354
1.50	13.209	0.236
2.00	17.612	0.177
2.50	17.612	0.113
3.00	17.612	0.079
3.50	17.612	0.058
4.00	17.612	0.044
4.50	17.612	0.035
5.00	17.612	0.028

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.4 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo de diseño (SD)

T (s)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.000	1.181
0.05	0.073	1.181
0.10	0.294	1.181
0.15	0.660	1.181
0.20	1.174	1.181
0.25	1.835	1.181
0.30	2.642	1.181
0.35	3.596	1.181
0.40	4.696	1.181
0.45	5.944	1.181
0.50	7.338	1.181
0.60	10.567	1.181
0.70	12.328	1.013
0.80	14.089	0.886
0.90	15.851	0.788
1.00	17.612	0.709
1.50	26.418	0.473
2.00	35.223	0.354
2.50	35.223	0.227
3.00	35.223	0.158
3.50	35.223	0.116
4.00	35.223	0.089
4.50	35.223	0.070
5.00	35.223	0.057

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.5 Coordenadas del espectro de demanda para el sismo máximo (SM)

T (s)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.000	1.477
0.05	0.092	1.477
0.10	0.367	1.477
0.15	0.826	1.477
0.20	1.468	1.477
0.25	2.293	1.477
0.30	3.302	1.477
0.35	4.495	1.477
0.40	5.871	1.477
0.45	7.430	1.477
0.50	9.173	1.477
0.60	13.209	1.477
0.70	15.410	1.266
0.80	17.612	1.107
0.90	19.813	0.984
1.00	22.015	0.886
1.50	33.022	0.591
2.00	44.029	0.443
2.50	44.029	0.284
3.00	44.029	0.197
3.50	44.029	0.145
4.00	44.029	0.111
4.50	44.029	0.088
5.00	44.029	0.071

Fuente: (Elaboración propia)

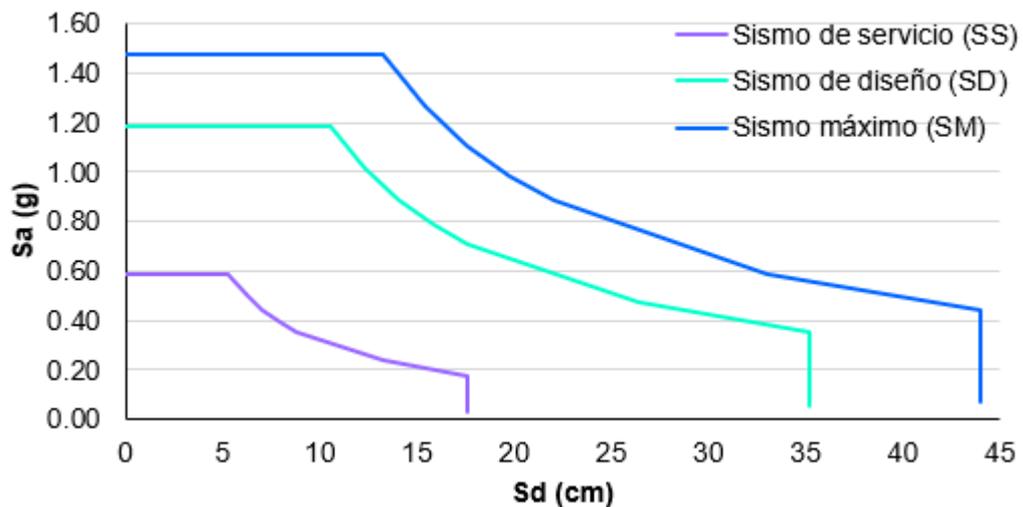


Figura N° 5.2 Espectros de demanda para los sismos de diseño

Fuente: (Elaboración propia)

5.1.2 Reducción del espectro de demanda

Se reducen los espectros de demanda de los sismos de diseño mediante el uso de factores de reducción (SR_A y SR_V) siguiendo la descrito en el ítem 2.7.2.3. Primero se clasifica el comportamiento de las estructuras con base en lo especificado en el ATC-40 (1996) y mediante la Tabla N° 2.8 se determina que las edificaciones son de comportamiento estructural Tipo B (duración del evento sísmico largo y las estructuras no presentan daños importantes). Así mismo, para las edificaciones con comportamiento estructural Tipo B y según la Tabla N° 2.10, los valores mínimos permitidos de los factores de reducción son: $SR_A = 0.44$ y $SR_V = 0.56$. Se calculan los factores de reducción haciendo uso de las expresiones (2.32) y (2.33).

En la Tabla N° 5.6 se muestran los factores de reducción para diferentes valores de amortiguamientos efectivos. En la Figura N° 5.3, Figura N° 5.4 y Figura N° 5.5 se muestran las gráficas de los espectros reducidos de demanda de los sismos de diseño para diferentes amortiguamientos efectivos.

Tabla N° 5.6 Factores de reducción (SR_A y SR_V) para diferentes amortiguamientos efectivos

β_{eff} (%)	SR_A	SR_V
5	1.00	1.00
10	0.78	0.83
15	0.65	0.73
20	0.55	0.66
25	0.48	0.60

Fuente: (Elaboración propia)

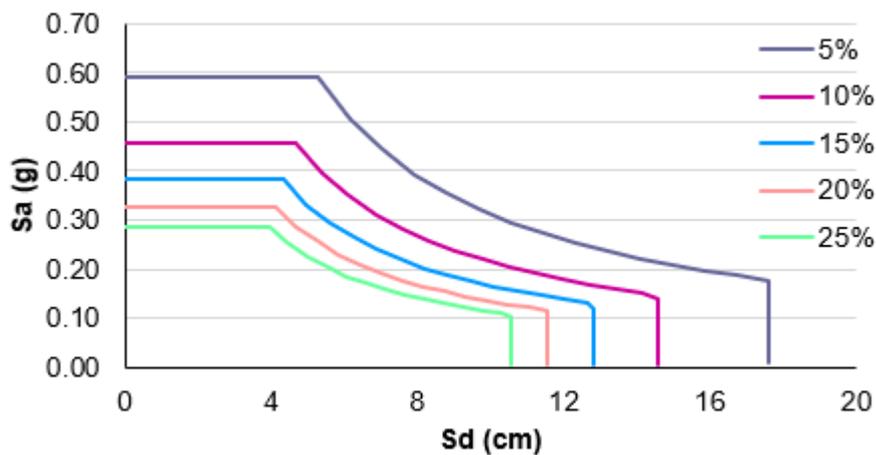


Figura N° 5.3 Espectros reducidos de demanda para el sismo de servicio (SS)

Fuente: (Elaboración propia)

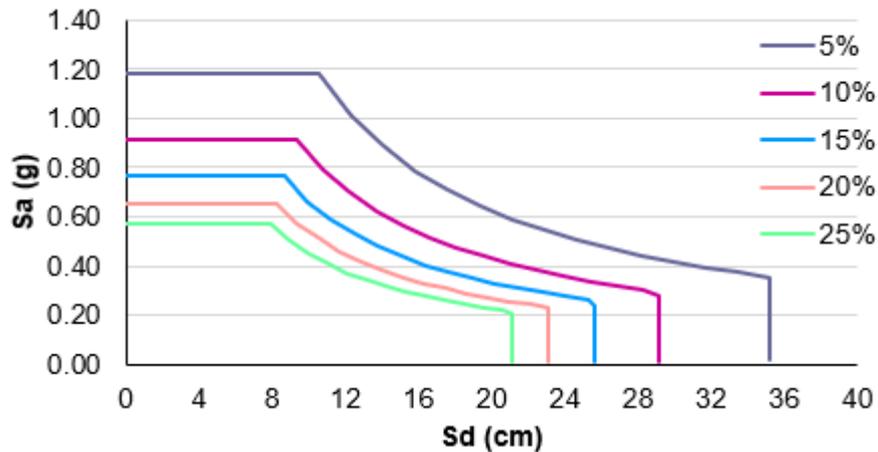


Figura N° 5.4 Espectros reducidos de demanda para el sismo de diseño (SD)
Fuente: (Elaboración propia)

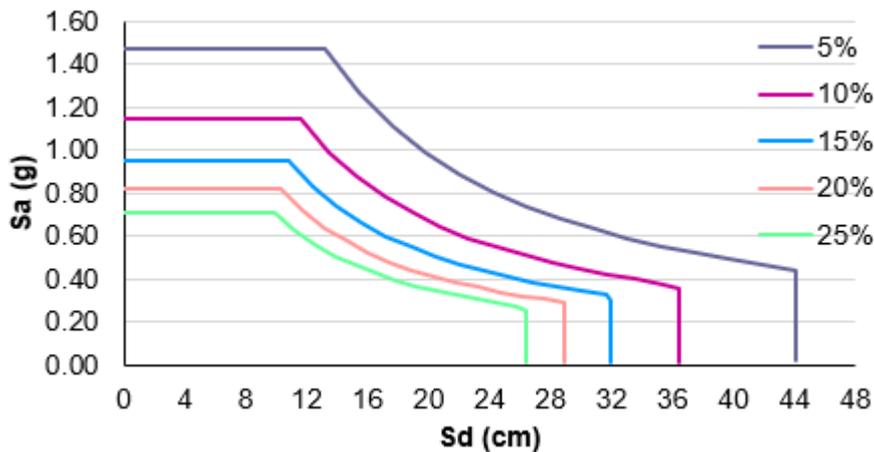


Figura N° 5.5 Espectros reducidos de demanda para el sismo máximo (SM)
Fuente: (Elaboración propia)

5.2 DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS

5.2.1 Punto de desempeño

Se determina el punto de desempeño para las 3 edificaciones y para los 3 sismos de diseño siguiendo el procedimiento B propuesto por el ATC-40 (1996) descrito en el ítem 2.7.3.1.

En la Tabla N° 5.7, Tabla N° 5.8 y Tabla 5.9 se muestran las coordenadas de la curva del procedimiento B del ATC-40 (1996). Así mismo, en la Figura N° 5.6, Figura N° 5.7 y Figura N° 5.8, se muestra gráficamente la obtención del punto de desempeño para la edificación de 6 niveles y para los sismos de diseño respectivamente.

Tabla N° 5.7 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 6 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a_{pi} (g)	β_o (%)	k	β_{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
1.75	0.60	0.21	0.67	5.14	0.99	0.99	0.58
1.85	0.61	3.15	0.67	7.11	0.88	0.91	0.52
1.95	0.61	5.76	0.67	8.86	0.81	0.86	0.48
2.00	0.61	6.94	0.67	9.65	0.79	0.84	0.46
2.05	0.62	8.06	0.67	10.40	0.76	0.82	0.45
2.10	0.62	9.12	0.67	11.11	0.74	0.80	0.44
$a^* = 0.91$ g				$ay = 0.60$ g			
$d^* = 8.42$ cm				$dy = 1.74$ cm			

Dirección Y							
Sd (cm)	a_{pi} (g)	β_o (%)	k	β_{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
2.10	0.53	0.39	0.67	5.26	0.98	0.99	0.58
2.45	0.55	7.62	0.67	10.10	0.77	0.83	0.46
2.65	0.56	10.72	0.67	12.18	0.71	0.78	0.42
2.85	0.56	13.28	0.67	13.90	0.67	0.75	0.40
3.00	0.57	14.91	0.67	14.99	0.65	0.73	0.38
3.25	0.58	17.18	0.67	16.51	0.61	0.70	0.36
$a^* = 0.82$ g				$ay = 0.53$ g			
$d^* = 8.62$ cm				$dy = 2.08$ cm			

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.8 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 6 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a_{pi} (g)	β_o (%)	k	β_{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
2.50	0.64	15.78	0.67	15.57	0.63	0.72	0.75
3.00	0.66	21.08	0.67	19.12	0.57	0.67	0.67
3.25	0.67	22.93	0.67	20.36	0.55	0.65	0.65
3.50	0.68	24.40	0.67	21.35	0.53	0.64	0.63
3.75	0.69	25.59	0.67	22.04	0.52	0.63	0.62
4.00	0.71	26.53	0.66	22.49	0.52	0.63	0.61
$a^* = 0.91$ g				$ay = 0.60$ g			
$d^* = 8.42$ cm				$dy = 1.74$ cm			

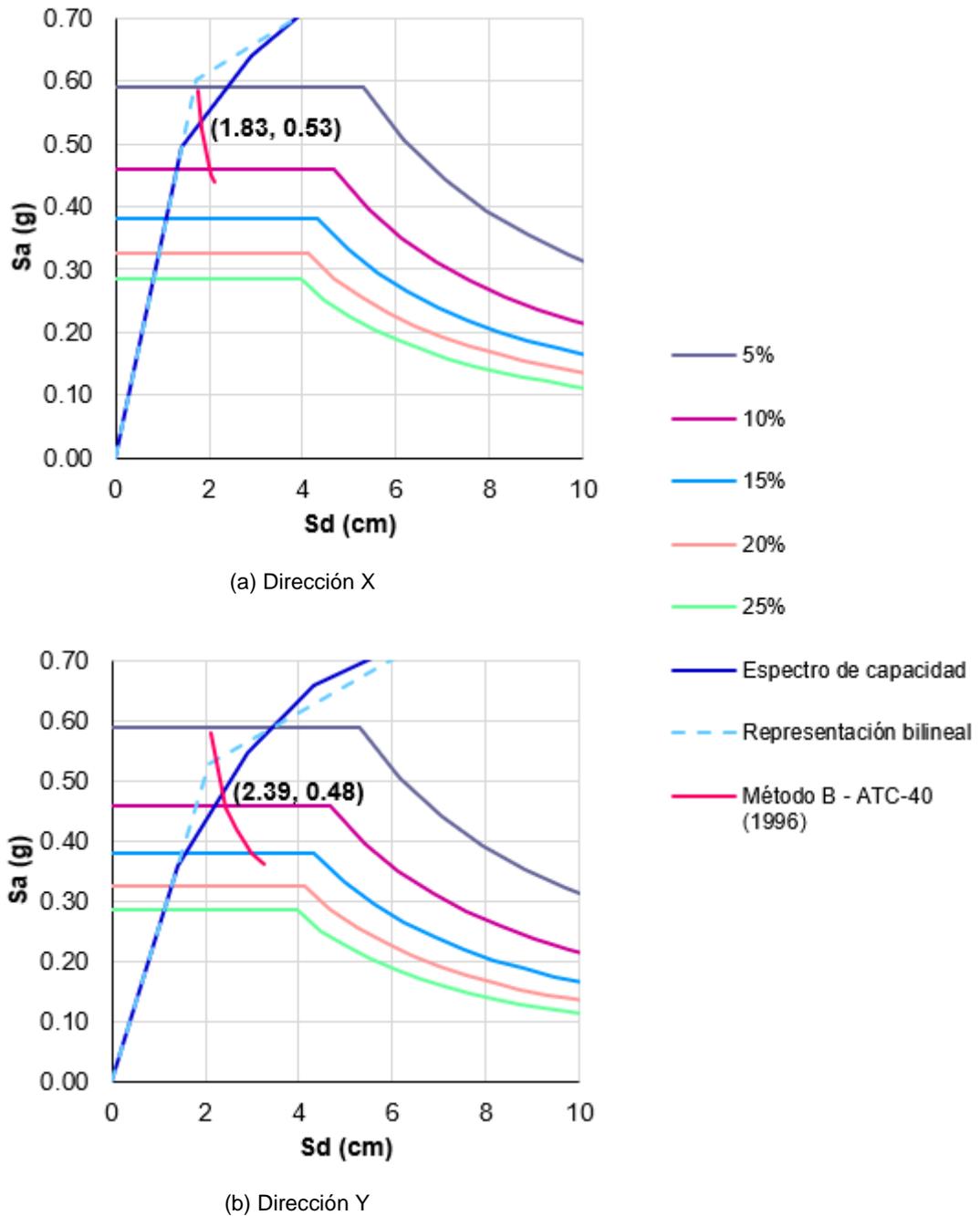


Figura N° 5.6 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 6 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

