

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Evaluación del desempeño sísmico de una edificación educativa moderna
ubicada en una zona de alta sismicidad y sobre suelo blando**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Gonzalo Benjamín Avilés Farfán

Darío Augusto Grados Trujillo

ASESOR:

Juan Alejandro Muñoz Peláez

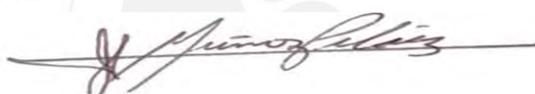
Lima, Setiembre, 2023

Informe de Similitud

Yo, Juan Alejandro Muñoz Peláez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “Evaluación del desempeño sísmico de una edificación educativa moderna ubicada en una zona de alta sismicidad y sobre suelo blando” de los autores Darío Augusto Grados Trujillo y Gonzalo Benjamín Avilés Farfán, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **18%**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/09/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 12 de diciembre de 2023

Apellidos y nombres del asesor: Muñoz Peláez, Juan Alejandro	
DNI: 09857570	Firma 
ORCID: 0000-0002-3719-4721	

RESUMEN

Los nuevos edificios educativos peruanos son sísmicamente menos vulnerables que los construidos en décadas pasadas. Sin embargo, no se ha evaluado el desempeño que tendrían edificaciones educativas modernas frente a diferentes niveles de intensidad sísmica.

El Ministerio de Educación desarrolló nuevos edificios educativos típicos de concreto armado en 2019, en respuesta a las pérdidas económicas y materiales por el Niño Costero del 2017.

El presente trabajo evalúa el desempeño sísmico de un edificio típico denominado “Módulo Básico de Reconstrucción (MBR)”, de dos niveles y ubicado en la zona de más alta sismicidad peruana y sobre suelo blando.

El trabajo se inició con la revisión del diseño estructural del edificio de acuerdo a las normas peruanas vigentes. Para la evaluación del desempeño, se utilizaron procedimientos de análisis no lineal y diferentes relaciones daño-deformación, provenientes de normas internacionales. La demanda sísmica se definió para 4 niveles de intensidad correspondientes a eventos: frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, con períodos de retorno de 45, 75, 475 y 970 años.

Los resultados del análisis tiempo-historia no lineal fueron parcialmente coincidentes con los resultados obtenidos por los métodos de análisis espectral no lineal.

En cuanto al desempeño del edificio estudiado, los resultados indican que frente a eventos frecuentes, ocasionales y raros el daño estructural sería imperceptible, y solo eventos muy raros causarían daño sería leve. Desde el punto de vista de operatividad, el edificio podría seguir usándose inmediatamente después de eventos frecuentes, ocasionales y raros, y solo luego de eventos muy raros el edificio requeriría de reparaciones antes de reiniciar su uso.

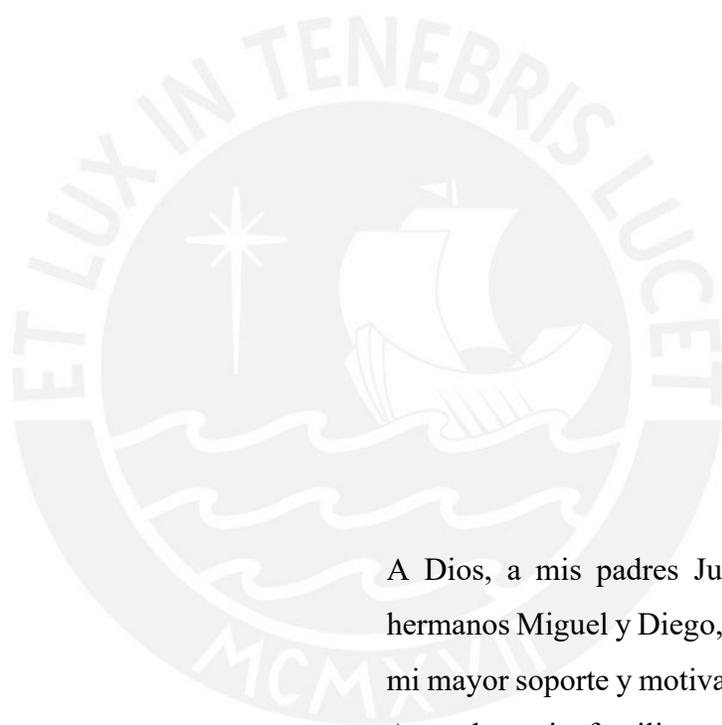
Se concluye que el edificio MBR tendría un desempeño sísmico adecuado, de acuerdo a su importancia como edificación en los diferentes niveles de intensidad sísmica estudiados.



Dedicatoria

Agradezco mucho a mis amigos y a todas las personas que quiero por alentarme, comprenderme y confiar en mi durante este proceso. A nuestro asesor, Alejandro Muñoz, por brindarnos su valioso tiempo y recomendaciones para perfeccionar este documento. Finalmente, a Herlinda y Augusto quienes me han apoyado toda la vida, este trabajo es para ustedes.

Darío



Dedicatoria

A Dios, a mis padres Julia y Miguel, a mis hermanos Miguel y Diego, todos ustedes fueron mi mayor soporte y motivación en este proceso. A toda mi familia y amigos que me acompañaron en mi etapa universitaria. A nuestro asesor el ingeniero Alejandro Muñoz por siempre tener tiempo para ayudarnos y aconsejarnos para llevar a cabo este trabajo.

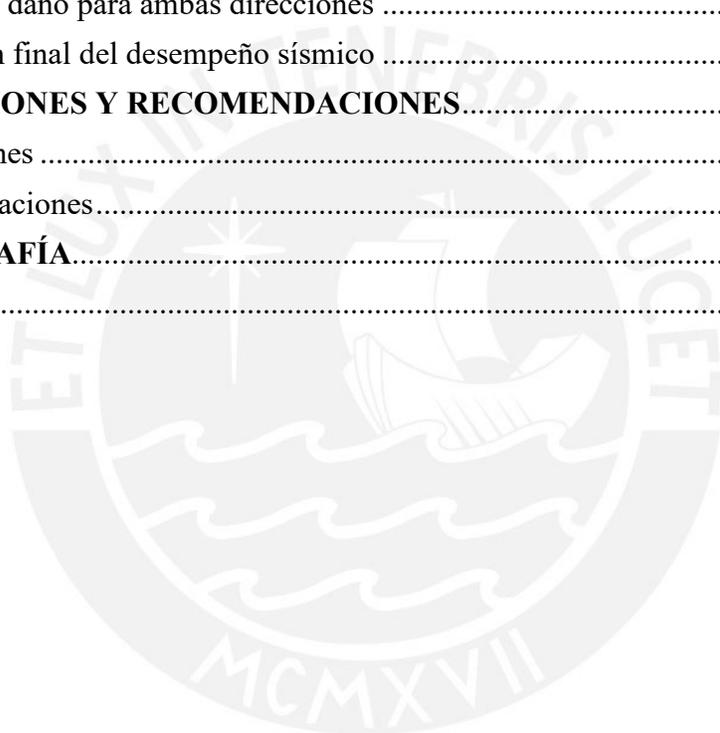
Gonzalo

ÍNDICE

RESUMEN	i
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Antecedentes y justificación.....	2
1.3. Objetivos	3
1.4. Metodología del trabajo	3
2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1. Modelos típicos de infraestructura educativa peruana	5
2.1.1. Modelos 780 pre Norma 1997	5
2.1.2. Modelos 780 post Norma 1997	6
2.1.3. Módulo Básico de Reconstrucción (MBR)	8
2.2. Condiciones sísmicas y geotécnicas desfavorables.....	9
2.2.1. Zonas altamente sísmicas	9
2.2.2. Perfil de suelo desfavorable.....	11
2.2.3. Demanda sísmica.....	12
2.3. Modelo no lineal de la estructura	14
2.3.1. Modelo del comportamiento del concreto	14
2.3.2. Modelo del comportamiento del acero	15
2.3.3. Introducción del modelo de plasticidad.....	16
2.4. Procedimientos de análisis no lineal de estructuras	18
2.4.1. Análisis no lineal estático	19
2.4.1.1. Curva de capacidad.....	19
2.4.1.2. Espectro de capacidad	20
2.4.1.3. Cálculo de la respuesta de la estructura.....	21
2.4.2. Análisis no lineal tiempo-historia.....	23
2.4.2.1. Tratamiento de señales	23
2.4.2.2. Cálculo de la respuesta estructural	25
2.4.2.3. Curvas IDA.....	25
2.5. Metodologías para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones	26
2.5.1. Propuesta del Comité Visión 2000	27
2.5.2. Propuesta del Hazus MH MR4.....	30
2.5.3. Propuesta del ASCE 41-17.....	32
3. EDIFICIO EDUCATIVO MBR ESTUDIADO	34

3.1.	Ubicación, arquitectura y sistema estructural	34
3.2.	Revisión del diseño estructural	37
3.2.1.	Modelo estructural.....	37
3.2.2.	Análisis por cargas de gravedad	39
3.2.3.	Análisis sísmico.....	39
3.3.	Revisión del diseño en concreto armado.....	41
4.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	44
4.1.	Modelamiento inelástico	44
4.1.1.	Comportamiento no lineal de los materiales	44
4.1.2.	Modelo no lineal para los elementos estructurales.....	46
4.2.	Resultados en la dirección Longitudinal.....	48
4.2.1.	Curva de capacidad.....	48
4.2.2.	Respuestas del análisis no lineal estático	50
4.2.3.	Mecanismo de colapso.....	51
4.3.	Dirección transversal.....	53
4.3.1.	Curva de capacidad.....	53
4.3.2.	Respuesta del análisis no lineal estático	54
4.3.3.	Mecanismo de colapso.....	56
4.4.	Comparación entre ambas direcciones.....	58
5.	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	61
5.1.	Registros sísmicos empleados.....	61
5.2.	Tratamiento de los registros sísmicos	61
5.3.	Resultados del análisis no lineal tiempo-historia	64
5.3.1.	Dirección Longitudinal.....	64
5.3.2.	Dirección Transversal.....	67
5.4.	Resultados del análisis dinámico incremental (IDA).....	70
5.4.1.	Dirección Longitudinal.....	70
5.4.2.	Dirección Transversal.....	72
5.5.	Resultados del análisis del daño localizado	76
5.5.1.	Dirección Longitudinal.....	78
5.5.2.	Dirección Transversal.....	81
5.6.	Comparación de resultados obtenidos ambas direcciones	82
5.6.1.	Desplazamientos y fuerzas cortantes promedio.....	82
5.6.2.	Curvas IDA.....	83

5.7.	Comparación con resultados del análisis no lineal estático	84
5.7.1.	Desplazamientos y fuerzas cortantes promedio.....	84
6.	ESTIMACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	88
6.1.	Resultados empleando la relación daño-desplazamiento (Visión 2000 - SEAOC)	88
6.1.1.	Comparación con el análisis no lineal estático	88
6.2.	Resultados en base a la relación daño-deriva (Hanus MH MR4).....	90
6.3.	Resultados en base a la relación daño-giro inelástico (ASCE 41-17).....	92
6.3.1.	Dirección de pórticos.....	93
6.3.2.	Dirección de muros.....	94
6.3.3.	Nivel de daño para ambas direcciones	96
6.4.	Evaluación final del desempeño sísmico	97
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
7.1.	Conclusiones	99
7.2.	Recomendaciones.....	100
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	102
ANEXOS.....	105