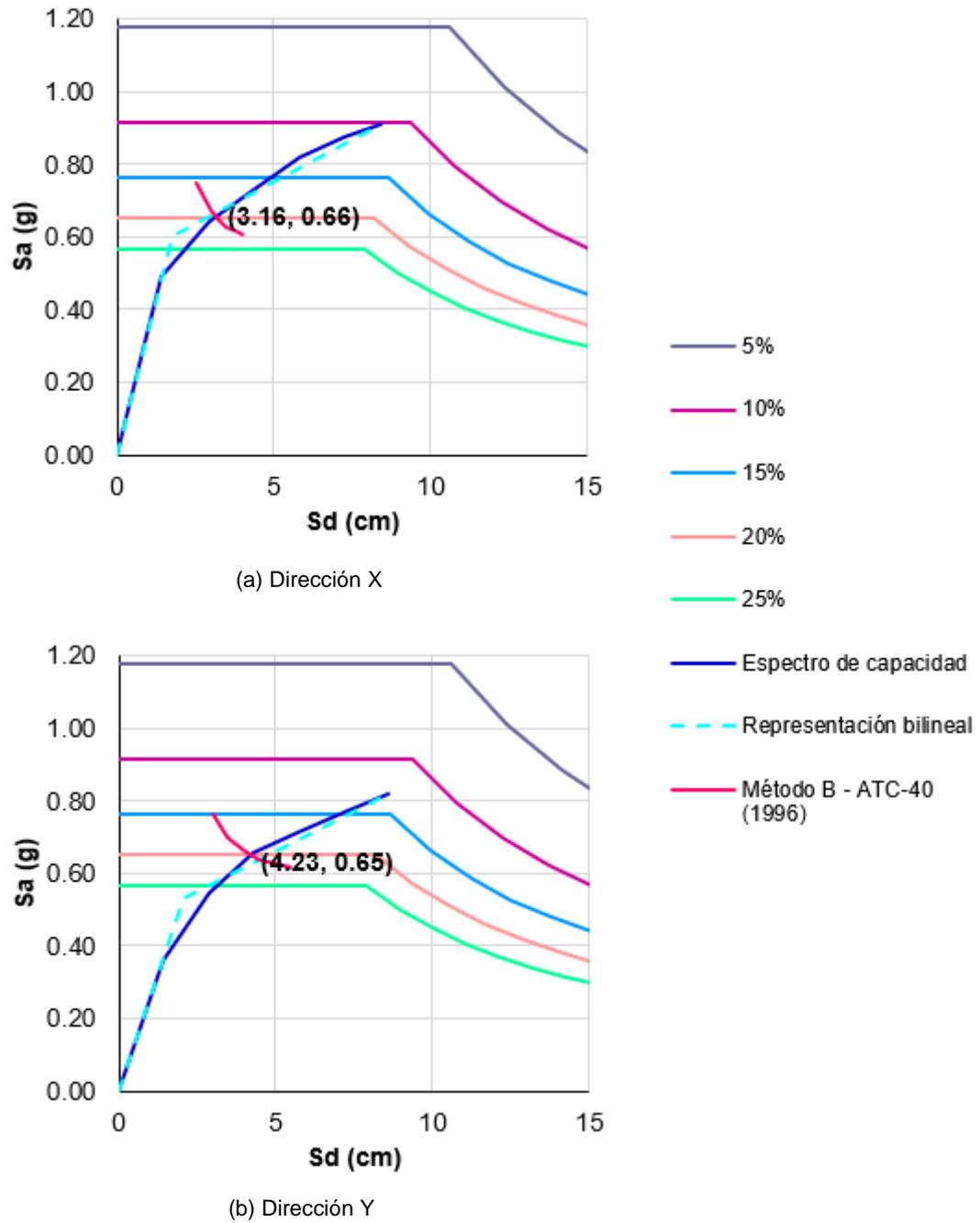


Figura N° 5.7 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 6 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

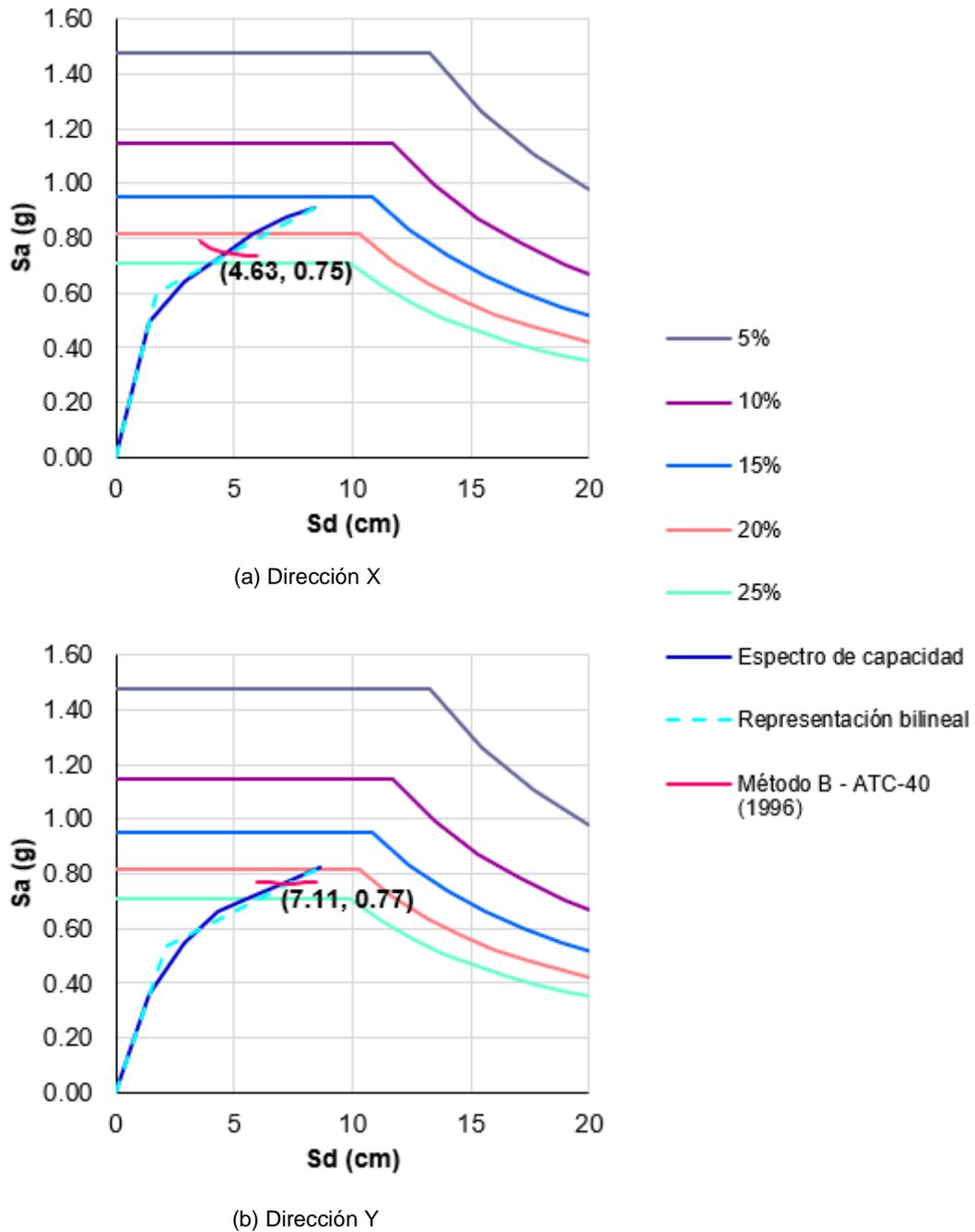


Figura N° 5.8 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 6 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla N° 5.10, Tabla N° 5.11 y Tabla 5.12 se muestran las coordenadas de la curva del procedimiento B del ATC-40 (1996). Así mismo, en la Figura N° 5.9, Figura N° 5.10 y Figura N° 5.11, se muestra gráficamente la obtención del punto de desempeño para la edificación de 10 niveles y para los sismos de diseño respectivamente.

Tabla N° 5.10 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 10 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
4.00	0.53	0.88	0.67	5.59	0.96	0.97	0.57
4.25	0.54	4.05	0.67	7.72	0.86	0.89	0.51
4.50	0.54	6.83	0.67	9.58	0.79	0.84	0.47
4.75	0.55	9.27	0.67	11.21	0.74	0.80	0.42
5.00	0.55	11.42	0.67	12.65	0.70	0.77	0.37
5.25	0.56	13.33	0.67	13.93	0.67	0.75	0.33
a* = 0.77 g				ay = 0.53 g			
d* = 17.82 cm				dy = 3.94 cm			
Dirección Y							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
5.50	0.39	6.68	0.67	9.48	0.79	0.84	0.40
5.75	0.40	8.53	0.67	10.72	0.75	0.81	0.36
6.00	0.40	10.19	0.67	11.83	0.72	0.79	0.32
6.25	0.40	11.68	0.67	12.83	0.70	0.77	0.29
6.50	0.41	13.03	0.67	13.73	0.67	0.75	0.27
6.75	0.41	14.24	0.67	14.54	0.66	0.73	0.25
a* = 0.55 g				ay = 0.38 g			
d* = 16.69 cm				dy = 4.78 cm			

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.11 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 10 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
7.00	0.59	22.12	0.67	19.82	0.56	0.66	0.66
7.50	0.59	23.67	0.67	20.86	0.54	0.65	0.64
8.00	0.60	24.94	0.67	21.71	0.53	0.64	0.62
8.50	0.61	25.99	0.66	22.23	0.52	0.63	0.58
9.00	0.62	26.85	0.66	22.64	0.51	0.62	0.54
9.50	0.63	27.57	0.65	22.97	0.51	0.62	0.51
a* = 0.77 g				ay = 0.53 g			
d* = 17.82 cm				dy = 3.94 cm			

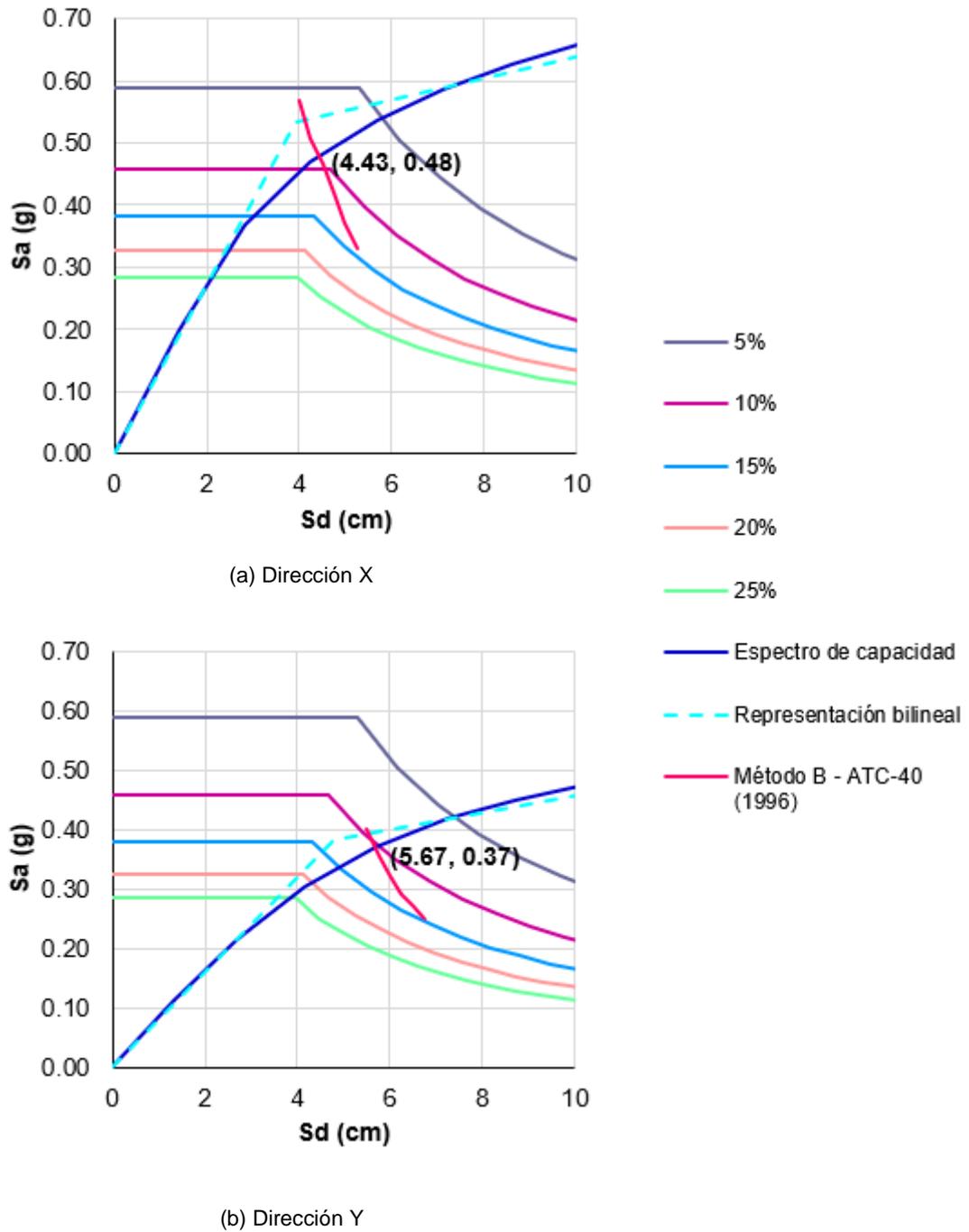


Figura N° 5.9 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 10 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

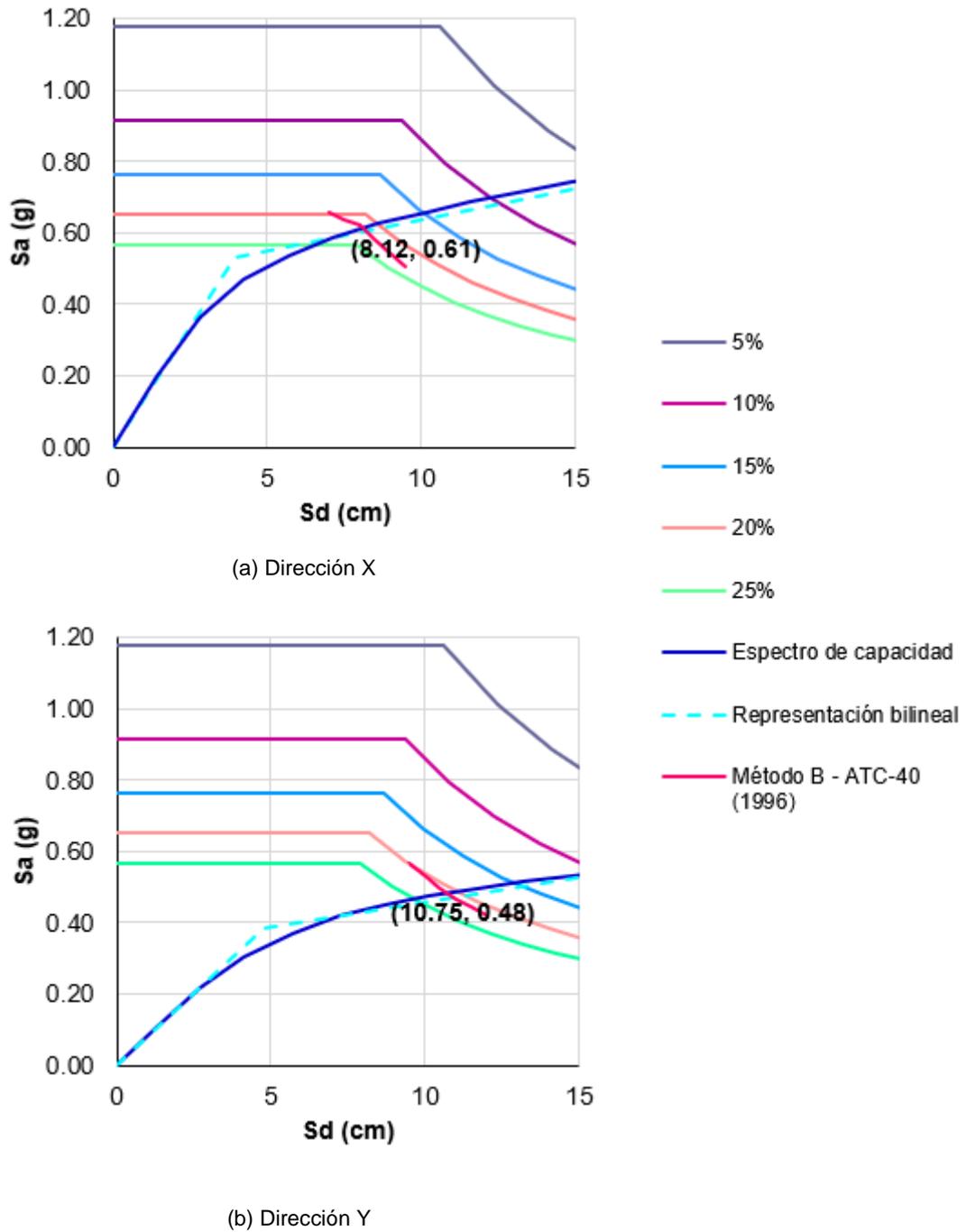


Figura N° 5.10 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 10 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

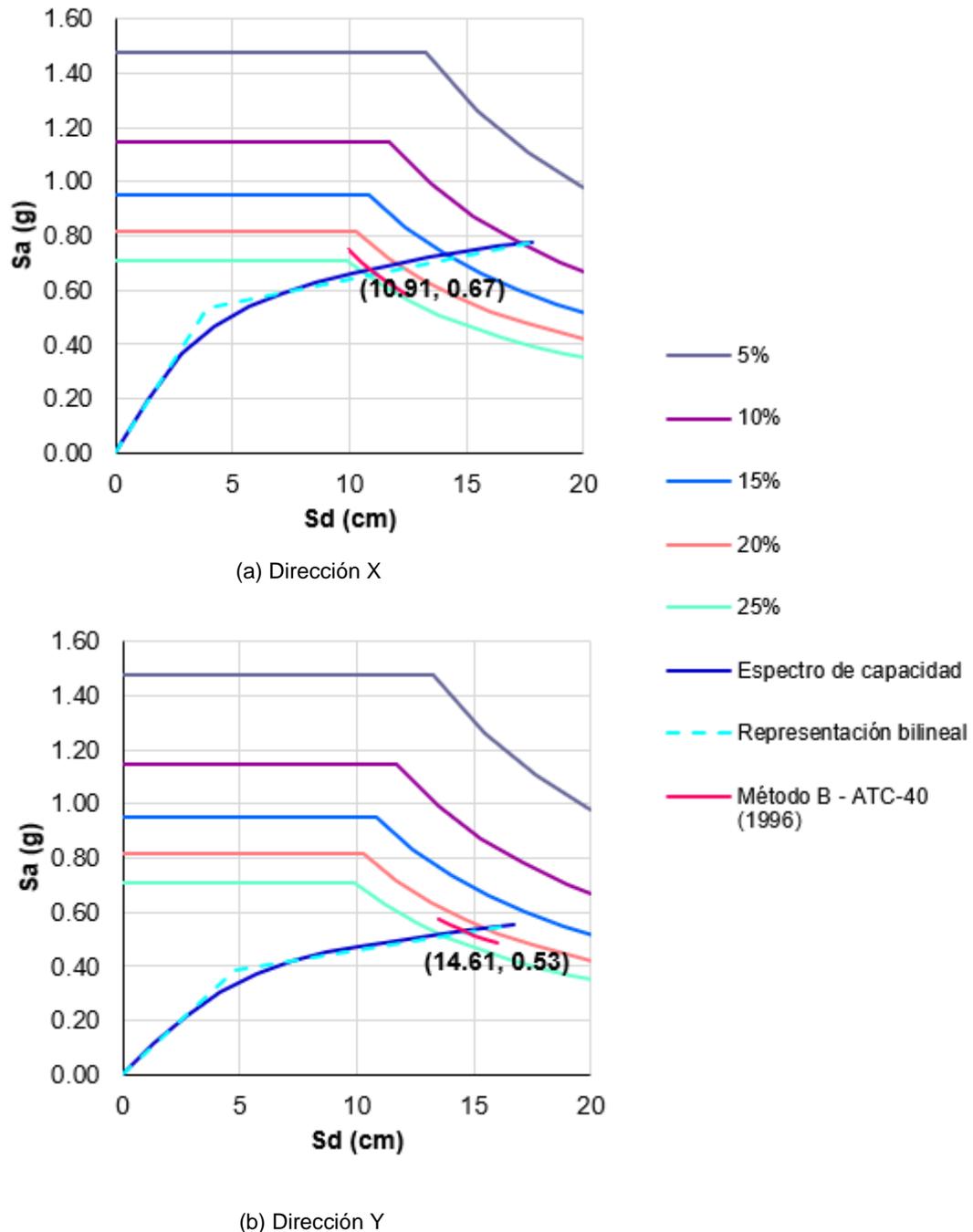


Figura N° 5.11 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 10 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla N° 5.13, Tabla N° 5.14 y Tabla 5.15 se muestran las coordenadas de la curva del procedimiento B del ATC-40 (1996). Así mismo, en la Figura N° 5.12, Figura N° 5.13 y Figura N° 5.14, se muestra gráficamente la obtención del punto de desempeño para la edificación de 15 niveles y para los sismos de diseño respectivamente.

Tabla N° 5.13 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 15 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
6.25	0.33	4.28	0.67	7.86	0.85	0.89	0.39
6.50	0.34	6.07	0.67	9.07	0.81	0.85	0.35
6.75	0.34	7.70	0.67	10.16	0.77	0.82	0.31
7.00	0.34	9.19	0.67	11.16	0.74	0.80	0.29
7.25	0.34	10.55	0.67	12.07	0.72	0.78	0.26
7.50	0.35	11.80	0.67	12.91	0.69	0.76	0.24
a* = 0.47 g				ay = 0.33 g			
d* = 20.52 cm				dy = 5.74 cm			

Dirección Y							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
9.00	0.27	3.41	0.67	7.28	0.88	0.91	0.28
9.25	0.27	4.69	0.67	8.14	0.84	0.88	0.26
9.50	0.27	5.89	0.67	8.95	0.81	0.86	0.24
9.75	0.27	7.02	0.67	9.70	0.79	0.84	0.22
10.00	0.28	8.08	0.67	10.41	0.76	0.82	0.21
10.25	0.28	9.07	0.67	11.08	0.74	0.80	0.20
a* = 0.37 g				ay = 0.27 g			
d* = 27.10 cm				dy = 8.41 cm			

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.14 Cálculos para el punto de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 15 niveles

Dirección X							
Sd (cm)	a _{pi} (g)	β _o (%)	k	β _{eff} (%)	SR _A	SR _V	Sa (g)
11.50	0.39	22.59	0.67	20.13	0.55	0.65	0.46
12.00	0.39	23.23	0.67	20.56	0.54	0.65	0.44
12.50	0.40	23.78	0.67	20.93	0.54	0.64	0.41
13.00	0.40	24.26	0.67	21.25	0.53	0.64	0.39
13.50	0.41	24.66	0.67	21.52	0.53	0.64	0.38
14.00	0.41	25.01	0.67	21.75	0.53	0.63	0.36
a* = 0.47 g				ay = 0.33 g			
d* = 20.52 cm				dy = 5.74 cm			

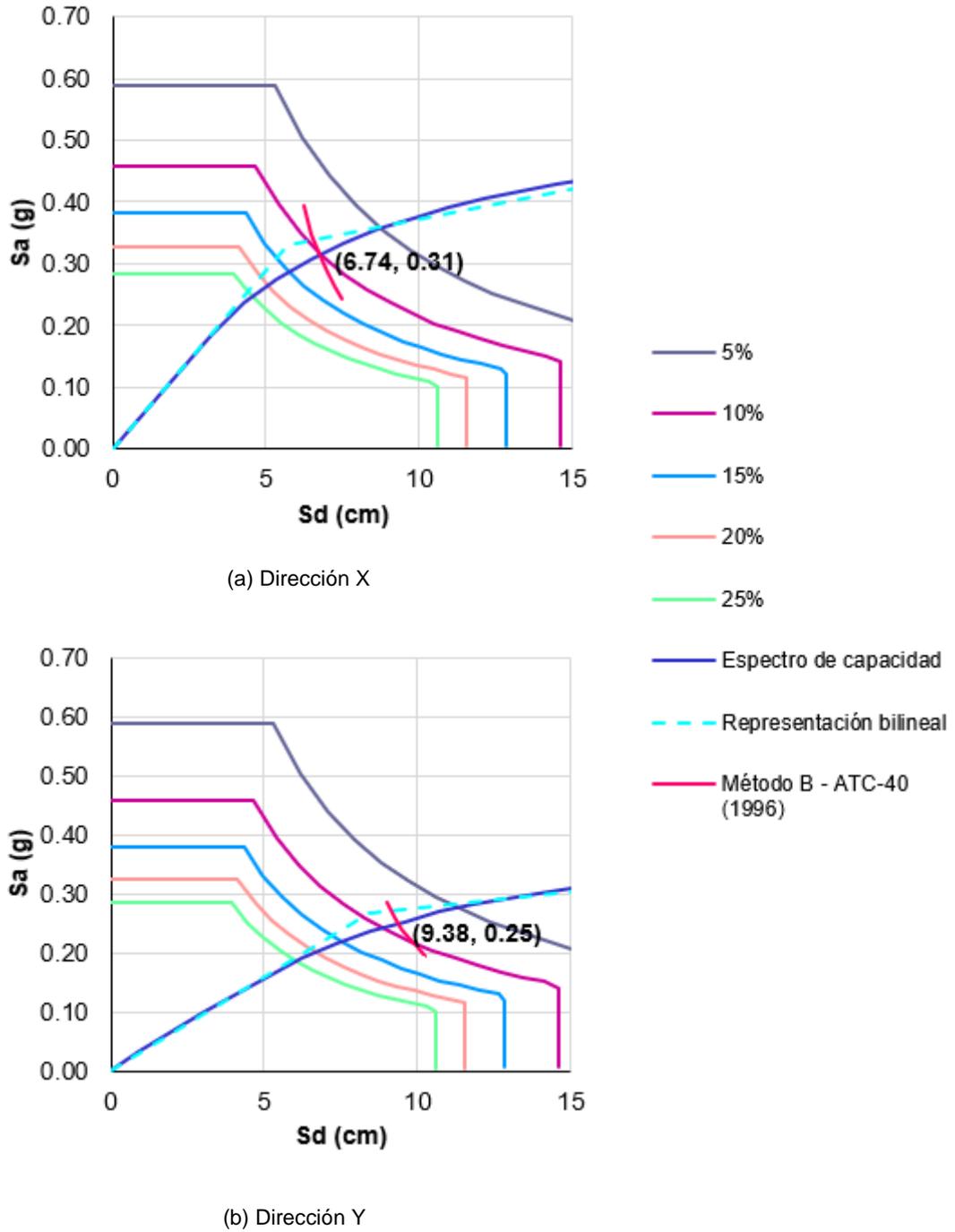


Figura N° 5.12 Puntos de desempeño para el sismo de servicio (SS) y la edificación de 15 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

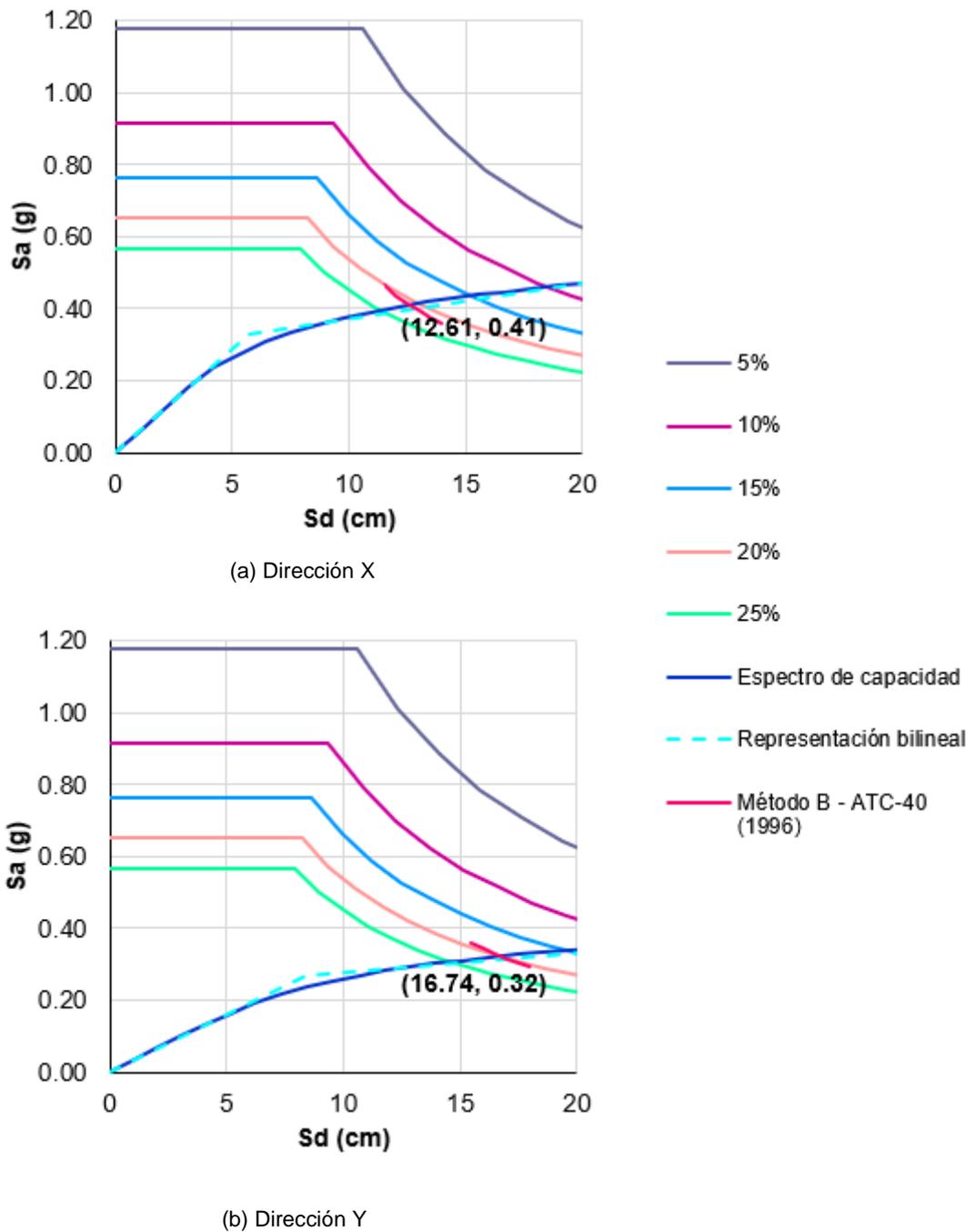


Figura N° 5.13 Puntos de desempeño para el sismo de diseño (SD) y la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