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Colegio educativo típico 780 PRE	5
Figura 2.2. Planta típica del sistema estructural 780 PRE	6
Figura 2.3. Colegio educativo típico 780 POST	7
Figura 2.4. Planta típica del sistema estructural 780 POST.....	7
Figura 2.5. Módulo Básico de Reconstrucción (MBR) en zona urbana	8
Figura 2.6. Mapa epicentral de sismos ocurridos en Perú desde el año 1500 hasta 2014	10
Figura 2.7. Rangos de amplificación sísmica de acuerdo con el tipo de suelo.....	12
Figura 2.8. Espectros de demanda elástica en Z4 de acuerdo con el tipo de suelo según la norma E.030	13
Figura 2.9. Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado en compresión	14
Figura 2.10. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado en compresión	15
Figura 2.11. Curva de esfuerzo-deformación del acero	16
Figura 2.12. Curva idealizada de carga–deformación para elementos del ASCE 41-17.....	17
Figura 2.13. Idealización de la curva de capacidad de la estructura.....	20
Figura 2.14. Método de linealización equivalente del FEMA 440	22
Figura 2.15. Ejemplo de un registro de aceleraciones para la dirección EW, NS y UD	24
Figura 2.16. Compatibilización de registros sísmicos con espectro de la norma E.030.....	24
Figura 2.17. Ejemplo de curvas IDA.	26
Figura 2.18. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC	28
Figura 2.19. Objetivos de desempeño sísmico según Comité Visión 2000.....	28
Figura 2.20. Niveles de daño en curva carga-deformación propuestos por el ASCE 41-17	32
Figura 3.1. Planta general de la institución educativa	34
Figura 3.2. Planta de encofrado del edificio MBR	36
Figura 3.3. Planta del segundo piso modelada en ETABS del edificio MBR	37
Figura 3.4. Vista 3D del edificio MBR modelado en ETABS	38
Figura 3.5. Elevación de diseño en concreto armado de viga VT1-04 A	41
Figura 3.6. Sección de diseño en concreto armado de viga VT1-04 A	42
Figura 3.7. Sección de diseño en concreto armado de placa C-01	42
Figura 3.8. Secciones transversales típicas para el techo del primer piso.	43
Figura 4.1. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado.....	44
Figura 4.2. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo grado 60.....	45
Figura 4.3. Planta estructural del techo del primer piso y punto de control de desplazamiento .	46
Figura 4.4. Rótulas inelásticas en vigas.....	47

Figura 4.5. Rótulas inelásticas en columnas	48
Figura 4.6. Curva de capacidad en la dirección longitudinal.....	48
Figura 4.7. Curva de capacidad sectorizada con respuestas del análisis no lineal estático en la dirección longitudinal	50
Figura 4.8. Mecanismo de colapso en la dirección longitudinal	52
Figura 4.9. Curva de capacidad en la dirección transversal.....	53
Figura 4.10. Curva de capacidad sectorizada con respuestas del análisis no lineal estático en la dirección transversal	55
Figura 4.11. Mecanismo de colapso de la dirección transversal	57
Figura 4.12. Comparación de las curvas de capacidad de ambas direcciones.....	58
Figura 5.1. Acelerogramas escalados de las componentes horizontales del terremoto Lima 1974	62
Figura 5.2. SRSS del sismo Lima 1974 escalado no compatibilizado	62
Figura 5.3. Acelerogramas transformados de las componentes horizontales del terremoto Lima 1974.....	63
Figura 5.4. SRSS del sismo Lima 1974 espectro compatible.....	63
Figura 5.5. Espectro de pseudo aceleración compatible del promedio de los SRSS de los 7 registros utilizados	64
Figura 5.6. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección longitudinal	65
Figura 5.7. Promedio de resultados del análisis no lineal tiempo-historia por tipo de sismo en la dirección longitudinal	67
Figura 5.8. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección transversal	68
Figura 5.9. Promedio de resultados del análisis no lineal tiempo-historia por tipo de sismo en la dirección transversal	69
Figura 5.10. Curvas IDA de desplazamientos de todos los registros sísmicos en la dirección longitudinalFuente: Propia	70
Figura 5.11. Curvas IDA de derivas de todos los registros sísmicos en la dirección longitudinal	71
Figura 5.12. Curva IDA de desplazamientos promedio, máxima y mínima en la dirección longitudinal	72
Figura 5.13. Curva IDA de derivas promedio, máxima y mínima en la dirección longitudinal .	72
Figura 5.14. Curvas IDA de desplazamientos de todos los registros sísmicos en la dirección transversal	73
Figura 5.15. Curvas IDA de derivas de todos los registros sísmicos en la dirección transversal	74
Figura 5.16. Curva IDA de desplazamientos promedio, máxima y mínima en la dirección transversal	75
Figura 5.17. Curva IDA de derivas promedio, máxima y mínima en la dirección transversal ...	75

Figura 5.18. Obtención del giro máximo de la rótula de una viga	78
Figura 5.19. Obtención del giro máximo de la rótula de una placa.....	80
Figura 5.20. Comparación de Curvas IDA promedio de desplazamiento	83
Figura 5.21. Comparación de Curvas IDA promedio de derivas.....	84
Figura 6.1. Evaluación del desempeño mediante la relación daño-deriva de Hazus MH MR4 ..	91



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Niveles de intensidad sísmica utilizados	13
Tabla 2.2. Descripción del nivel de servicio y daño estructural según el Comité Visión 2000 ...	29
Tabla 2.3. Descripción del daño estructural según el manual técnico Hazus MH M4.....	31
Tabla 2.4. Descripción del nivel de servicio y daño estructural según el ASCE 41-17.....	33
Tabla 3.1. Modos de vibración	39
Tabla 3.2. Parámetros del análisis sísmico	40
Tabla 3.3. Factores de escalamiento de las fuerzas sísmicas	40
Tabla 3.4. Derivas máximas inelásticas de acuerdo con la norma E.030.....	41
Tabla 4.1. Parámetros de la curva de capacidad en la dirección longitudinal.....	49
Tabla 4.2. Características estructurales de la edificación en la dirección longitudinal	49
Tabla 4.3. Respuestas del análisis no lineal estático en dirección longitudinal	50
Tabla 4.4. Comparación de las respuestas del análisis no lineal estático mediante ASCE 41-17 y FEMA 440 en la dirección longitudinal.....	51
Tabla 4.5. Parámetros de la curva de capacidad en la dirección transversal.....	53
Tabla 4.6. Características estructurales de la edificación en la dirección transversal	54
Tabla 4.7. Respuestas del análisis no lineal estático en dirección transversal	55
Tabla 4.8. Comparación de las respuestas del análisis no lineal estático mediante FEMA 440 y ASCE 41-17 en la dirección transversal	56
Tabla 4.9. Comparación de parámetros de las curvas de capacidad	58
Tabla 4.10. Comparación de las características estructurales entre ambas direcciones	59
Tabla 4.11. Cociente de fuerza cortante sobre peso total del edificio para diferentes intensidades sísmicas del análisis no lineal estático	60
Tabla 5.1. Registros sísmicos originales	61
Tabla 5.2. Resultados del análisis tiempo-historia para sismos raros en la dirección longitudinal	64
Tabla 5.3. Coeficiente de variación de las respuestas del análisis no lineal tiempo – historia en la dirección longitudinal	66
Tabla 5.4. Promedios de las respuestas del análisis no lineal tiempo–historia en la dirección longitudinal	67
Tabla 5.5. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia para sismos raros en la dirección transversal	67
Tabla 5.6. Coeficiente de variación de los resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección transversal	68
Tabla 5.7. Promedios de las respuestas del análisis no lineal tiempo – historia en la dirección transversal	70

Tabla 5.8. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en vigas	76
Tabla 5.9. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en columnas ...	77
Tabla 5.10. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en placas	77
Tabla 5.11. Giros obtenidos en vigas en la dirección longitudinal	79
Tabla 5.12. Giros obtenidos en columnas en la dirección longitudinal.....	80
Tabla 5.13. Giros obtenidos en placas en la dirección longitudinal.....	80
Tabla 5.14. Giros obtenidos en vigas en la dirección transversal	81
Tabla 5.15. Giros obtenidos en columnas en la dirección transversal.....	81
Tabla 5.16. Giros obtenidos en placas en la dirección transversal.....	82
Tabla 5.17. Comparación de las respuestas del análisis no lineal tiempo historia en ambas direcciones	82
Tabla 6.1. Matriz de desempeño sísmico del MBR según Comité Visión 2000 para el análisis no lineal tiempo-historia	88
Tabla 6.2. Resumen de matrices de desempeño sísmico según Comité Visión 2000 para todos los análisis no lineales	89
Tabla 6.3. Estados límites para derivas en la edificación según Hazus MH MR4.....	90
Tabla 6.4. Resumen de daño estructural según Hazus MH MR4.....	92
Tabla 6.5. Número de rótulas más dañadas en la dirección de pórticos por nivel de desempeño según ASCE 41-17.....	93
Tabla 6.6. Nivel de desempeño de las rótulas más esforzadas por nivel e intensidad de sismo en la dirección de pórticos	93
Tabla 6.7. Número de rótulas más dañadas en la dirección de muros por nivel de desempeño según ASCE 41-17.....	94
Tabla 6.8. Nivel de desempeño de las rótulas más dañadas por nivel e intensidad de sismo en la dirección de muros.....	95
Tabla 6.9. Nivel de desempeño más desfavorable por tipo de elemento estructural en ambas direcciones	96
Tabla 6.10. Evaluación del desempeño en la dirección de pórticos.....	97
Tabla 6.11. Evaluación del desempeño en dirección de muros.....	97

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En el Perú, existen muchas comunidades ubicadas en zonas de alto peligro sísmico en las que se están construyendo edificios educativos. Debido al fenómeno del Niño Costero acontecido en el año 2017, se desarrollaron proyectos de construcción y rehabilitación de la infraestructura educativa afectada. Para el diseño estructural de estos nuevos centros educativos, se utilizan las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

La norma peruana E.030 de diseño sismorresistente del 2018 define parámetros sísmicos en base a la zona sísmica, el suelo de cimentación y el uso de la edificación a diseñar. Los lugares de mayor peligro sísmico corresponden al perfil de suelo blando (S3) que se encuentren en la costa peruana (Z4).

Las normas de diseño regulan la práctica profesional en ingeniería, pero no garantizan el adecuado desempeño sísmico de las edificaciones. Por ello, esta tesis evalúa el desempeño sísmico de un edificio representativo de las edificaciones educativas peruanas que se vienen construyendo desde el 2019.