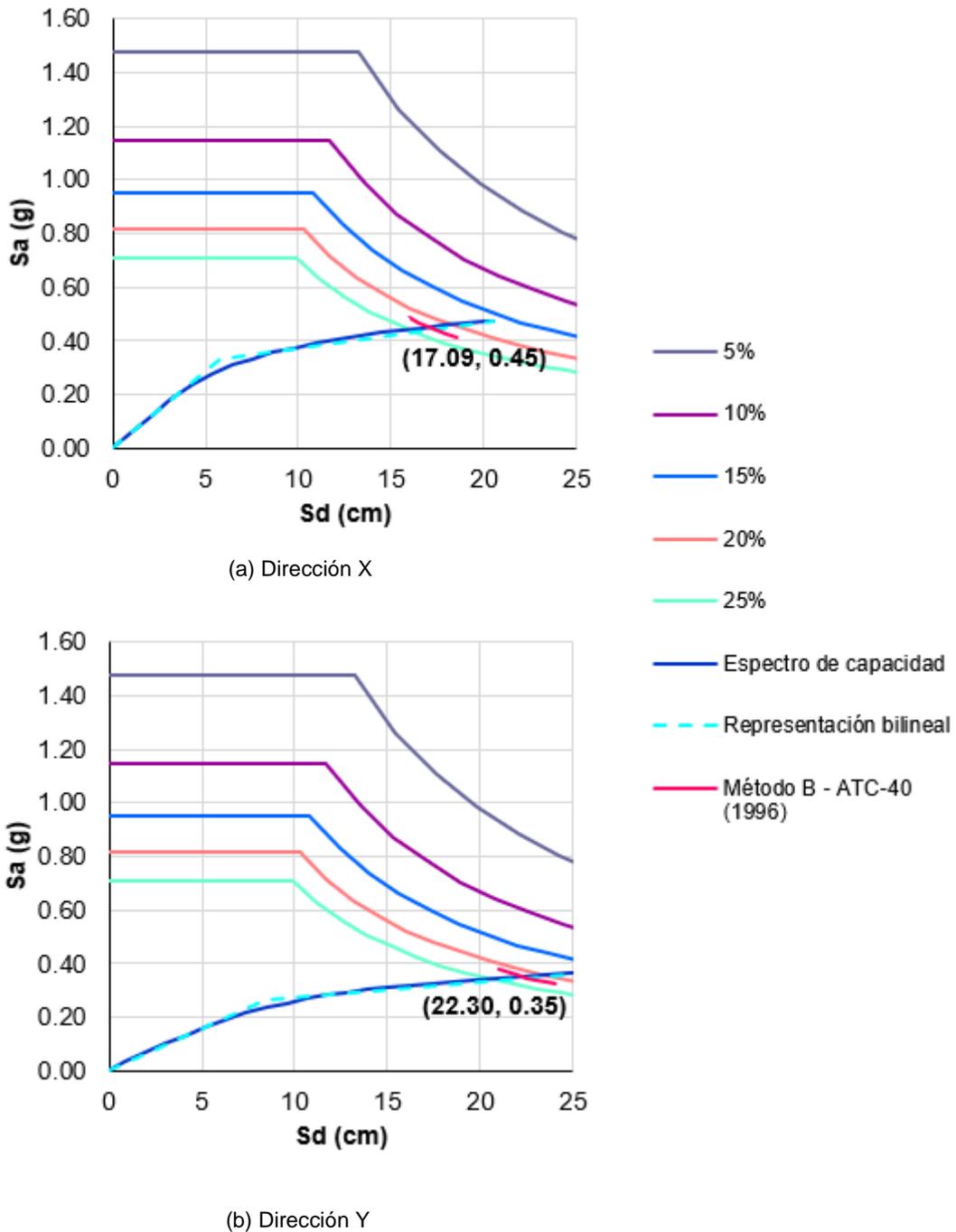
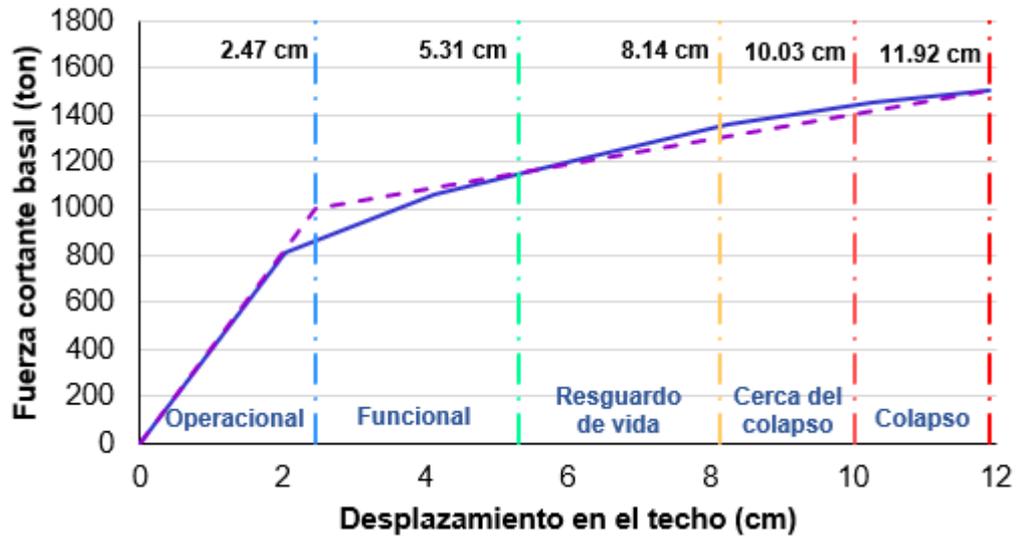


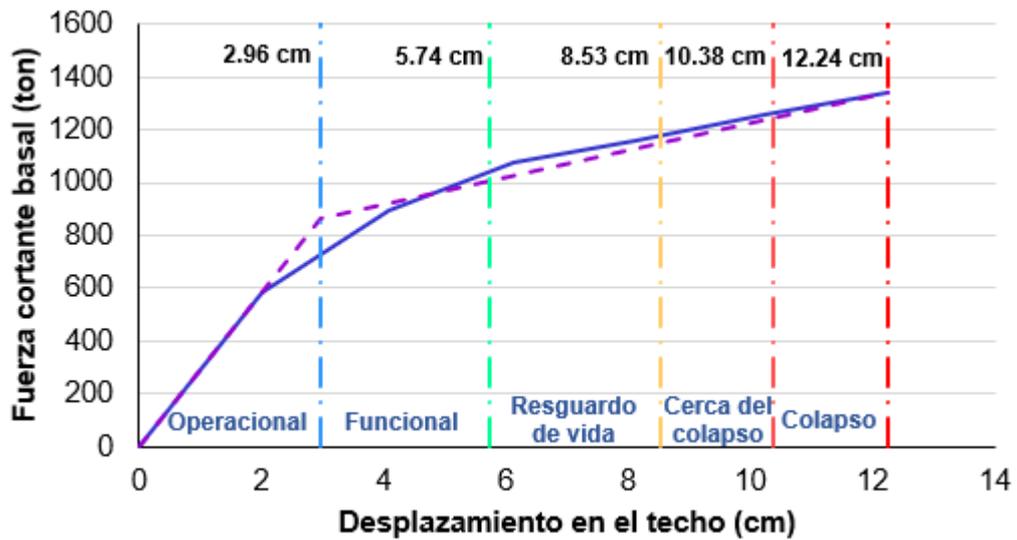
Figura N° 5.14 Puntos de desempeño para el sismo máximo (SM) y la edificación de 15 niveles
Fuente: (Elaboración propia)

5.2.2 Evaluación del desempeño sísmico

En la Figura N° 5.15, Figura N° 5.16 y Figura N° 5.17 se muestra la sectorización de la curva de capacidad según VISION 2000 (SEAOC,1995) tal como se describe en el ítem 2.2.1.1 para las 3 edificaciones y en cada dirección.



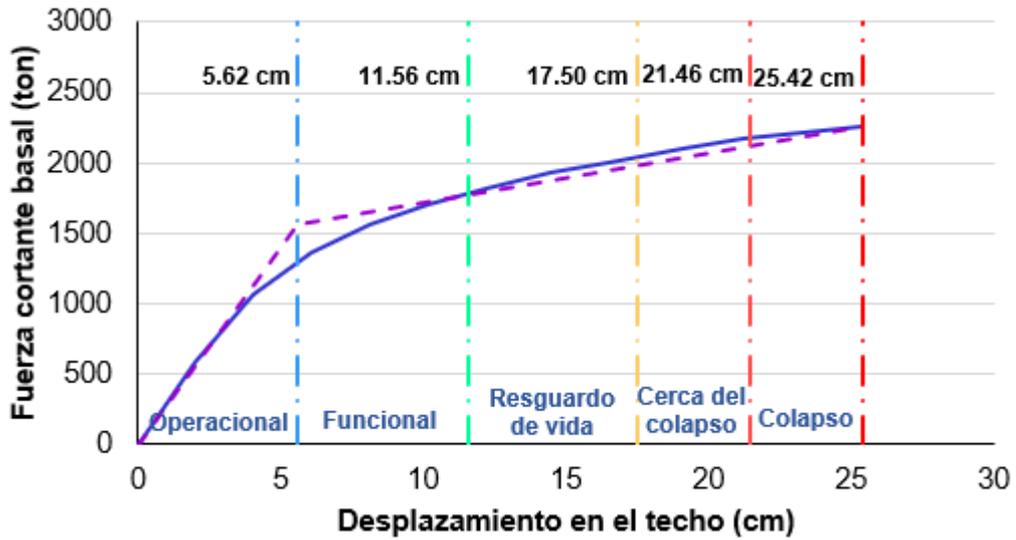
(a) Dirección X



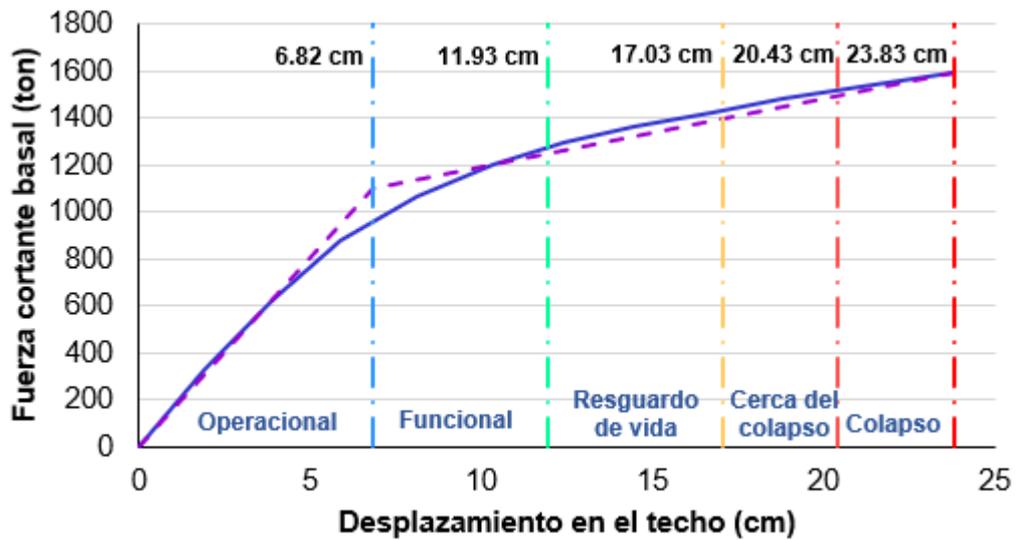
(b) Dirección Y

Figura N° 5.15 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



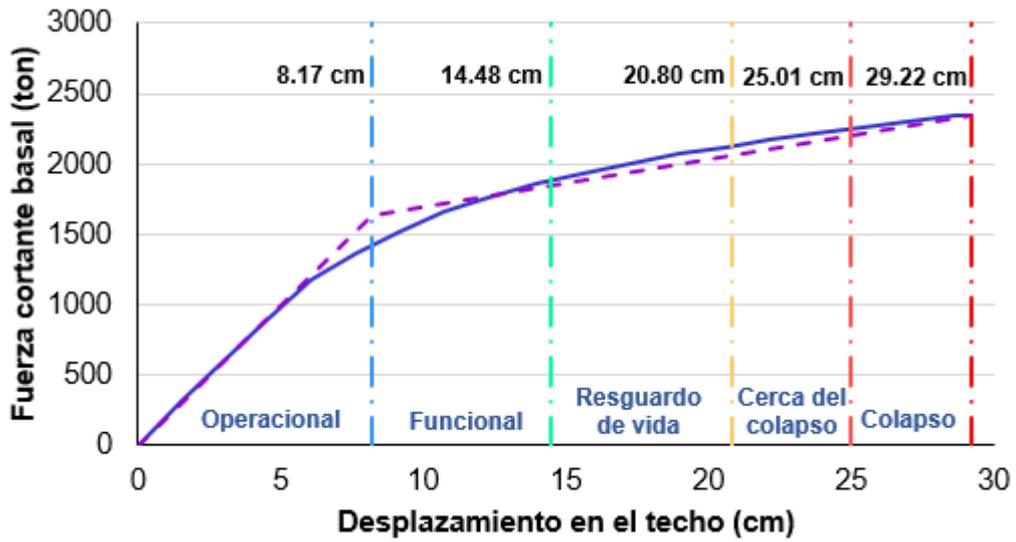
(a) Dirección X



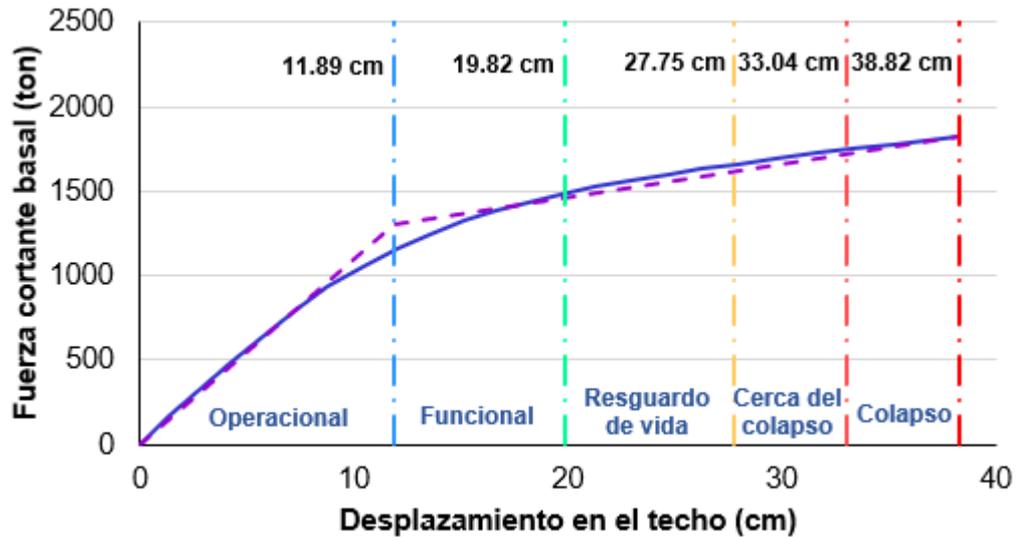
(b) Dirección Y

Figura N° 5.16 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

Figura N° 5.17 Sectorización de la curva de capacidad de la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla N° 5.16, Tabla N°5.17 y Tabla N° 5.18 se muestran los puntos de desempeño para las 3 edificaciones y sismos de diseño.