El edificio de estudio es un módulo típico denominado **Módulo Básico de Reconstrucción (MBR)**, propuesto en 2019 por el MINEDU e implementado por el Programa Nacional de Infraestructura Educativa (PRONIED) y la Autoridad de Reconstrucción con Cambios (ARCC) como parte del Programa Integral de Reconstrucción con Cambios (PIRCC), diseñado con las normas peruanas vigentes, ubicado en zona altamente sísmica y sobre un suelo blando.

1.2. Antecedentes y justificación

A lo largo de la historia se han producido fuertes variaciones en los requisitos de diseño sismorresistente. El comportamiento de las edificaciones durante sismos de gran intensidad ha sido importante para la modificación de las normas de diseño sismorresistente (NDSR). En 1997 se produjo un fuerte cambio en la norma sismorresistente peruana que influyó fuertemente en la geometría estructural de las edificaciones educativas.

El cambio más importante en el diseño de la infraestructura educativa en el Perú es el de los prototipos educativos denominados Tipo 780 PRE, construidos entre los años 1992 a 1997 y diseñados con la NDSR de 1977, a los Sistemico Tipo 780 POST, diseñados con la norma de 1997. Esto se debió a que el sismo de Nazca de 1996 evidenció deficiencias estructurales en las edificaciones 780 PRE, donde se presentaron problemas generados por columna corta y deformaciones laterales excesivas (PRONIED, 2018).

Utilizando la norma E.030 vigente, se han diseñado edificios educativos como el Módulo Básico de Reconstrucción (MBR). Esta propuesta tiene como objetivo principal rehabilitar la infraestructura educativa afectada por desastres naturales, presentando parámetros arquitectónicos y estructurales que se adecúan a las necesidades de cada localidad en el Perú (MINEDU, 2019).

En el Perú no se ha estudiado el desempeño sísmico de estos módulos, razón por la cual es necesario estudiar el comportamiento sísmico de estas edificaciones frente a diferentes niveles de intensidad.

Para el estudio, se cuentan con procedimientos, metodologías internacionales y programas de computación que permiten evaluar el desempeño sísmico de edificaciones.

1.3. Objetivos

Objetivo general:

Evaluar el desempeño sísmico de un Módulo Básico de Reconstrucción (MBR) ubicado en la zona de mayor peligro sísmico en el Perú.

Objetivos específicos:

- Estimar la respuesta inelástica (desplazamientos, derivas, giros, y fuerzas cortantes) de un MBR ubicado en zona altamente sísmica y sobre suelo blando, frente a diferentes niveles de intensidad sísmica empleando análisis no lineal estático y dinámico.
- Comparar las respuestas obtenidas con los diferentes procedimientos disponibles.

1.4. Metodología del trabajo

En primer lugar, se identifica un modelo representativo de MBR y se revisa el diseño existente utilizando las normas peruanas vigentes mediante programas de diseño estructural. Luego, se define el modelo inelástico con rótulas concentradas en los extremos de los elementos estructurales (vigas, columnas y placas).

La demanda sísmica se define con espectros de demanda para el análisis no lineal estático, y con 7 registros sísmicos para el análisis no lineal tiempo-historia. Se consideraron cuatro niveles de intensidad de sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro. Los sismos cuentan con periodos de retorno de: 45, 75, 475 y 970 años respectivamente.

Se realiza el análisis no lineal estático, empleando las metodologías del FEMA 440 (método de linealización equivalente) y el ASCE 41-17 (método de los coeficientes). Se obtienen las curvas de capacidad de la estructura y las respuestas inelásticas se representan por puntos sobre estas curvas. Posteriormente, se realiza el análisis no lineal tiempo-historia, y se obtienen los desplazamientos, fuerzas cortantes, derivas y giros inelásticos en las rótulas.

Finalmente, con los resultados se estimó el desempeño sísmico de la edificación en ambas direcciones, teniendo en cuenta el nivel de servicio y de daño en el edificio. Se utilizó la relación daño–desplazamiento propuesta por el Comité Visión 2000 (SEAOC), y la relación daño-deriva propuesta por el manual técnico Hazus MH MR4 (FEMA). Para el caso de sismo raro y muy raro, se emplean además criterios de daño localizado mediante la relación daño–giro inelástico en las rótulas propuesta por el ASCE 41-17.



2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Modelos típicos de infraestructura educativa peruana

La construcción de la infraestructura educativa en el Perú se ha basado en gran medida en modelos típicos y diseñados con las normas de diseño sismorresistente. A continuación, se describen algunos de los modelos más importantes construidos en los últimos años.

2.1.1. Modelos 780 pre Norma 1997

De acuerdo con la RDE N.º 149-2018-MINEDU /VGMI – PRONEID, entre 1992 y 1997, el Instituto Nacional de Infraestructura Educativa y de Salud (INFES) construyó a nivel nacional prototipos educativos estandarizados denominados Sistémicos 780, diseñados con la primera norma peruana de diseño sismorresistente oficializada en 1977. La figura 2.1 muestra un colegio típico 780 PRE.



Figura 2.1. Colegio educativo típico 780 PRE

Tomado de “*Seismic Evaluation of Incremental Seismic Retrofitting Techniques for Typical Peruvian Schools*”, por Loa, Muñoz y Santa Cruz, 2017.

El modelo consistía en una planta rectangular, desde uno hasta tres pisos, con aulas de 7.80 m por 7.65 m, 3.35 m de altura y un volado que funcionaba como pasillo (ver figura 2.2).

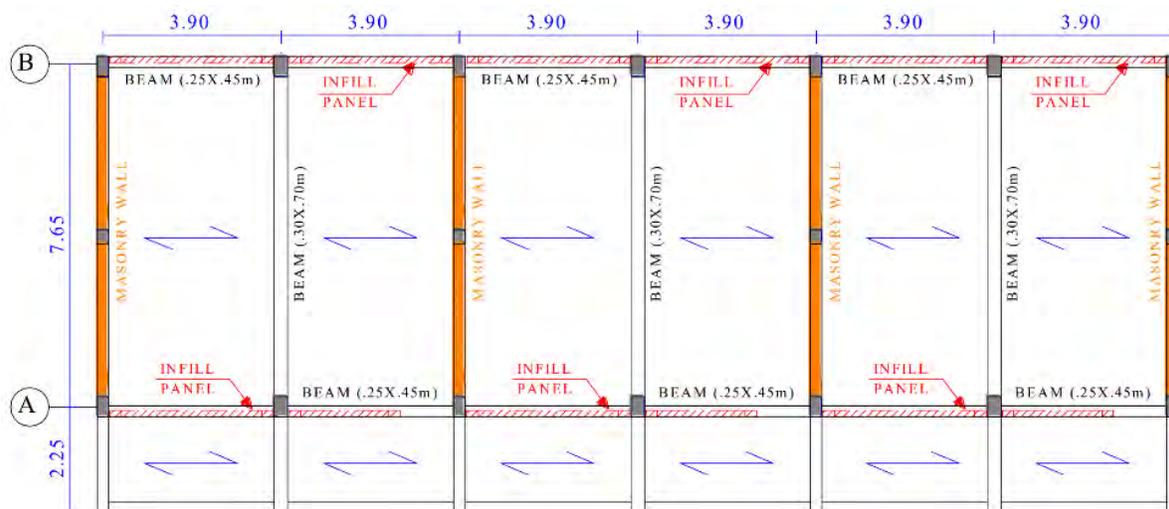


Figura 2.2. Planta típica del sistema estructural 780 PRE

Tomado de “*Seismic Evaluation of Incremental Seismic Retrofitting Techniques for Typical Peruvian Schools*”, por Loa, Muñoz y Santa Cruz, 2017.

El sistema estructural consistía en pórticos de concreto armado rellenos con muros de albañilería en la dirección longitudinal, y muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

Debido a que el modelo contaba con columnas esbeltas restringidas por muros, sin una separación adecuada, se producía el efecto de columna corta ante la llegada de un sismo generando fallas por corte. Además, como las vigas no eran lo suficientemente peraltadas, se producían grandes desplazamientos laterales durante la ocurrencia de sismos de gran magnitud.

2.1.2. Modelos 780 post Norma 1997

El sismo de Nazca en 1996 evidenció que era necesario cambiar la filosofía de diseño sismorresistente de edificaciones, ya que los desplazamientos laterales de los centros educativos superaron ampliamente los límites establecidos en la NDSR de 1977 (Quiun et al., 1997). Por ello, en 1997 se actualizó la NDSR aumentando las exigencias de resistencia y rigidez lateral, y se definieron nuevos modelos estandarizados de colegios como el 780 POST (figura 2.3).



Figura 2.3. Colegio educativo típico 780 POST
Tomado de “Apuntes de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020a.

El sistema estructural estaba compuesto de pórticos de concreto armado con columnas en forma de T en la dirección longitudinal, con relleno de muros de albañilería, y una adecuada separación con los elementos verticales. En la dirección transversal, se compuso de un sistema dual de pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinado. Se aumentaron las dimensiones de las columnas y vigas de manera considerable (PRONIED, 2018). La figura 2.4 muestra la arquitectura típica.

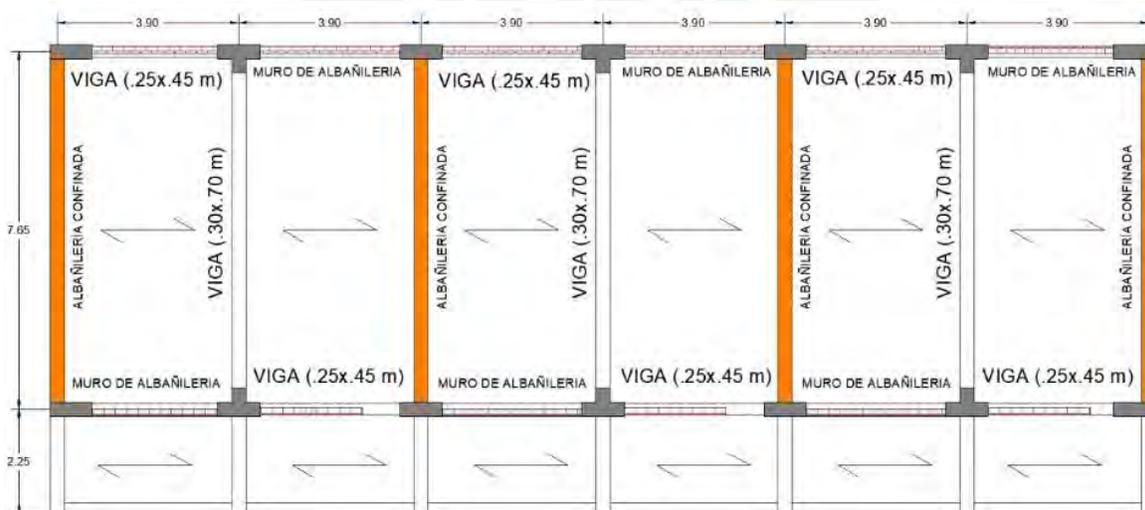


Figura 2.4. Planta típica del sistema estructural 780 POST
Adaptado de “Protección sísmica de la infraestructura educativa”, por Muñoz, Blondet y Carpio, 2009.