Tabla N° 5.16 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 6 niveles

Sismo de servicio (SS)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
2.60	883.31	1.83	0.53	3.39	791.18	2.39	0.48
Sismo de diseño (SD)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
4.47	1086.18	3.16	0.66	6.01	1065.08	4.23	0.65
Sismo máximo (SM)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
6.56	1236.53	4.63	0.75	10.09	1249.84	7.11	0.77

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.17 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 10 niveles

Sismo de servicio (SS)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
6.33	1390.35	4.43	0.48	8.10	1065.93	5.67	0.37
Sismo de diseño (SD)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
11.58	1786.56	8.12	0.61	15.34	1389.03	10.75	0.48
Sismo máximo (SM)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
15.57	1967.63	10.91	0.67	20.86	1527.68	14.61	0.53

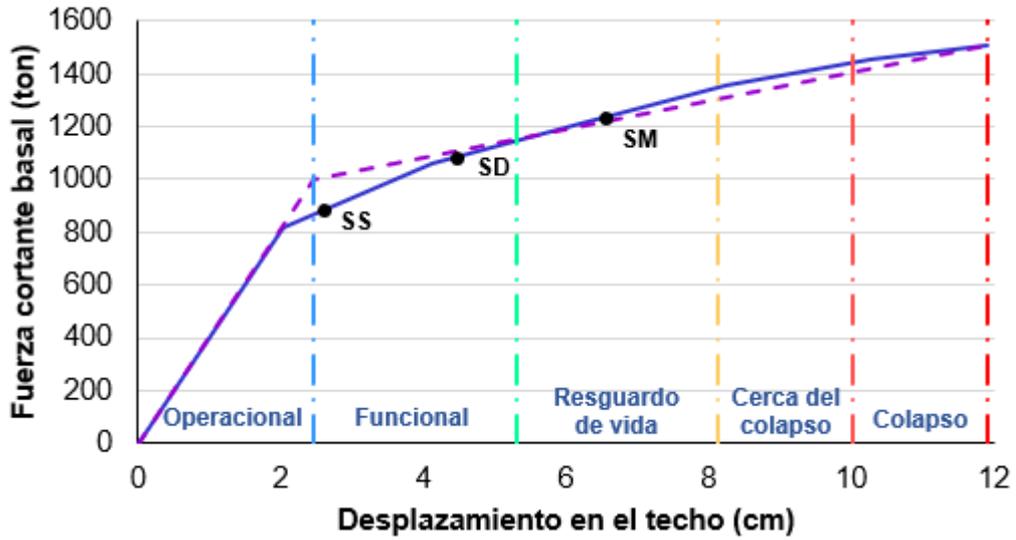
Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.18 Puntos de desempeño para los sismos de diseño para la edificación de 15 niveles

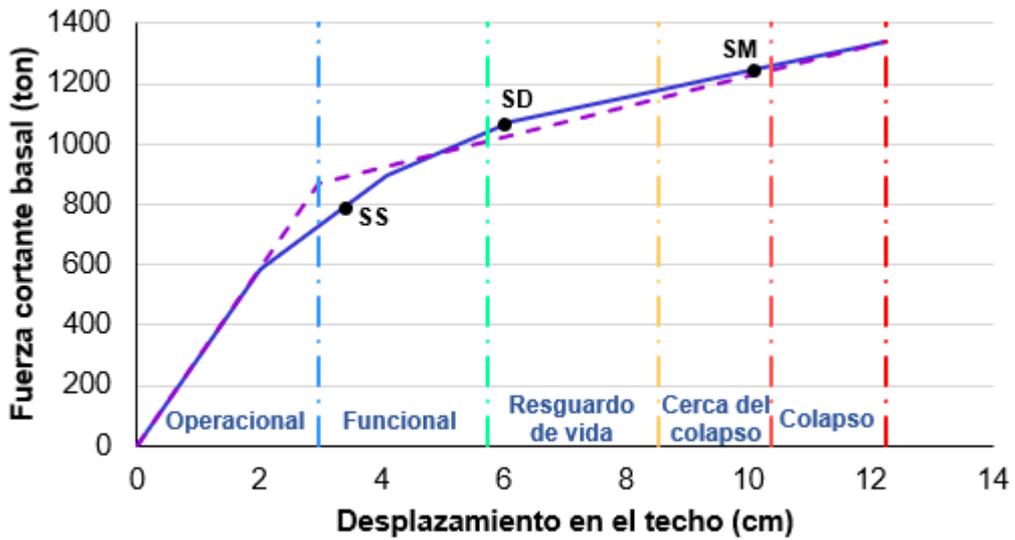
Sismo de servicio (SS)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
9.60	1558.64	6.74	0.31	13.26	1228.17	9.38	0.25
Sismo de diseño (SD)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
17.95	2029.53	12.61	0.41	23.67	1581.55	16.74	0.32
Sismo máximo (SM)							
Dirección X				Dirección Y			
Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)	Dtecho (cm)	Vbasal (ton)	Sd (cm)	Sa (g)
24.33	2228.35	17.09	0.45	31.53	1721.82	22.30	0.35

Fuente: (Elaboración propia)

En la Figura N° 5.18, Figura N° 5.19 y Figura N° 5.20 se muestra la ubicación de los puntos de desempeño en la curva de capacidad sectorizada, con lo cual se determina el desempeño de las edificaciones para cada sismo de diseño.



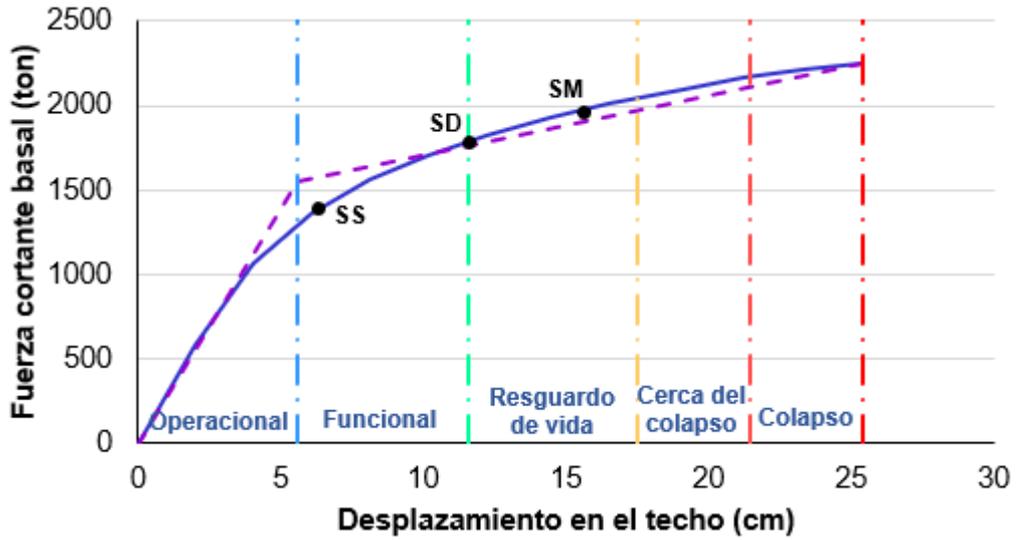
(a) Dirección X



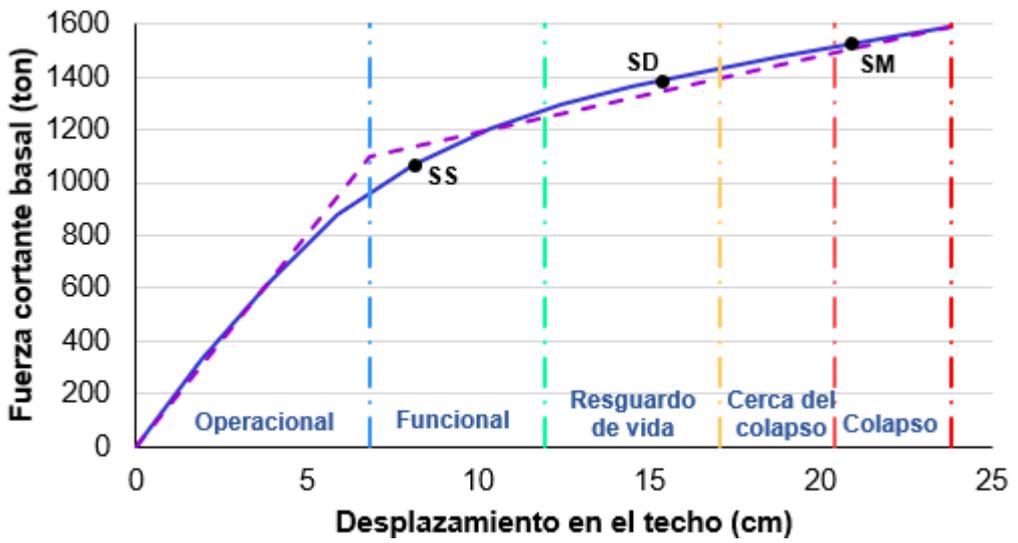
(b) Dirección Y

Figura N° 5.18 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 6 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



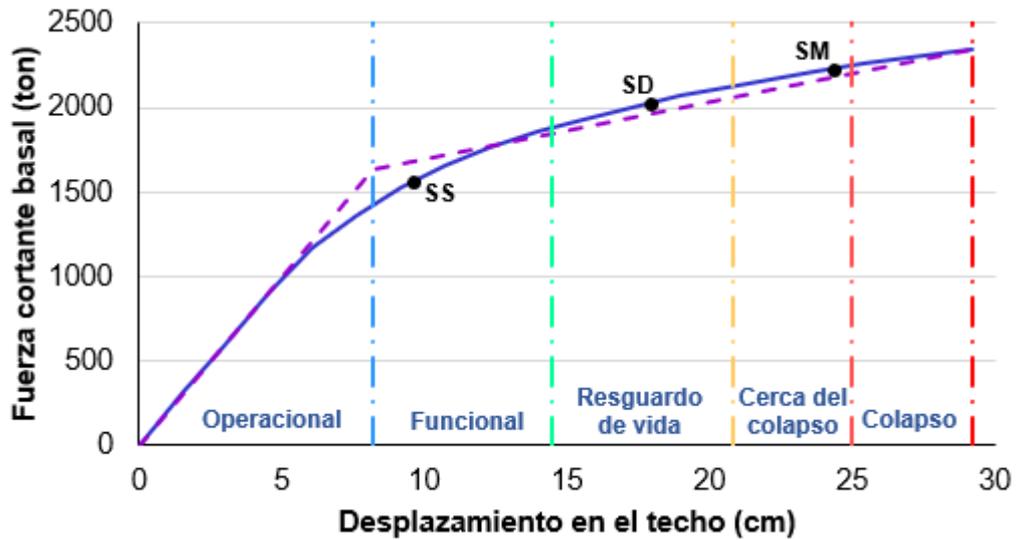
(a) Dirección X



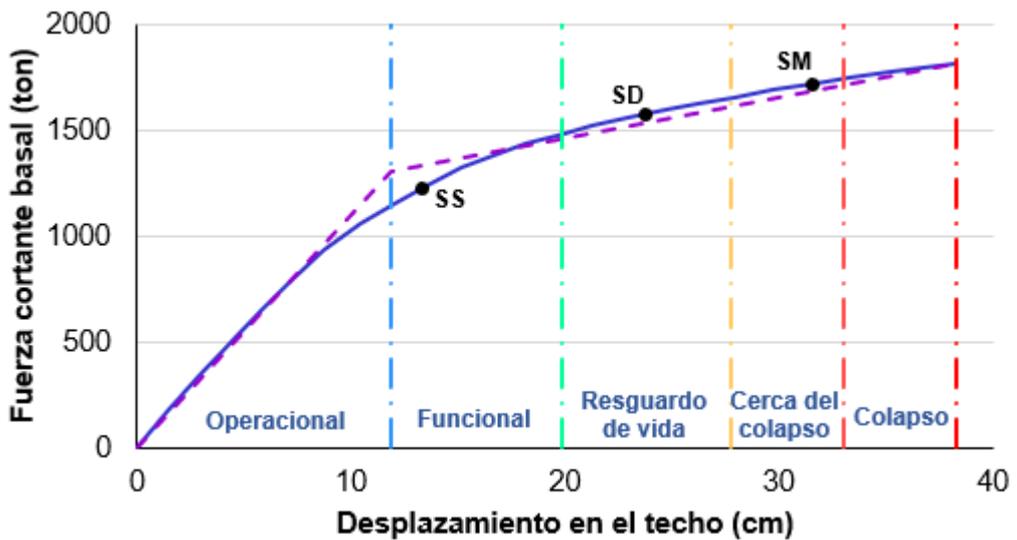
(b) Dirección Y

Figura N° 5.19 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 10 niveles

Fuente: (Elaboración propia)



(a) Dirección X



(b) Dirección Y

Figura N° 5.20 Puntos de desempeño en la curva de capacidad de la edificación de 15 niveles

Fuente: (Elaboración propia)

En la Tabla N° 5.19, Tabla N° 5.20 y Tabla N° 5.21 se muestran los estados de cada edificación para cada sismo de diseño según los objetivos de desempeño propuesto por VISION 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996) descrito en el ítem 2.4.