2.1.3. Módulo Básico de Reconstrucción (MBR)

El proyecto sistémico Módulo Básico de Reconstrucción es una respuesta del MINEDU presentada en 2019, ante la gran cantidad de pérdidas económicas y materiales en locales educativos por el fenómeno del Niño Costero en 2017 (PRONIED, 2019).

El MBR es parte de las intervenciones de reconstrucción con fines de recuperación y rehabilitación mediante inversiones en el sector educación comprendidas en el PIRCC, que se encuentra a cargo de la ARCC y el PRONIED. Este módulo se basa en la Resolución Ministerial N° 499-2018-MINEDU y tiene sustento técnico en la Resolución Ministerial N° 626-2019-MINEDU.

A diferencia de los sistemas 780 PRE y POST, que proponen el uso de edificaciones prediseñadas, el MBR define parámetros de diseño de acuerdo con las condiciones geográficas, bioclimáticas, programa arquitectónico y necesidades de intervención del proyecto, presentándose como una estrategia abierta y adaptable. La figura 2.5 muestra un MBR en zona urbana.



Figura 2.5. Módulo Básico de Reconstrucción (MBR) en zona urbana
Tomado de “Proyecto Sistémico del Módulo Básico de Reconstrucción”, por PRONIED, 2019.

Las unidades MBR, destinadas para aulas, se encuentran compuestas por sistemas duales de pórtico de columnas en T y muros de concreto armado en ambas direcciones. Las vigas cuentan

con grandes peraltes, de aproximadamente 75 cm, y los tabiques están compuestos de albañilería con juntas sísmicas adecuadas que los separan de la estructura.

2.2. Condiciones sísmicas y geotécnicas desfavorables

El PIRCC, aprobado mediante el Decreto Supremo N.º 091-2017-PCM, indica que la mayor proporción de daños en locales escolares se encontró en regiones pertenecientes a la costa peruana. Por esta razón, las nuevas edificaciones educativas deben ser capaces de resistir las condiciones sísmicas más desfavorables, las cuales se describen a continuación.

2.2.1. Zonas altamente sísmicas

El proceso de convergencia y subducción de la placa de Nazca (oceánica) por debajo de la Sudamericana (continental), presente en el borde occidental del Perú, es la principal fuente de origen de los sismos en el país (Tavera, 2014).

El historial de sismos en el Perú refleja que el 70% de los eventos de mayor magnitud presentaron sus epicentros en la zona costera (Tavera, 2014). En la figura 2.6 se muestran las ubicaciones de los epicentros de grandes sismos históricos ocurridos en el Perú, para los que se ha alcanzado un valor igual o superior a VII en la escala de Mercalli Modificada, desde el año 1500 hasta el año 2014.



Figura 2.6. Mapa epicentral de sismos ocurridos en Perú desde el año 1500 hasta 2014
Tomada de “Evaluación del peligro sísmico asociado a sismos y efectos secundarios en el Perú”, de Tavera, 2014.

La intensidad con la que los suelos son sometidos frente a un sismo varían debido sus propiedades físicas y geológicas. Si en el pasado un determinado suelo presentó altas intensidades, probablemente este sea afectado con las mismas o mayores intensidades, cuando se presente un sismo de magnitud similar (Tavera, 2014).

De acuerdo con la norma E.030, el territorio nacional se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas (Z4, Z3, Z3 y Z1); la división está hecha en base a la sismicidad observada en el tiempo, guardando relación con el mapa de la figura 2.6 en donde la zona costera es la de mayor amenaza sísmica.

La zona costera entonces es clasificada como Z4, en la mayor parte de su extensión, alcanzando un valor igual a 0.45 veces la aceleración de la gravedad (g) en un suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

2.2.2. Perfil de suelo desfavorable

La norma E.030 define el perfil del suelo estableciendo cinco tipos: S_0 (roca dura), S_1 (suelo muy rígido), S_2 (suelo intermedio), S_3 (suelo blando) y S_4 (condición excepcional). Mediante la clasificación del suelo y la zonificación sísmica se obtiene el factor de amplificación de suelo (S), el cual modifica la aceleración máxima de un perfil de suelo rígido para el mismo u otro perfil determinado.

El perfil de suelo blando corresponde a suelos flexibles con velocidades de ondas de corte menores (V_s) a los 180 m/s. Estos suelos pueden ser arena de media a fina o grava arenosa cuando se cimienta en suelos granulares, y suelo cohesivo blando con resistencia al corte entre 0.25 kg/cm² a 0.50 kg/cm².

Los suelos blandos tienen una gran capacidad para amplificar la respuesta estructural durante un movimiento sísmico. De acuerdo con Aguilar et al. (2019), el factor de amplificación de los espectros de respuesta depende principalmente de la velocidad de las ondas de corte del perfil del suelo; mientras que los suelos con bajo V_s (< 200 m/s) pueden alcanzar valores de factor de amplificación en torno a 3, los suelos con mayores V_s (> 500 m/s) tienen factores considerablemente inferiores, entre 1.3 a 1.

La figura 2.7 muestra el comportamiento de amplificación para 4 tipos de suelo según el valor de la velocidad de las ondas de corte.

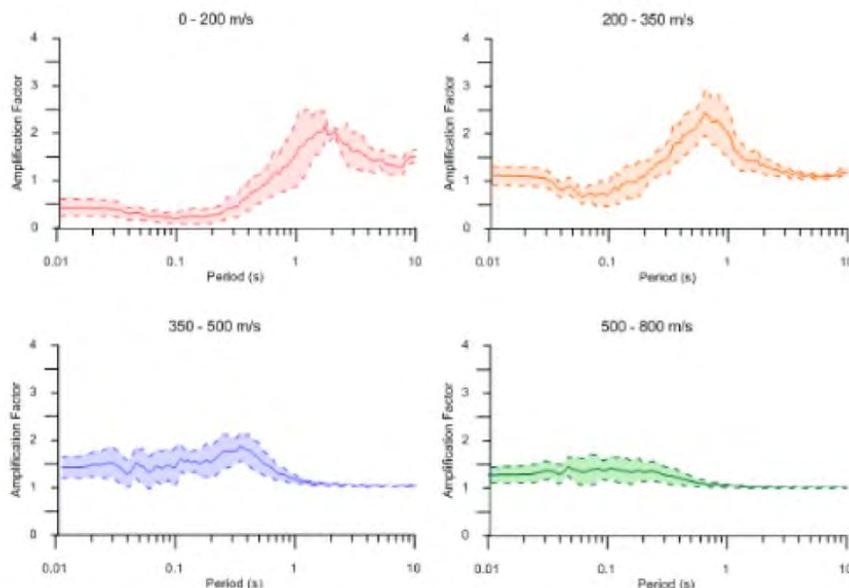


Figura 2.7. Rangos de amplificación sísmica de acuerdo con el tipo de suelo
Tomado de “Site response analysis and its comparison with the peruvian seismic design spectrum”, por Aguilar, Tarazona, Vergaray y Barrantes, 2019.

2.2.3. Demanda sísmica

El peligro sísmico considera la zonificación y las condiciones geotécnicas para representar a través de espectros de respuesta elásticos un conjunto de movimientos sísmicos con peligros asociados y probabilidades de ocurrencia específicos.

En la norma E.030, el espectro de demanda sísmico se obtiene mediante el producto de los factores Z, S y C (factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la del suelo), para un sismo de diseño con período de retorno de 475 años.

En la figura 2.8 se muestran los espectros de demanda sísmica, generados con la norma E.030, para un factor de zona 4 y diferentes tipos de suelo (S1, S2 y S2); se observa que el espectro de respuesta correspondiente al suelo blando es el de mayor peligro sísmico porque tiene el ancho de plataforma para períodos cortos más extenso y los valores de pseudo aceleración más altos.

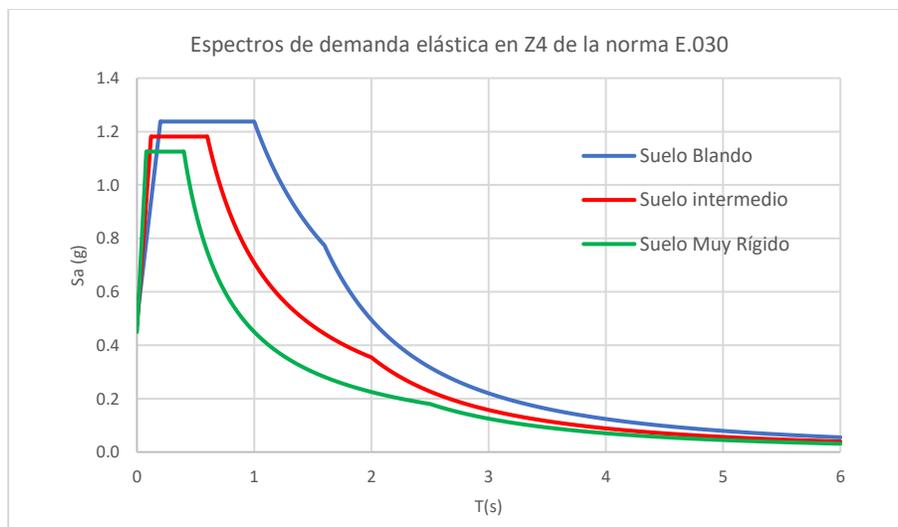


Figura 2.8. Espectros de demanda elástica en Z4 de acuerdo con el tipo de suelo según la norma E.030
Fuente: Propia.

Para los análisis de esta investigación, se utilizaron cuatro niveles de peligro sísmico. La denominación y la probabilidad de ocurrencia para cada escenario sísmico han sido extraídas del Comité Visión 2000 (SEAOC). En la tabla 2.1 se muestran los niveles de intensidad sísmica utilizados con sus respectivos parámetros para la condición más desfavorable de la norma E.030 (Z4 y S3).

Tabla 2.1. Niveles de intensidad sísmica utilizados

Intensidad de Sismo	Aceleración máxima del suelo (PGA)	Período de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)	
Frecuente	$Sa_1 = \frac{Sa}{2.74}$	0.18 g	45	69
Ocasional	$Sa_2 = 1.4 * Sa_1$	0.25 g	75	50
Raro	$Sa_3 = Sa$	0.50 g	475	10
Muy raro	$Sa_4 = 1.25 * Sa_3$	0.62 g	970	5

Las formas espectrales por intensidad sísmica se han obtenido a partir de las recomendaciones del estudio de Aguiar (2004).

2.3. Modelo no lineal de la estructura

El modelo matemático de la estructura debe considerar las características no lineales de carga-deformación de todos los elementos estructurales en donde se espere comportamiento inelástico durante el sismo. Para ello se deben definir las propiedades mecánicas de los materiales y el modelo de comportamiento histerético.

2.3.1. Modelo del comportamiento del concreto

El comportamiento del concreto se puede representar con la curva de esfuerzo-deformación unitaria ($\sigma-\epsilon$); esta depende principalmente del módulo de elasticidad del concreto (E_c) y de la resistencia a la compresión (f'_c). Dependiendo del confinamiento en el elemento, se pueden generar curvas de concreto confinado o no confinado.

El modelo del concreto no confinado mostrado en la figura 2.9, alcanza su resistencia a la compresión máxima (f'_c) y, posteriormente, disminuye debido a la degradación del elemento hasta llegar a una deformación última de rotura, cuyo valor dependerá de la norma que se utiliza (Park y Paulay, 1974).

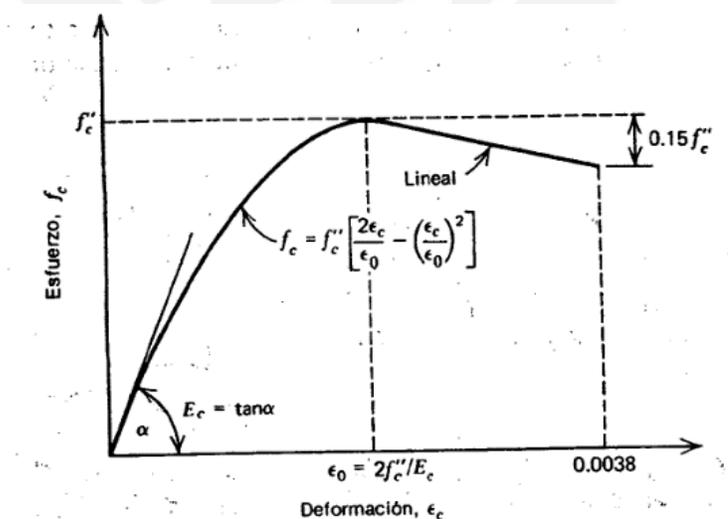


Figura 2.9. Curva esfuerzo-deformación para el concreto no confinado en compresión
Tomada de "Reinforced Concrete Structures", por Park y Paulay, 1974.

Por otro lado, los modelos de concreto confinado indican un aumento de la ductilidad por la introducción de refuerzos de estribos. El modelo de Mander et al. (1988), mostrado en la figura 2.10, propone también el aumento de la resistencia a la compresión debido a la introducción del refuerzo. Este modelo es el que se utilizó en los análisis no lineales de este trabajo.

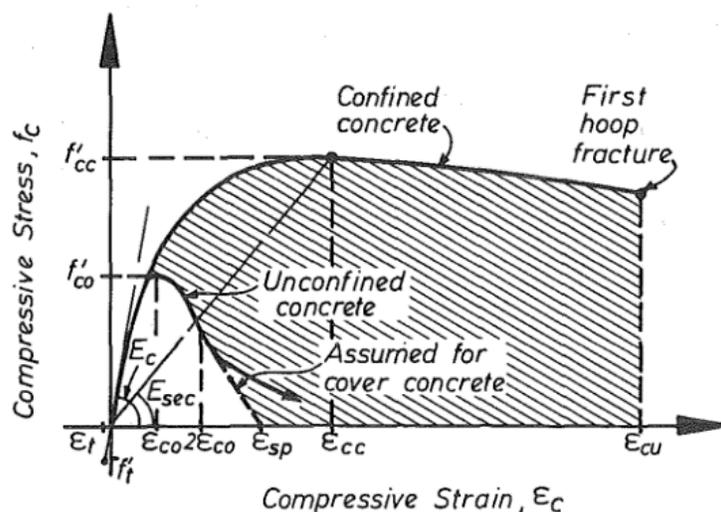


Figura 2.10. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado en compresión
Tomada de "Theoretical Stress-Strain model for confined concrete", por Mander, Priestley y Park, 1988.

2.3.2. Modelo del comportamiento del acero

Las varillas de acero corrugado son utilizadas como refuerzo longitudinal en elementos de concreto armado. El acero es buen complemento del concreto porque es un material dúctil capaz de desarrollar grandes deformaciones antes de llegar a su punto de falla y presenta una alta resistencia a la tracción (Ottazzi, 2016).

Las curvas típicas de esfuerzo-deformación para el acero tienen regiones características. Se componen de una porción inicial elástica lineal, seguida de una plataforma de cedencia o zona plana en donde la deformación aumenta con poco o ningún aumento del esfuerzo, una región de endurecimiento por deformación en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, y finalmente una región en la que el esfuerzo decae hasta la fractura (Park y Paulay, 1974).

La figura 2.11 muestra la curva de esfuerzo-deformación del refuerzo de acero, definida por el módulo de elasticidad del acero (E_s), la resistencia a la fluencia (f_y) y la resistencia última (f_u).

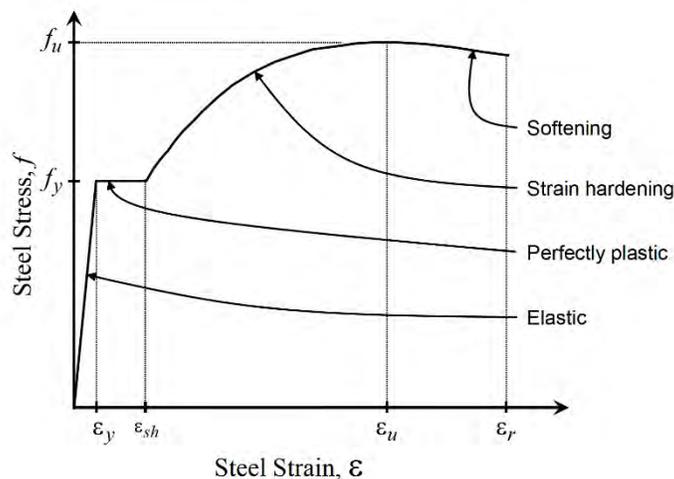


Figura 2.11. Curva de esfuerzo-deformación del acero

Tomada de "CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge", CSI, 2017.

La principal diferencia entre los modelos es la manera de definir la zona de endurecimiento por deformación. El modelo de Park y Paulay (1974), usado en este trabajo, utiliza una forma empírica.

Las normas técnicas como el ASTM A615 y la NTP 341.031 regulan las resistencias esperadas de fluencia y última, puesto que valores muy por encima podrían ocasionar fallas frágiles por sobrerresistencia.

2.3.3. Introducción del modelo de plasticidad

El comportamiento inelástico se define por las características de carga-deformación de los elementos estructurales que dependen del comportamiento de los materiales, la sección transversal de cada elemento estructural y la geometría del elemento. El modelo inelástico de los elementos estructurales puede diferenciarse por la manera en que la plasticidad es distribuida a través de su sección transversal y lo largo de su longitud.

El método más sencillo es aquel que concentra la deformación inelástica en los extremos del elemento mediante el uso de las rótulas inelásticas. Se asume entonces que toda la deformación inelástica se concentra en las rótulas inelásticas de “longitud cero” mientras que el resto del elemento se mantiene elástico (Deierlein et al., 2010).

Las rótulas inelásticas representan el comportamiento inelástico de los elementos estructurales dúctiles, es decir, representan el comportamiento concentrado posterior a la fluencia en uno o varios grados de libertad y pueden asignarse en puntos a lo largo de la longitud de uno o más elementos de la estructura (CSI, 2017).

Existen diversas maneras de obtener la resistencia a cargas aplicadas y capacidad de deformación de las rótulas inelásticas. Uno de los métodos es el uso del ASCE 41-17, el cual dispone de los parámetros de modelado y criterios de aceptación para la clasificación del desempeño sísmico. En la figura 2.12 se muestra la curva idealizada de carga-deformación propuesta por el estándar.

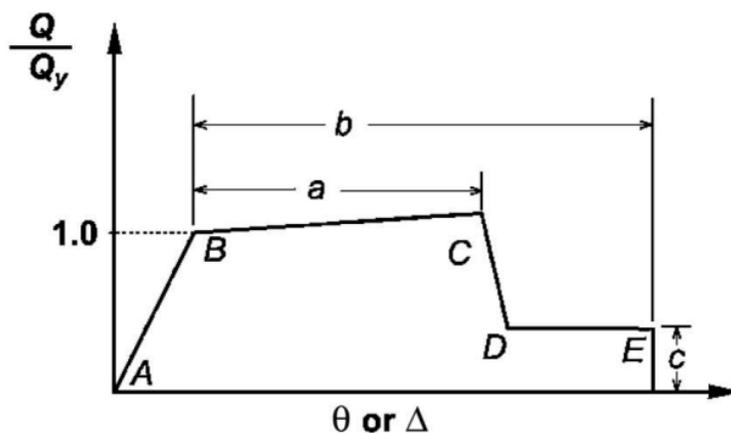


Figura 2.12. Curva idealizada de carga–deformación para elementos del ASCE 41-17
Tomada de “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Structures*”, ASCE, 2017.

La curva se define a partir de 5 puntos: A, B, C, D y E. El tramo AB representa la zona elástica del elemento, siendo B el punto de fluencia o de inicio del comportamiento inelástico. El tramo BC representa el endurecimiento del elemento por deformación, en donde el punto C representa a la carga última. El tramo CD representa la pérdida repentina de la resistencia del elemento, y el tramo DE representa la resistencia residual hasta llegar al colapso total en el punto E. Para cada grado de libertad se define una curva de carga-deformación.

En este trabajo, el comportamiento inelástico de las vigas se modeló utilizando rótulas inelásticas concentradas en los extremos. Los parámetros de la curva de carga-deformación fueron determinados mediante el estándar ASCE 41-17 en las tablas del capítulo 10 (tabla 10-7).

Para las columnas y placas, se utilizaron rótulas inelásticas tipo fibra P-M2-M3 en los extremos, que acoplan el efecto de la interacción axial-flexional de la sección del elemento en ambos ejes transversales; en las rótulas PMM, además de definir las curvas carga-deformación, también es necesario proporcionar la superficie de interacción P-M2-M3 completa. El comportamiento axial de las fibras debe ser modelado a lo largo de la sección transversal del elemento, cada fibra dispone de una locación, área tributaria y curva esfuerzo-deformación.

Para los elementos verticales, también se debe definir la longitud de las rótulas inelásticas para convertir la curvatura por flexión a giro. La longitud de rótula inelástica se asumió en columnas y placas como la mitad del lado más extenso de la sección transversal, teniendo como referencia el estudio experimental de Segura y Wallace (2018).

2.4. Procedimientos de análisis no lineal de estructuras

Los análisis no lineales permiten obtener respuestas sísmicas de la estructura que comprendan todos los niveles de daño, ya que incorporan el comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación de los elementos estructurales aumentando la precisión de la respuesta sísmica de la

estructura. Los procedimientos de análisis no lineal utilizados se describen en el estándar ASCE 41-17. El análisis no lineal tiempo-historia también se describe en la norma peruana E.030.

2.4.1. Análisis no lineal estático

El análisis no lineal estático consiste en la obtención de la curva de capacidad de la estructura mediante un ensayo simulado de desplazamiento incremental controlado (análisis pushover), y en determinar la respuesta no lineal de la estructura mediante metodologías estandarizadas.

2.4.1.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad relaciona la fuerza cortante basal con el desplazamiento máximo del último nivel de la edificación. El ensayo simulado con el cual se obtiene se describe a continuación.