Tabla N° 5.19 Desempeño de la edificación de 6 niveles para los sismos de diseño

	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca del colapso	Colapso
	SP1 - NP1	SP2 - NP2	SP3 - NP3	SP4 - NP4	SP5 - NP5
Sismo de servicio (SS)		X - Y			
Sismo de diseño (SD)		X	Y		
Sismo máximo (SM)			X	Y	

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.20 Desempeño de la edificación de 10 niveles para los sismos de diseño

	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca del colapso	Colapso
	SP1 - NP1	SP2 - NP2	SP3 - NP3	SP4 - NP4	SP5 - NP5
Sismo de servicio (SS)		X - Y			
Sismo de diseño (SD)			X - Y		
Sismo máximo (SM)			X		Y

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla N° 5.21 Desempeño de la edificación de 15 niveles para los sismos de diseño

	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca del colapso	Colapso
	SP1 - NP1	SP2 - NP2	SP3 - NP3	SP4 - NP4	SP5 - NP5
Sismo de servicio (SS)		X - Y			
Sismo de diseño (SD)			X - Y		
Sismo máximo (SM)				X - Y	

Fuente: (Elaboración propia)

CONCLUSIONES

En general, se aplica un método simplificado con base en normas técnicas, del “Diseño basado en el desempeño” mediante un análisis estático no lineal (Pushover), lo cual permite obtener un comportamiento (desempeño) predecible de las estructuras para diversas sollicitaciones sísmicas.

Para el sismo de servicio, las 3 edificaciones presentan un estado funcional, es decir, las edificaciones podrán seguir siendo utilizados de manera que no se interrumpa la ocupación. Así mismo, se concluye que no se produce el estado de falla de ningún elemento estructural.

Para el sismo de diseño, la edificación de 6 niveles presenta un estado funcional en la dirección X y un estado de resguardo de vida en la dirección Y, para las edificaciones de 10 y 15 niveles se presenta un estado de resguardo de vida, el estado de los elementos estructurales permite su reparación en un tiempo y costo razonable, no hay riesgo para los habitantes.

Para el sismo máximo, las edificaciones de 6 y 15 niveles presentan un estado cerca al colapso en ambas direcciones. La edificación de 10 niveles presenta un estado de resguardo de vida en la dirección X y un estado de colapso en la dirección Y, es decir, los elementos de las edificaciones alcanzan la máxima capacidad de carga, además de presentar fallas importantes.

De los resultados obtenidos, se concluye que las 3 edificaciones cumplen con los objetivos de desempeño según VISION 2000 (SEAOC, 1995). Cabe indicar que, para la edificación de 10 niveles, si bien en la dirección X se obtiene un estado de resguardo de vida, en la dirección Y se tiene un estado de colapso, por lo que se considera un estado intermedio de cerca del colapso.

La N.T.P. – E.030 (2018), establece como filosofía de Diseño Sismorresistente: “Evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad”. Comparando esta filosofía de diseño con los objetivos de desempeño propuesto por VISION 2000 (SEAOC, 1995), la filosofía de diseño de la norma peruana corresponde a un estado de desempeño de resguardo de vida para el sismo de diseño. Con base en los resultados obtenidos para las 3 edificaciones, se tiene

que las edificaciones presentan un estado de resguardo de vida para el sismo de diseño, por lo cual se concluye que estas edificaciones presentan un diseño y desempeño acorde con lo establecido por la norma peruana.

RECOMENDACIONES

Tal como se ha realizado en el presente trabajo, se recomienda emplear la metodología de “Diseño basado en el desempeño” para diversas sollicitaciones sísmicas a fin de determinar con base en varios resultados la viabilidad del diseño de la edificación.

Si bien, en el presente trabajo se emplea un método simplificado para determinar el diagrama de momento - curvatura de los elementos, se recomienda emplear otra metodología o realizar ensayos a fin de comparar y determinar la viabilidad de emplear un método simplificado.

A fin de afinar los resultados obtenidos, se recomienda seguir con la aplicación de la metodología de “Diseño basado en el desempeño” mediante un análisis dinámico no lineal, por lo que se requiere tener un número considerable de registros sísmicos de la zona.

BIBLIOGRAFÍA

1. Abreu, R. (2006). "Aproximación modal espectral al Diseño por Desempeño de edificios asimétricos". Tesis para optar el grado de Maestro, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.
2. Aguiar, R. (2003). "Análisis Sísmico por Desempeño". CEINCI-ESPE, Quito.
3. Aguiar, R., Mora, D., Rodríguez, M. (2015). "Diagrama momento - curvatura y momento - rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB". Revista CIENCIA, 17(2), 191-228.
4. Albarracín, P., Gallo, E. (2010). "Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%". Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
5. American Society of Civil Engineers (2014). "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings". ASCE/SEI 41-13, Virginia.
6. Asmat, C. (2016). "Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado". Tesis para optar el grado de Maestro, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
7. Applied Technology Council ATC-40 (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". California Seismic Safety Commission.
8. Bertero, V. (1997). "Performance-Based Seismic Engineering: A critical review of proposed guidelines". Proceedings, Seismic design methodologies for the next generation of codes, pp 1-31, Rotterdam, The Netherlands.
9. Burgos, M. (2007). "Estudio de la metodología Diseño por Capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño". Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.

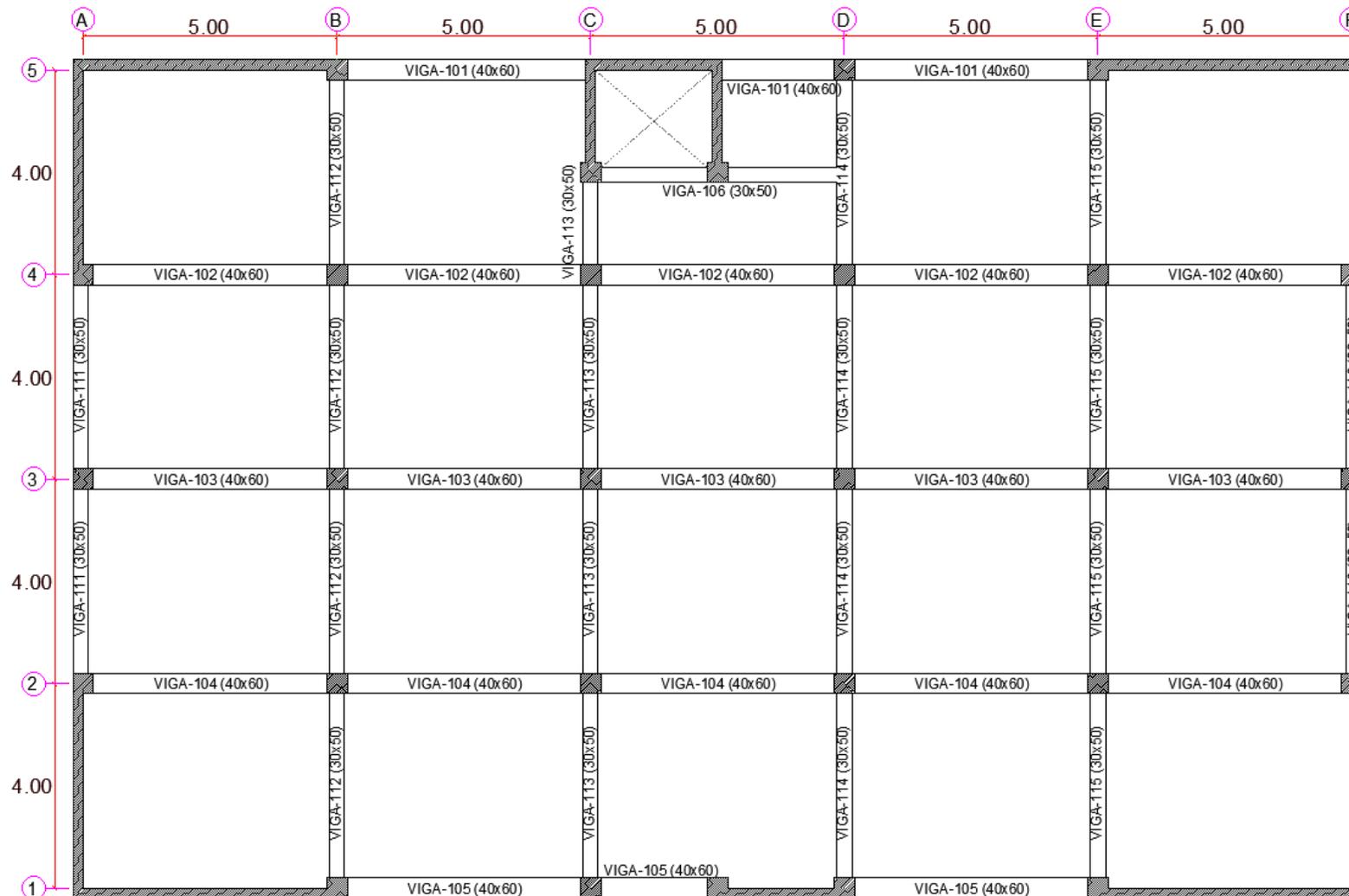
10. Casimiro, S. (2012). "Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional". Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
11. Chopra, A. (2017). "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering". 5° Edition, Prentice Hall, New Jersey.
12. Computers and Structures Inc. CSI, (2015). "ETABS: Three-Dimensional Analysis of Building Systems". Berkeley, California.
13. Dae-Han, J. (2014). "Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall using fiber elements". Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamic, EURODDYN, pp 523-528, Portugal.
14. Delgadillo, J. (2005). "Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E-0.30". Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
15. Fajfar, P. (2002). "Structural analysis in earthquake engineering—a breakthrough of simplified non-linear methods". In 12th European Conference on Earthquake Engineering.
16. Federal Emergency Management Agency (1997). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Report No. FEMA 273, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
17. Federal Emergency Management Agency (2000). "NEHRP Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building". Report No. FEMA 356, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
18. Mander, J. P., Priestley, M., Park, R. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

19. Park, R., Paulay, T. (1975). "Reinforced concrete structures". John Wiley & Sons., University of Canterbury, New Zealand.
20. Paulay, T., Priestley, M. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". 1ra. Ed., New York: John Wiley & Sons, INC.
21. Quiroz, E. (2017). "Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales". Tesis para optar el grado de Maestro, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
22. Santana, R. (2012). "Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada". Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
23. SEAOC (1995). "Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings". Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
24. SENCICO (2006). "Norma Técnica Peruana E.020 - Cargas". Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
25. SENCICO (2009). "Norma Técnica Peruana E.060 - Concreto Armado". Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
26. SENCICO (2018). "Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente". Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú.
27. Taípe, J. (2003). "Criterios de diseño por desempeño para la Norma Peruana de diseño sismorresistente". Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
28. Villaverde, R. (2007). "Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures". State of the Art. ASCE Journal of Structural Engineering. 133, 1, 57-66.

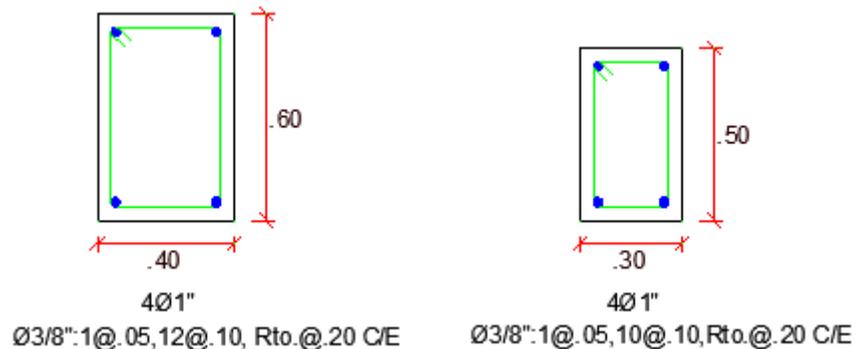
ANEXOS

PLANOS DE LAS EDIFICACIONES DE 6, 10 Y 15 NIVELES

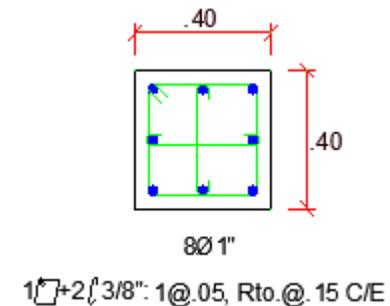
PLANTA TÍPICA DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES



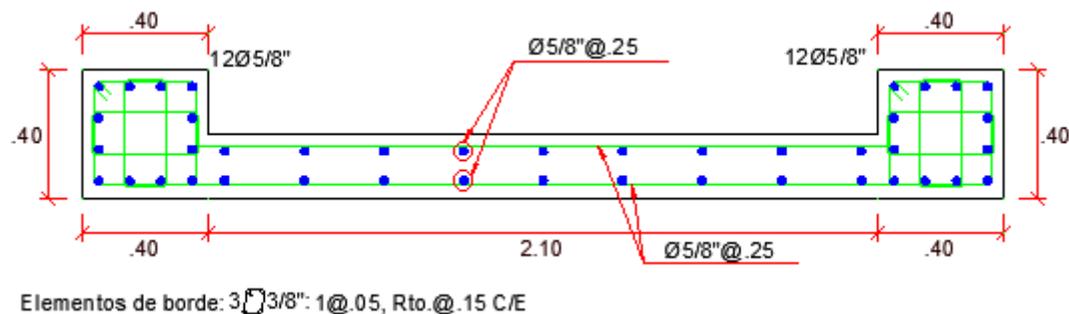
DETALLE DE VIGAS



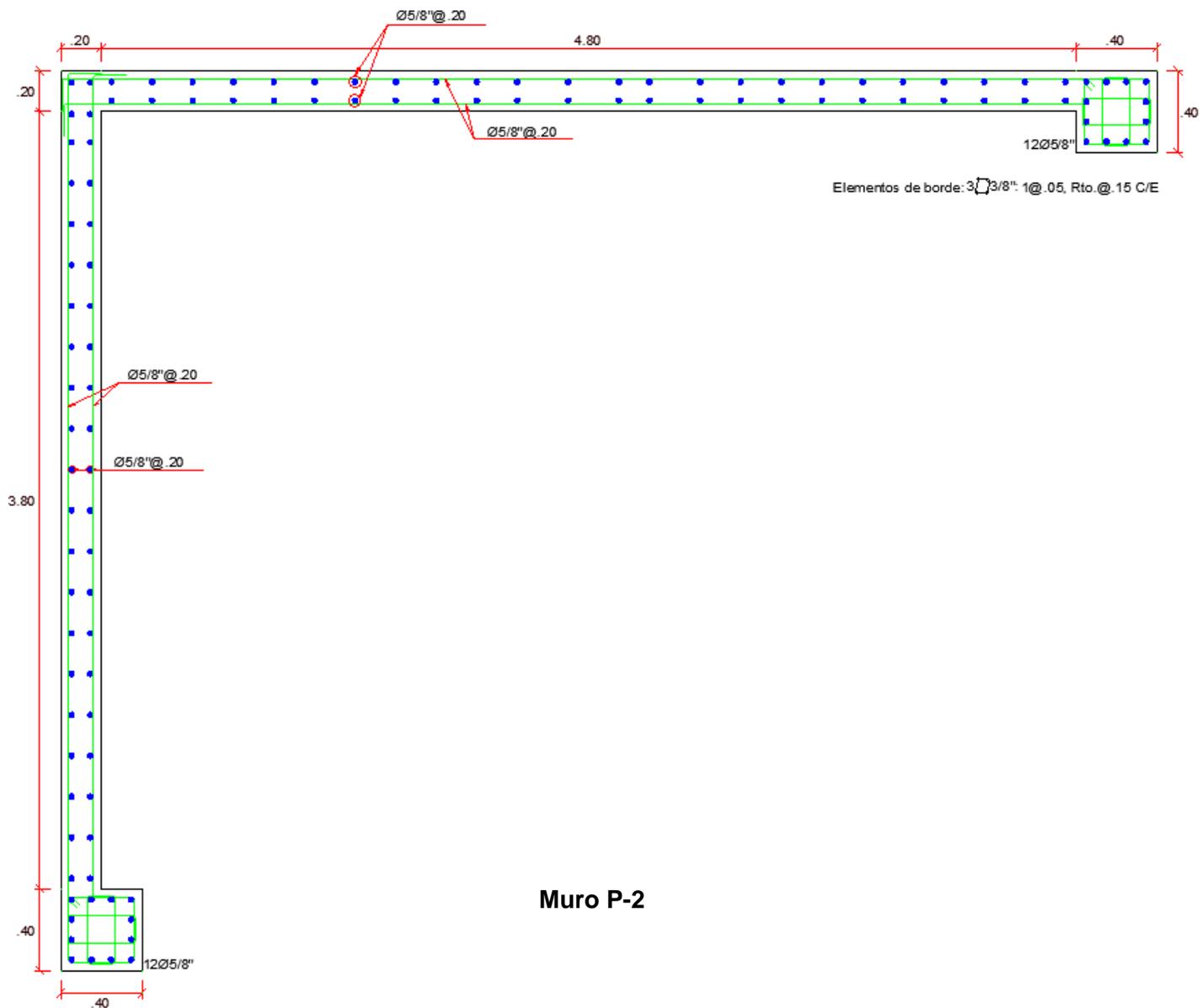
DETALLE DE COLUMNAS

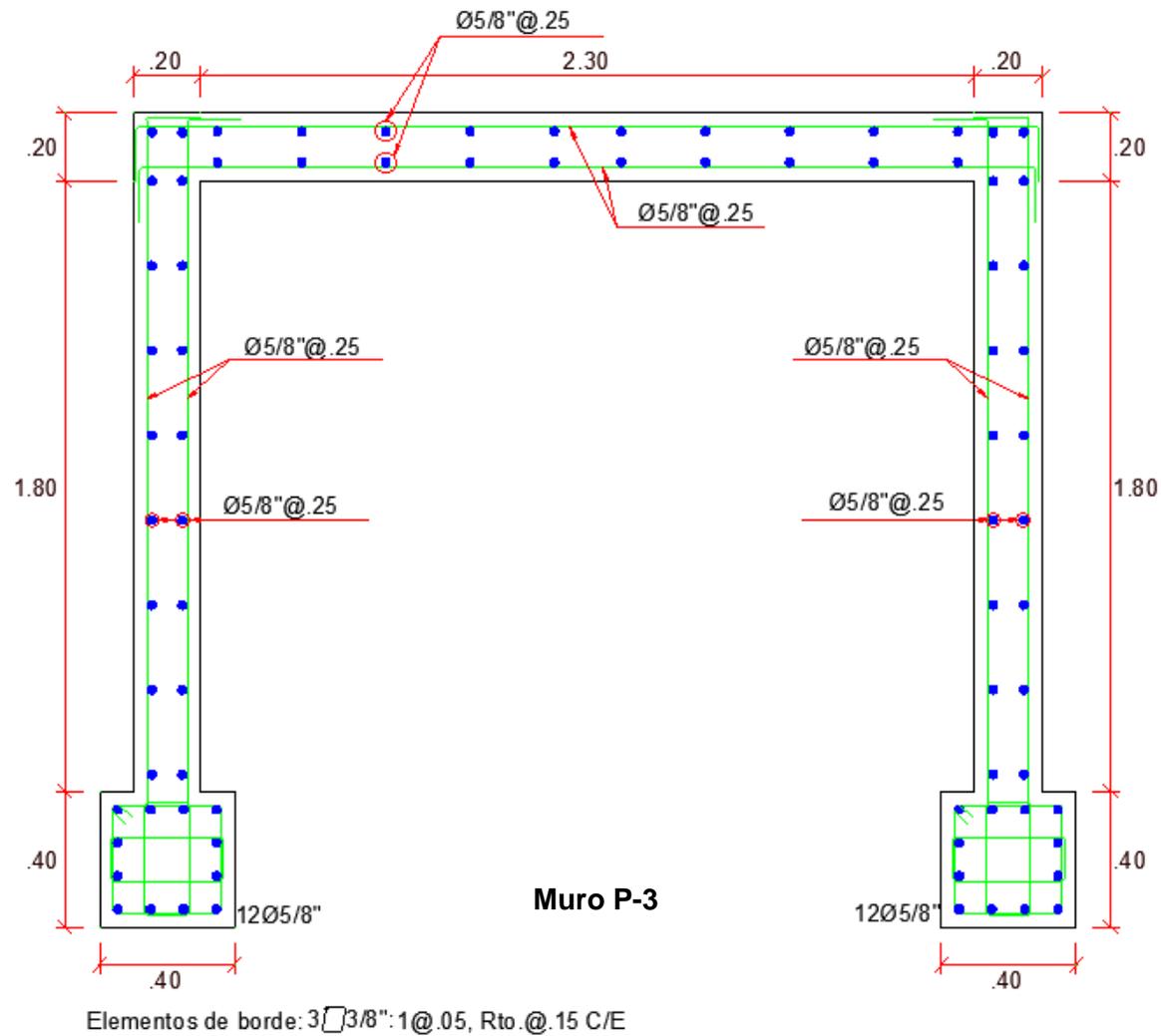


DETALLE DE MUROS

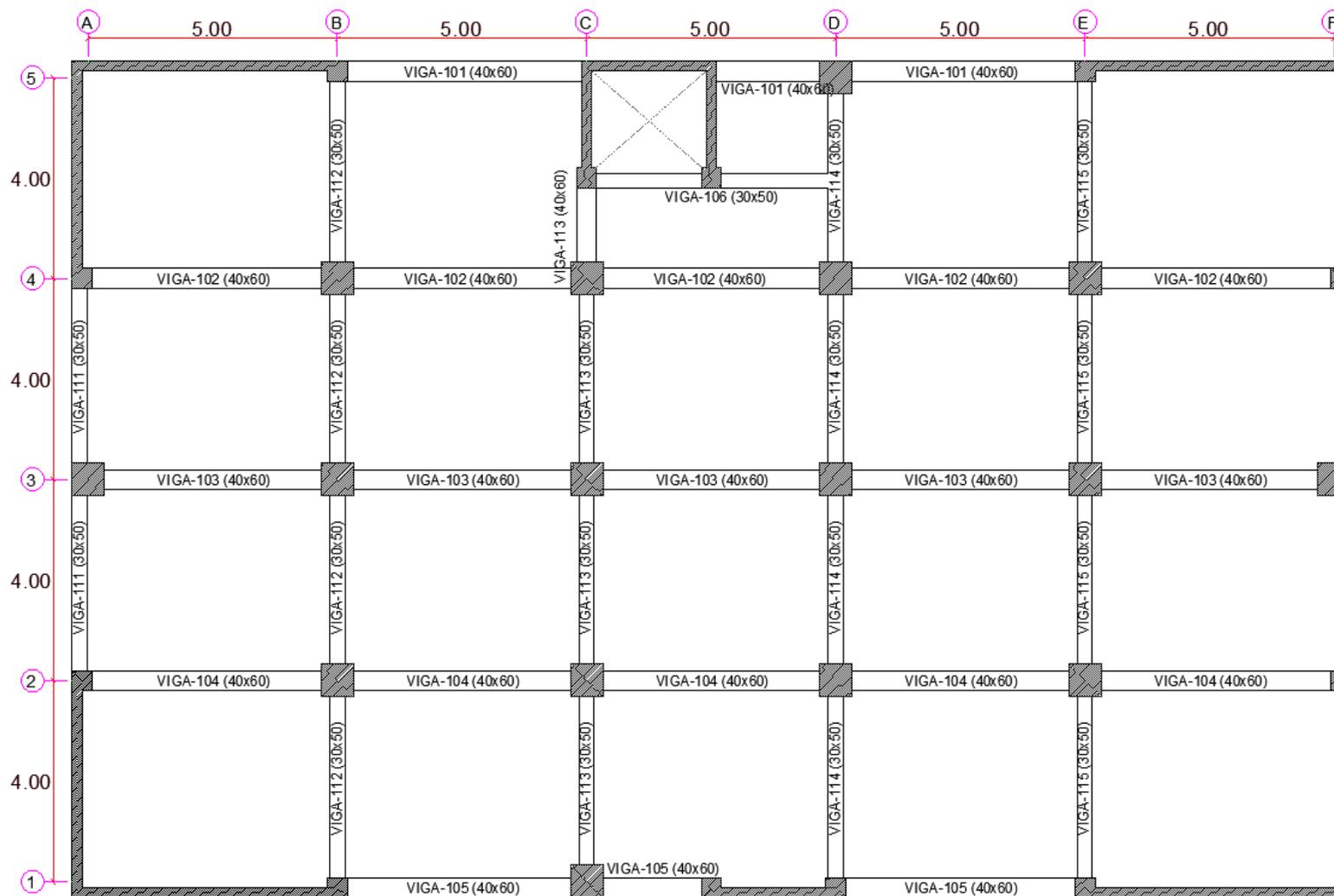


Muro P-1

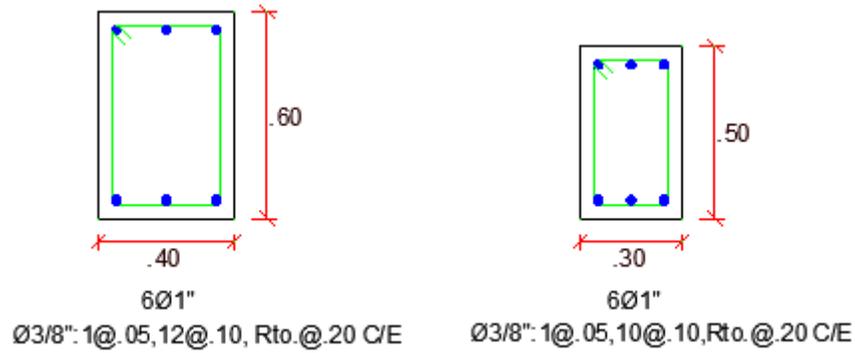




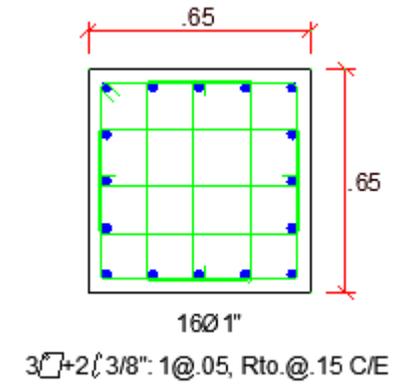
PLANTA TÍPICA DEL EDIFICIO DE 10 NIVELES