Luego de definir el modelo inelástico de la estructura, se debe ubicar el punto de control de desplazamiento por piso en el modelo, pues será el lugar en donde se aplicarán fuerzas sísmicas del ensayo de cargas laterales incrementales (análisis pushover). Estas fuerzas se aplican en proporción a la distribución de masa en el plano de cada diafragma de piso, representando las fuerzas de inercia generadas en un sismo, y de acuerdo con la forma del modo fundamental de cada dirección analizada.

Se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las cargas sísmicas se aplicarán en ambas direcciones (positivas y negativas), y el mayor efecto sísmico se utilizará para el análisis.
- El punto de control se ubicará en el punto más cercano del centro de masa del último piso del edificio.
- La distribución de las cargas aplicadas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis.

La figura 2.13 muestra la idealización de la curva de capacidad, en la que se define la rigidez lateral efectiva K_e , y la resistencia lateral V_y .

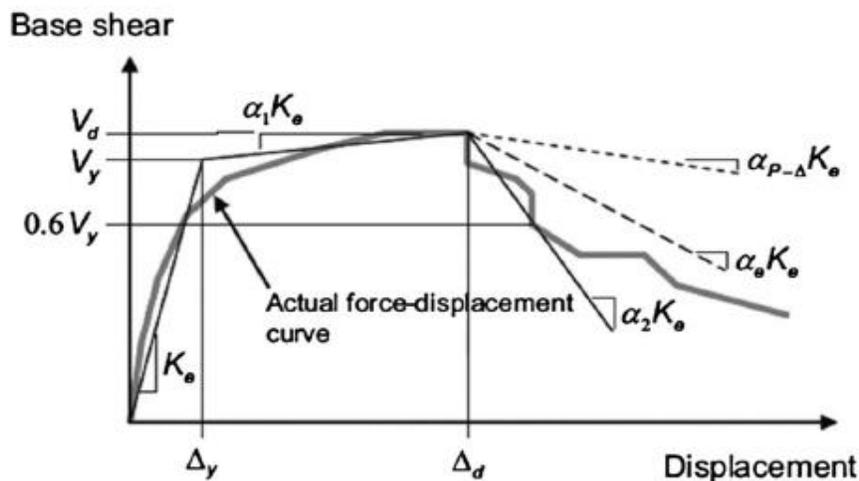


Figura 2.13. Idealización de la curva de capacidad de la estructura
Tomado de "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Structures" por ASCE, 2017.

En la gráfica se identifica en la primera zona una proporcionalidad que indica el rango en donde la edificación se mantiene elástica. La curva tiene un primer cambio en pendiente que indica la aparición de la primera rotula plástica, en donde el comportamiento deja de ser lineal. La segunda parte de la gráfica muestra un degradamiento de la rigidez estructural. Luego, se llega al punto de fuerza cortante basal máximo, desde donde empieza a reducir la capacidad de la estructura hasta llegar al colapso total, que es cuando el ensayo se detiene.

2.4.1.2. Espectro de capacidad

A partir de la curva de capacidad global se determina el espectro de capacidad, que es el gráfico en forma de curva que relaciona el seudo desplazamiento (S_d) con la seudo aceleración (S_a), correspondientes al modo fundamental para un sistema equivalente de 1 grado de libertad (GDL).

La conversión de los valores del desplazamiento de la azotea y fuerza cortante basal, de una estructura analizada de varios GDL, a pseudo desplazamiento y aceleración considera los valores de factor de participación $\frac{L^*}{M^*}$ y masa efectiva $\frac{L^{*2}}{M^*}$ mediante las ecuaciones (1) y (2).

$$S_a = \frac{V}{\frac{L^{*2}}{M^*}} \quad (1)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\frac{L^*}{M^*}} \quad (2)$$

La deformada del edificio puede cambiar durante el ensayo incremental, por lo que el cálculo de L^* y M^* (masa participante y generalizada del primer modo) se realiza haciendo uso de la deformada en cada punto de la curva de capacidad.

2.4.1.3. Cálculo de la respuesta de la estructura

Para obtener el desplazamiento inelástico de la edificación se ha decidido utilizar dos tipos de metodologías.

El método de linealización equivalente del FEMA 440 es una modificación del método del espectro de capacidad del ATC-40.

El desplazamiento inelástico se determina interceptando el espectro de capacidad con el espectro de demanda sísmica. Este último se modifica mediante dos parámetros lineales equivalentes óptimos, que son el período y amortiguamiento efectivo (T_{eff} y β_{eff}); ambos valores se encuentran en función de la ductilidad global de la estructura, el β_{eff} como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histerético y valores de α (rigidez post elástica).

La figura 2.14 muestra el resumen del procedimiento de la metodología. Este enfoque utiliza el espectro de demanda sísmica modificado (MADRS), mediante T_{eff} y β_{eff} , para múltiples soluciones supuestas de aceleración y desplazamiento, y las ductilidades correspondientes para localizar posibles puntos de desempeño mediante una curva.

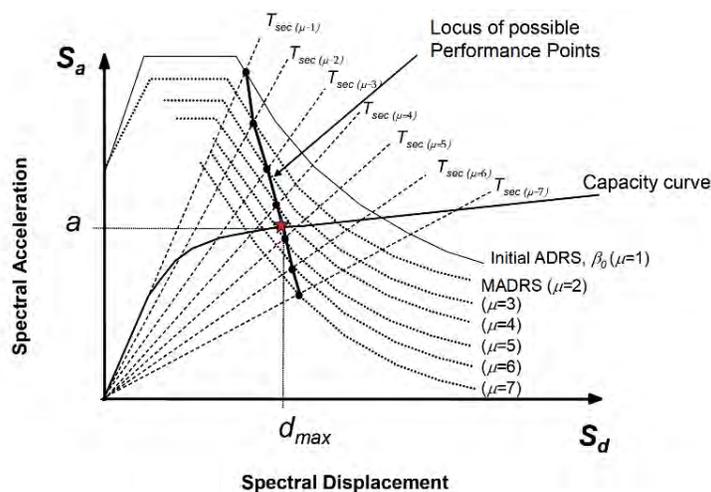


Figura 2.14. Método de linealización equivalente del FEMA 440

Tomado de "Improved of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440", por FEMA, 2005.

Por otro lado, el método de los coeficientes del ASCE 41-17 determina el desplazamiento inelástico mediante el producto del desplazamiento espectral elástico correspondiente a un amortiguamiento de 5%, de un sistema equivalente de 1GDL, y tres factores de modificación. El desplazamiento se calcula mediante la ecuación (3):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3)$$

Los factores de modificación (C) tienen las siguientes funciones:

- C_0 relaciona el desplazamiento espectral elástico de un sistema de 1 GDL al desplazamiento del punto de control del modelo de varios GDL analizado.
- C_1 relaciona el máximo desplazamiento inelástico en función de la relación entre las demandas de fuerza elástica y la resistencia estructural.

- C_2 incluye el efecto de histéresis, degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la fuerza en el máximo desplazamiento.

Además, se utiliza el período efectivo fundamental (T_e) el cual relaciona la rigidez lateral del edificio con la rigidez obtenida de la bilineal de la curva de capacidad.

2.4.2. Análisis no lineal tiempo-historia

En el análisis no lineal tiempo-historia la demanda sísmica se representa a través de registros sísmicos reales o simulados, lo que genera alta variabilidad en los resultados.

El análisis debe hacerse considerando el comportamiento histerético de la estructura y mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico (Muñoz, 2020b).

2.4.2.1. Tratamiento de señales

La elección del conjunto de registros sísmicos debe corresponder al tipo de falla y a un contenido de frecuencias representativo de los sismos característicos de la zona donde se ubique la estructura. La norma E.030 indica que se deben emplear al menos 3 registros, y en el caso de usar 7 o más es posible entregar los resultados del análisis como el promedio de la respuesta máxima absoluta para cada registro sísmico.

En la figura 2.15 se muestra un ejemplo de un registro sísmico, con sus dos componentes horizontales y componente vertical, obtenido del Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica (CEOIS) del CISMID.

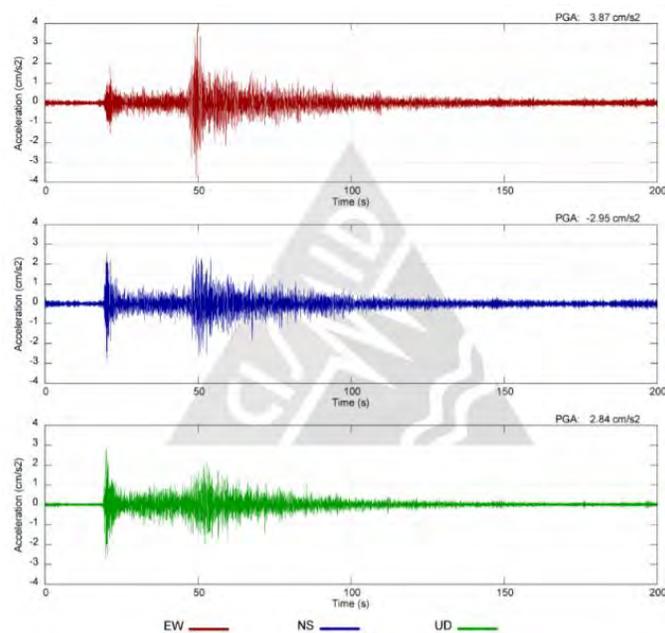


Figura 2.15. Ejemplo de un registro de aceleraciones para la dirección EW, NS y UD
Tomada de CEOIS (s.f.), disponible en <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>

Si únicamente se utilizan las componentes horizontales (EW y NS), se deberá transformar y escalar cada registro sísmico para que sean compatibles con el espectro elástico de la norma E.030; es necesario que el espectro promedio SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) de todos los registros sísmicos utilizados no sea menor al espectro de la norma en el rango de 0.2 y 1.5 veces el período del modo fundamental de cada dirección analizada (ver figura 2.16).

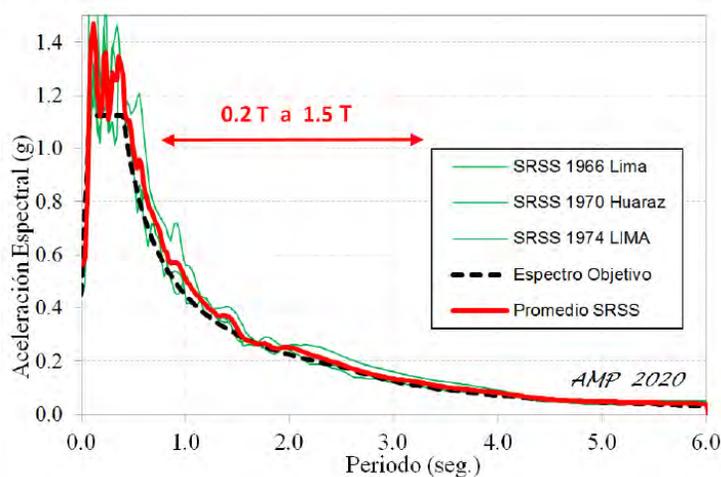


Figura 2.16. Compatibilización de registros sísmicos con espectro de la norma E.030
Tomada de “Comentarios a la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente”, por Muñoz, 2020b.

2.4.2.2. Cálculo de la respuesta estructural

Las respuestas inelásticas se obtuvieron a través del método de integración directa, en el cual las ecuaciones de equilibrio dinámico se integran completamente a medida que la estructura recibe cargas dinámicas.

En el método se utiliza un amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez, y la precisión de las respuestas requiere de pasos temporales de tiempo suficientemente pequeños para caracterizar con precisión el comportamiento dinámico. Además, se utilizó el algoritmo de Hilber-Hughes-Taylor (HHT), método de defecto en el programa ETABS, para la integración numérica en el análisis (Wilson, 2002).

Las respuestas de interés fueron entregadas como gráficos de historia de: desplazamientos, derivas, giros inelásticos y fuerzas cortantes.

2.4.2.3. Curvas IDA

El análisis dinámico incremental (Incremental Dynamic Analysis) se utiliza para estimar la respuesta de una estructura sometida a uno o varios registros sísmicos escalados a múltiples niveles de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002). La respuesta del análisis son las curvas IDA que relacionan la medida de daño frente a una o más medidas de intensidad, en esta investigación se utilizó las derivas de entrepiso y la aceleración máxima del suelo (PGA) respectivamente.

La figura 2.17 muestra un conjunto de curvas IDA con aceleración espectral y ratio de deriva de entrepiso como medidas de intensidad y daño respectivamente.

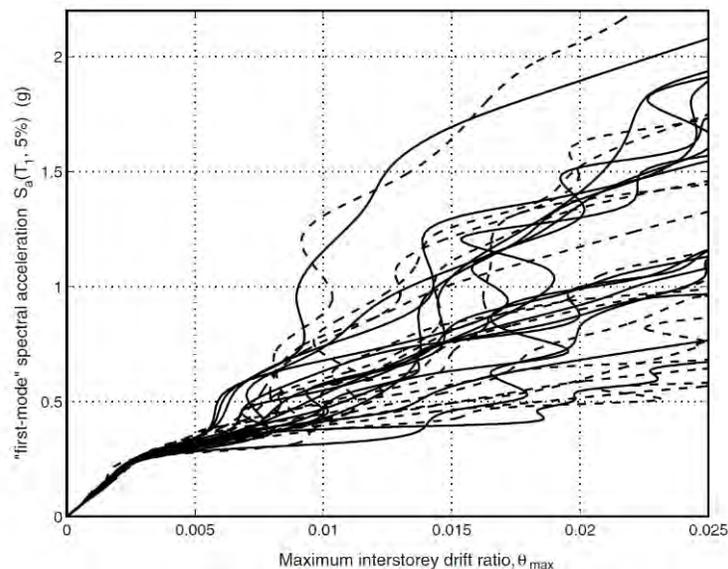


Figura 2.17. Ejemplo de curvas IDA.
Tomada de "Incremental Dynamic análisis", Vamvatsikos y Cornell, 2002.

Las curvas IDA permiten comprender los cambios de la respuesta estructural a medida que aumenta la intensidad del sismo; en las curvas se puede observar: la degradación de la rigidez y resistencia, cambios en los patrones de deformación pico con la altura, el inicio del límite elástico y el colapso, etc. (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

En este trabajo, para resumir cada conjunto de curvas IDA obtenidas, se decidió utilizar las curvas de los valores promedio, máximos y mínimos para las respuestas obtenidas.

2.5. Metodologías para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones

En el diseño orientado al desempeño sísmico, el comportamiento inelástico de la edificación se controla proporcionando a la estructura la capacidad de fluir en ubicaciones dúctiles predeterminadas; estas ubicaciones deberían ser capaces de adaptarse a la demanda de ductilidad impuesta por el sismo mientras el resto de la estructura permanece elástica.

El procedimiento de diseño basado en el desempeño consiste en escoger los objetivos de desempeño sísmico de la edificación; estos son una combinación del nivel de desempeño esperado, considerando la importancia de la edificación, para alguna intensidad sísmica determinada.

Los niveles de desempeño son definidos en términos de daño estructural y no estructural (nivel de daño), y también en términos de consecuencias para los ocupantes y funciones realizadas dentro de la instalación después del sismo (nivel de servicio).

Los objetivos del desempeño sísmico y la descripción de los niveles de desempeño varían dependiendo de la metodología utilizada. Para el presente trabajo, se han utilizado las siguientes normas para describir el nivel de desempeño sísmico del MBR:

- Comité Visión 2000 (SEAOC) en donde se analizan los desplazamientos en la azotea.
- Manual técnico Hazus MH MR4 (FEMA) en donde se analizan las derivas de entrepiso.
- Estándar del ASCE 41-17 para estimar el desempeño localizado de los elementos estructurales a través del giro inelástico en las rótulas.

Los objetivos de desempeño sísmico en este estudio corresponden únicamente a los descritos en el Comité Visión 2000.

2.5.1. Propuesta del Comité Visión 2000

De acuerdo con la metodología del Comité Visión 2000, es posible sectorizar la curva de capacidad de la estructura y asignarle a cada sector un nivel de desempeño, que se describe por nivel de daño y servicio.

La curva se divide en una zona elástica (Δ_e), que está limitada por el punto de fluencia efectiva (FE) del modelo idealizado bilineal de la curva, en donde los elementos estructurales se mantienen dentro del rango elástico por lo que el nivel de daño es insignificante; y una zona inelástica (Δ_p) dividida en fracciones del desplazamiento inelástico disponible en la edificación.

En la figura 2.18 se muestra la sectorización de la curva de capacidad.

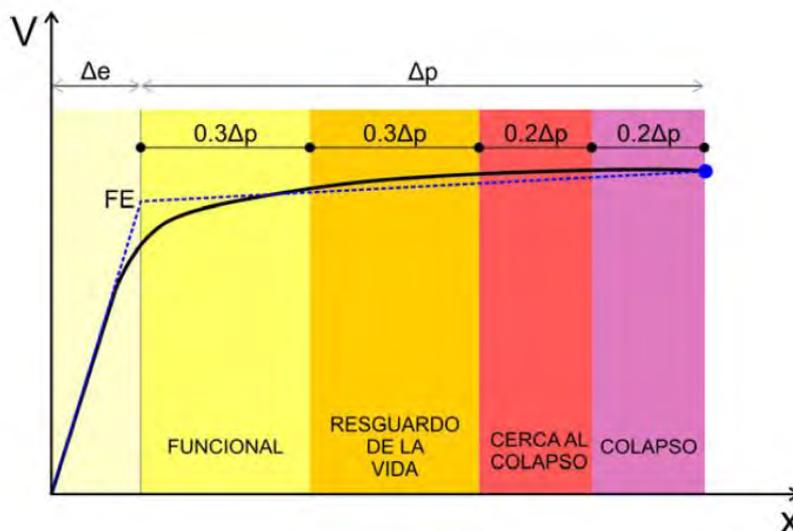


Figura 2.18. Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC
Tomado de "Apuntes de Ingeniería Antisísmica" por Muñoz, 2020a.

El desplazamiento de la azotea, frente a una intensidad sísmica, se ubica dentro de la curva de capacidad y se asocia con un nivel de desempeño sísmico.

Los objetivos de desempeño establecidos por el Comité Visión 2000 se determinan en función de la importancia de la edificación; se identifican tres tipos de edificaciones: comunes, esenciales y de seguridad crítica. La figura 2.19 muestra la matriz de nivel de desempeño óptimo para cada tipo de edificación.

		Nivel de desempeño sísmico			
		Completamente Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso
Sismo de diseño	Frecuente (Tr = 45 años)	Común			
	Ocasional (Tr = 75 años)	Esencial	Común		
	Raro (Tr = 475 años)	Seguridad Crítica	Esencial	Común	
	Muy Raro (Tr = 970 años)	Seguridad Crítica	Seguridad Crítica	Esencial	Común

Figura 2.19. Objetivos de desempeño sísmico según Comité Visión 2000.
Adaptado de "Vision 2000: Performance based seismic design of buildings", por SEAOC, 1995.

El MBR, al ser utilizado como parte de una institución educativa, es clasificado como una edificación esencial de acuerdo con la norma E.030, y concuerda con la descripción de edificación esencial del Comité Visión 2000. Estas edificaciones son utilizadas para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general como refugio después de un desastre.

La descripción del nivel de servicio y daño estructural, por tipo de sistema estructural, se encuentran resumidos en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Descripción del nivel de servicio y daño estructural según el Comité Visión 2000

Nivel de daño	Nivel del desempeño				
	Completamente Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso	Colapso
Servicio del edificio	Servicio continuo, la instalación opera y funciona después del sismo. Daños estructurales y no estructurales insignificantes. La estructura conserva su rigidez y resistencia.	La estructura es segura para su ocupación inmediatamente después del sismo. Daño muy reducido en elementos estructurales. La estructura mantiene casi íntegramente su rigidez y resistencia. Las operaciones esenciales están protegidas, las no esenciales están interrumpidas.	La seguridad de las personas está generalmente protegida. Daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Podría repararse, pero no es viable económicamente.	Los daños estructurales son graves, pero se evita el derrumbamiento. En peligro de caída o caída de elementos no estructurales. Probablemente, no se puede reparar técnica o económicamente el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso	Colapso estructural completo. La estructura no puede resistir acciones laterales y ha perdido su competencia para cargas de gravedad. No es posible reparar el edificio.

Muros de corte de concreto	Insignificante.	Aparición de grietas finas (0,02") en los muros, algunos indicios de deslizamiento en las juntas de construcción.	Algunos daños en los elementos límite, incluido pandeo limitado de las barras de acero; algunos deslizamientos en las juntas; daños alrededor de las aberturas; algunos aplastamientos y grietas por flexión; algunos aplastamientos, pero el concreto en general permanece en su lugar.	Grandes grietas y huecos por flexión y corte; deslizamiento en las juntas; aplastamiento y pandeo extensivo de las barras de refuerzo; fallo alrededor de las aberturas; daños graves en los elementos límites.	Sin descripción.
Pórticos de concreto armado	Insignificante.	Aparición de grietas finas (0.02"); posible fluencia limitada en algunas locaciones; no hay aplastamiento (deformaciones menores a 0.003).	Extenso daño en las vigas; desconchamiento del recubrimiento y agrietamiento por corte ($< 1/8''$) en columnas dúctiles; juntas agrietadas ($< 1/8''$).	Fisuración extensa y formación de rótulas en elementos dúctiles; desconchamiento extensivo en columnas y vigas; graves daños en juntas; refuerzos doblados.	Sin descripción.

2.5.2. Propuesta del Hazus MH MR4

El manual técnico Hazus MH MR4 (FEMA, 2000) propone indicadores de daño estructural y no estructural, como las derivas de entrepiso, para representar el desempeño sísmico de las edificaciones a través de umbrales. La selección de los umbrales de cada estado depende del tipo de sistema estructural de la edificación y del código sísmico utilizado en su diseño.