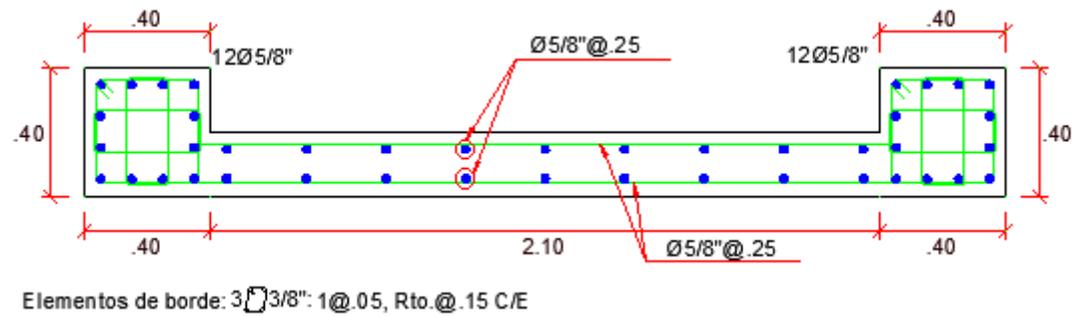
DETALLE DE VIGAS



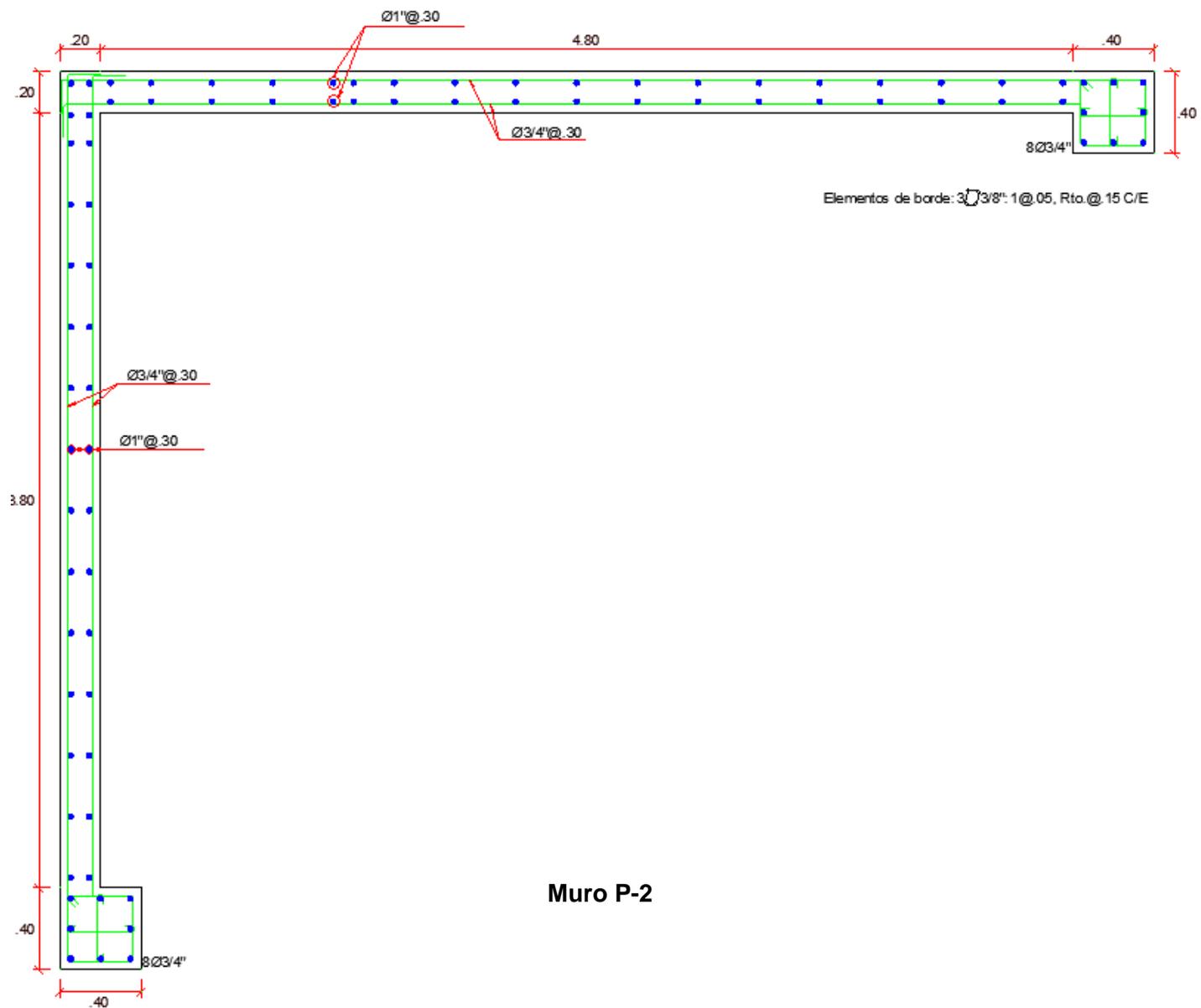
DETALLE DE COLUMNAS



DETALLE DE MUROS

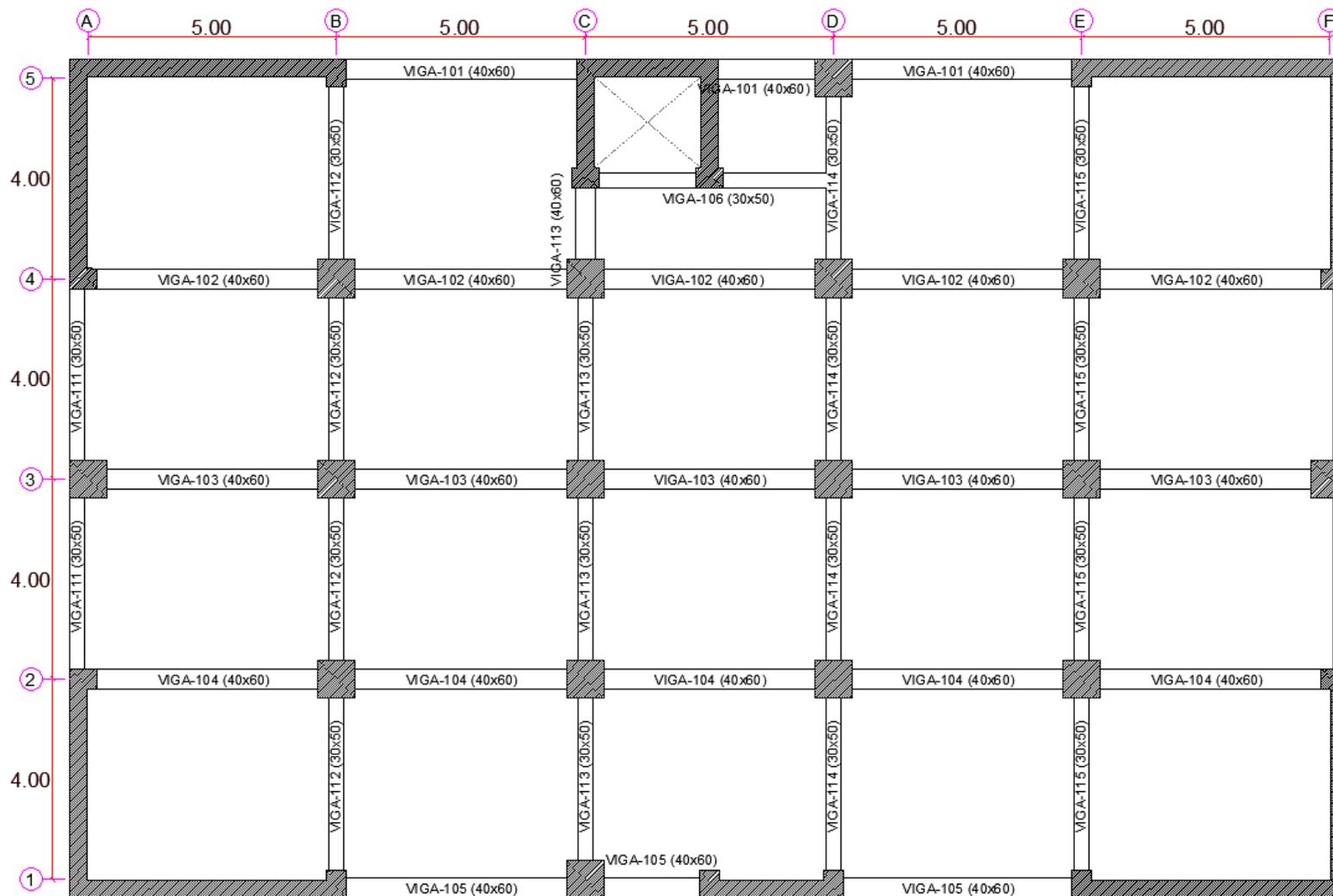


Muro P-1

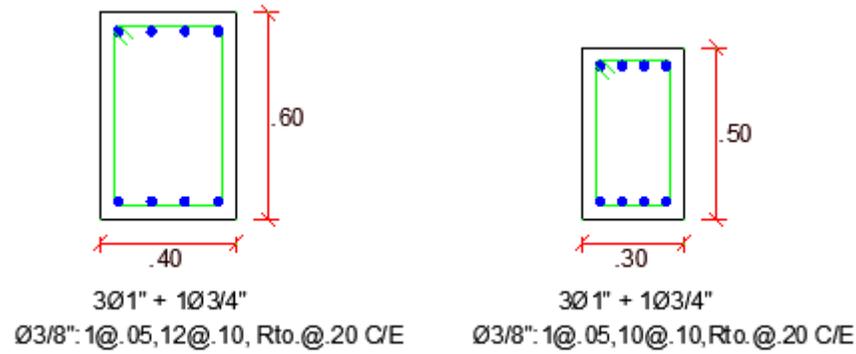


Muro P-2

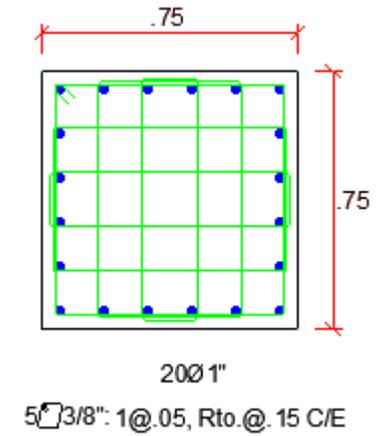
PLANTA TÍPICA DEL EDIFICIO DE 15 NIVELES



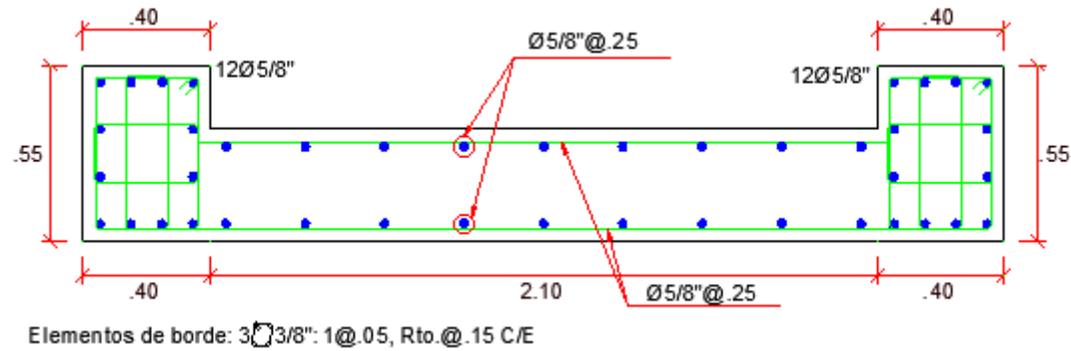
DETALLE DE VIGAS



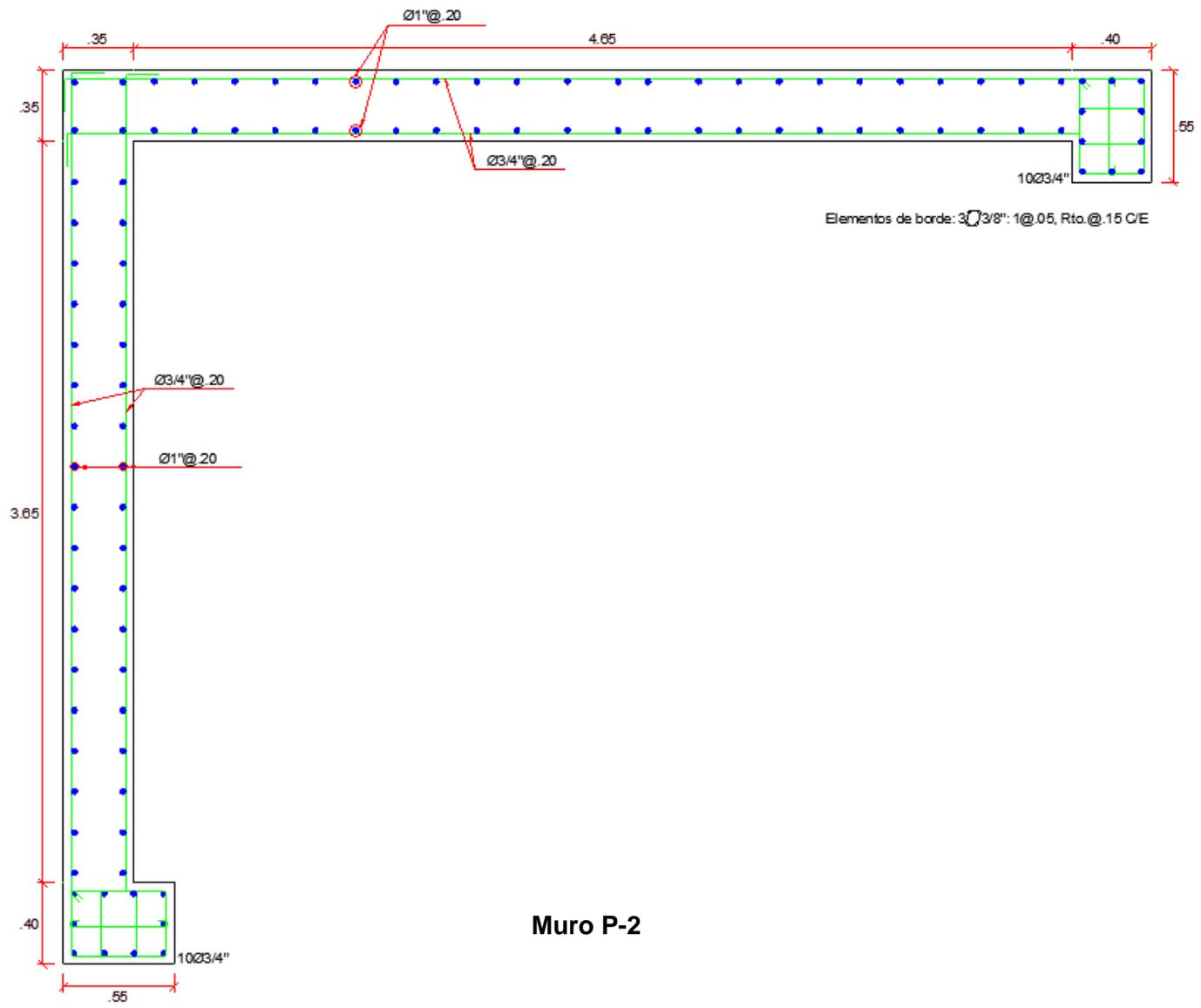
DETALLE DE COLUMNAS



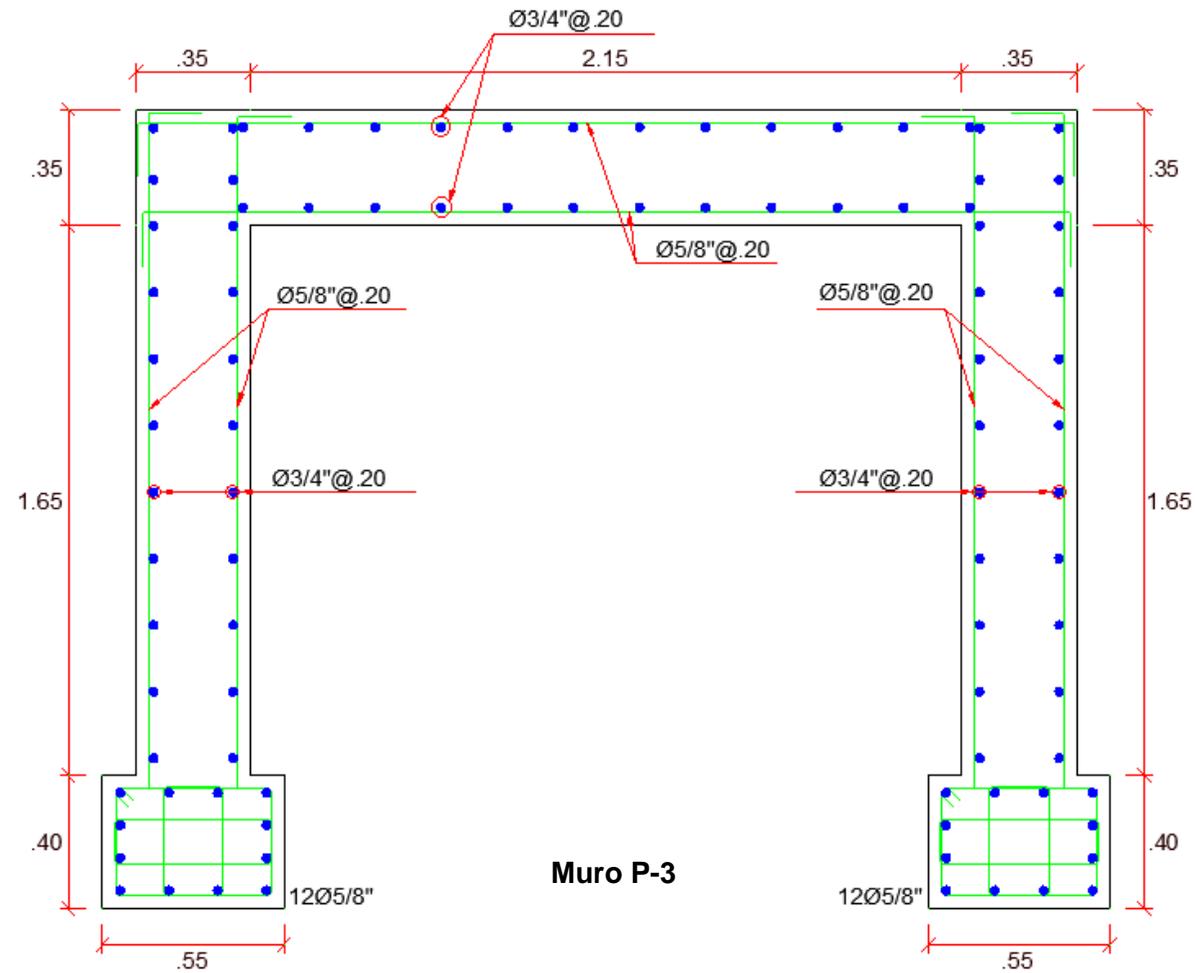
DETALLE DE MUROS



Muro P-1



Muro P-2



Elementos de borde: 3 \square 3/8": 1 @ .05, Rto. @ .15 C/E