Los códigos de diseño sísmico se clasifican en la norma como: pre-código, código poco exigente, código de mediana exigencia y código de alta exigencia. La norma E.030 podría clasificarse como parte de un código de diseño sísmico de alta exigencia.

La descripción del estado de daño estructural para un sistema de baja altura (1 a 3 pisos) compuesto por muros y pórticos de concreto armado, se resume en la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Descripción del daño estructural según el manual técnico Hazus MH M4

Nivel de daño	Daño estructural			
	Leve	Moderado	Extenso	Completo
Muros de corte de concreto	Grietas finas diagonales en la mayoría de las superficies de los muros.	La mayoría de las superficies de los muros presentan grietas diagonales. Algunos muros han excedido la capacidad de fluencia, por lo que hay grietas diagonales más grandes y desconchamiento de concreto en los extremos.	La mayoría de los muros han superado sus capacidades de fluencia. Algunos muros han superado sus capacidades últimas, por lo que se presentan grandes grietas diagonales que atraviesan su superficie, desconchados extensos alrededor de las grietas y armaduras visiblemente pandeadas. Puede producirse un colapso parcial debido al fallo de columnas no dúctiles no diseñadas para resistir cargas laterales.	La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapsar debido a la falla de la mayoría de los muros y de algunas vigas o columnas críticas. Se espera que aproximadamente el 13% (edificios bajos) de la superficie total de los edificios con daños totales esté colapsada.
Pórticos de concreto armado	Grietas finas por flexión o cortante en algunas vigas y columnas cerca o dentro de las juntas.	La mayoría de las vigas y columnas presentan grietas finas. En las estructuras dúctiles, algunos de los elementos de la estructura han alcanzado su límite elástico, por lo que se presentan grietas por flexión más grandes y algunos desconchamientos de concreto.	Algunos de los elementos de la estructura han alcanzado su capacidad límite, por lo que en los pórticos dúctiles se presentan grandes grietas por flexión, concreto desconchado y las armaduras principales se doblan. Esto puede provocar un colapso parcial de la estructura.	La estructura está colapsada o en peligro inminente de colapso debido al fallo frágil de los elementos no dúctiles de la estructura o a la pérdida de estabilidad de la estructura. Se espera que aproximadamente el 13% (edificios bajos) de la superficie total de los edificios con daños totales esté colapsada.

El daño estructural correspondiente a cada nivel de intensidad sísmica se puede determinar a partir de las curvas IDA para derivas de entrepiso; los valores de cada intensidad sísmica se comparan con los umbrales de estado de daño y se obtiene el nivel de desempeño.

2.5.3. Propuesta del ASCE 41-17

El ASCE 41-17 define el nivel de desempeño sísmico en función del nivel de servicio, nivel del daño estructural y no estructural. Para determinar el nivel del daño estructural localizado, es necesario obtener los giros inelásticos que han desarrollado las rótulas inelásticas, y compararlo con los valores límite de cada nivel de desempeño.

En la figura 2.20 se muestra un esquema para definir el desempeño sísmico a partir del diagrama carga–deformación característico de una rótula inelástica.

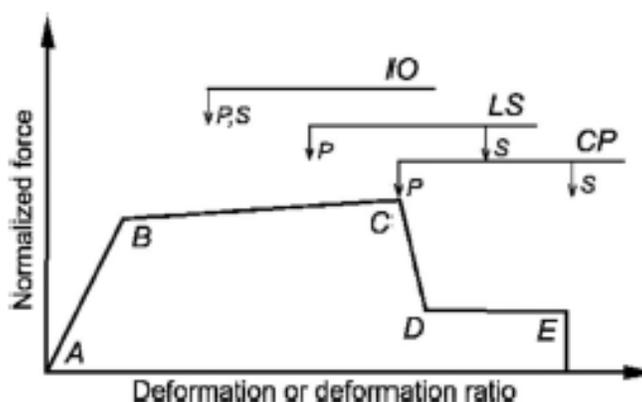


Figura 2.20. Niveles de daño en curva carga-deformación propuestos por el ASCE 41-17
Tomado de “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*”, ASCE, 2017.

A partir del punto B, en donde se inicia el comportamiento inelástico, se ubican los límites de deformación para los 3 niveles de desempeño sísmico; los límites se definen como:

- Ocupación Inmediata (IO): Deformación en la que se produjeron daños visibles y permanentes en el elemento, pero menores a 0.67 veces la deformación límite del estado de Resguardo de Vida.
- Resguardo de Vida (LS): La deformación es 0.75 veces la del punto E.
- Cerca al Colapso (CP): La deformación es igual a la del punto E.

También es posible utilizar las tablas del capítulo 10 del ASCE 41-17, correspondientes a cada tipo de elemento estructural, para determinar el valor numérico de los límites de deformación.

Al igual que en la obtención de los parámetros de modelación de las rótulas inelásticas (a, b y c), estos valores dependerán del: armado de acero de la sección transversal, el confinamiento a lo largo del elemento, las cargas axiales y cortantes durante los análisis lineales y no lineales, las dimensiones de la sección trasversal y de las características de los materiales en el elemento.

La descripción del nivel de servicio y daño estructural, por tipo de sistema estructural, se encuentran resumidos en la tabla 2.4.

Tabla 2.4. Descripción del nivel de servicio y daño estructural según el ASCE 41-17

Nivel de daño	Nivel de desempeño		
	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso
Servicio del edificio	Estado de daño en el cual sólo han ocurrido daños estructurales muy limitados. Los sistemas de resistencia a fuerzas verticales y laterales conservan casi toda su resistencia y rigidez. El riesgo de que se produzcan daños estructurales es muy bajo. El uso continuado del edificio no está limitado por su estado estructural, pero podría estarlo por daños en los elementos no estructurales.	Estado de daño en el cual ha ocurrido un daño significativo de la estructura, pero queda un margen contra el colapso parcial o total. Algunos elementos estructurales y componentes están severamente dañados, sin dar lugar a grandes riesgos de caída de escombros. Aunque la estructura dañada no supone un riesgo inminente de derrumbe, sería prudente realizar reparaciones estructurales.	Estado de daño en el cual el edificio está al borde del colapso parcial o total (expectante a las réplicas). Se han producido daños sustanciales, que pueden incluir una degradación significativa de la rigidez y resistencia del sistema de resistencia a fuerzas laterales, una gran deformación lateral permanente, y una degradación de la capacidad de carga vertical.
Muros de corte de concreto	Pequeñas grietas diagonales en los muros. Algunos indicios de deslizamiento en las juntas de construcción. Desconchados menores.	Algunas grietas y desprendimientos en los elementos límite y pandeo limitado de la armadura. Algunos deslizamientos en las juntas. Daños alrededor de las aberturas. Algunos aplastamientos y grietas de flexión.	Grietas y huecos importantes por flexión o corte. Deslizamiento en las juntas. Aplastamiento y pandeo extensivo de la armadura. Daños graves en los elementos límite.
Pórticos de concreto armado	Grietas menores. Posible fluencia limitada en algunas locaciones Desconchamiento menor del recubrimiento de concreto.	Daños importantes en vigas. Desconchamiento de la cubierta y agrietamiento por corte en columnas dúctiles. Grietas en las juntas.	Fisuración extensa y formación de rótulas en elementos dúctiles. Daños graves en columnas cortas. Desconchados extensos en columnas y vigas. Daños graves en las juntas. Refuerzos doblados.

3. EDIFICIO EDUCATIVO MBR ESTUDIADO

Este capítulo describe la ubicación, arquitectura y estructura del edificio representativo MBR. Se realizó el análisis estructural y diseño del módulo considerando la estructura como esencial siguiendo las indicaciones de las normas peruanas E.020 (2006), E.030 (2018) y E.060 (2009).

3.1. Ubicación, arquitectura y sistema estructural

- **Ubicación**

El edificio estudiado corresponde a uno de los módulos del colegio “Institución Educativa 1556 Angelitos de Jesús” ubicado en la provincia de Casma, en el departamento de Ancash. La figura 3.1 muestra la planta del centro educativo, donde se aprecia que todos los módulos son similares.

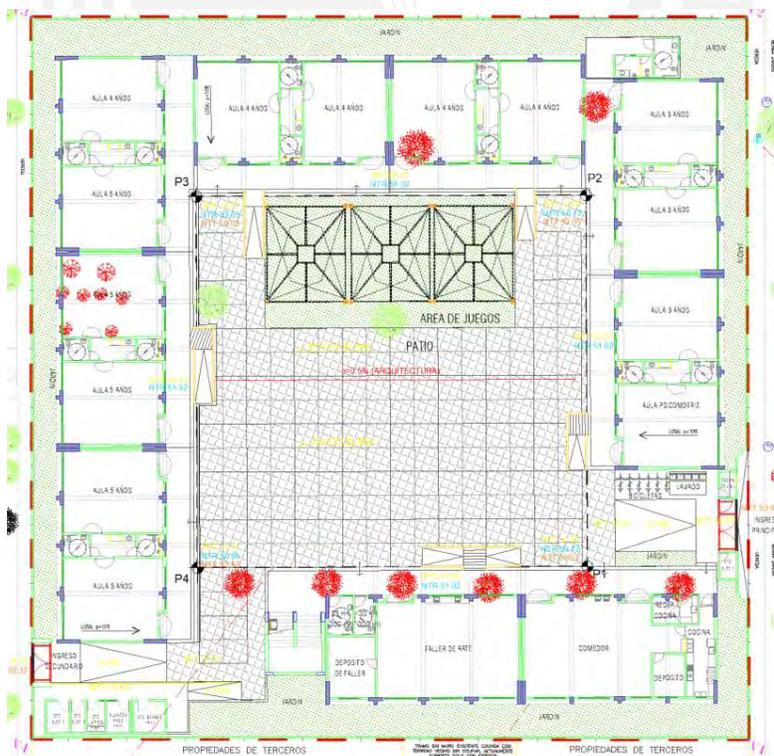


Figura 3.1. Planta general de la institución educativa

Fuente: Propia.

El centro educativo se ubica en la zona sísmica Z4, y se consideró para el diseño perfil de suelo S3.

- **Arquitectura del edificio estudiado**

El edificio estudiado corresponde a uno de los pabellones típicos, destinado a aulas, oficinas, y baños. La planta es rectangular de 11.90 m x 16.90 m, la cual comprende 4 módulos estructurales de 4.15 m x 11.90 m, y consta de 2 niveles con una altura total de 8 m. Se divide en lugar multiuso y pasadizo, este último se encuentra en el voladizo de la edificación.

El edificio cuenta con una escalera exterior y muros de albañilería, separados de la estructura con una junta sísmica adecuada.

- **Sistema estructural**

Consiste en pórticos de concreto armado con columnas de sección T y muros en los extremos. Las vigas son de 75 cm de peralte y las losas son macizas de 20 cm de espesor en el primer techo, y de 15 cm en el segundo. En la figura 3.2 se muestra la planta de encofrado del primer piso.

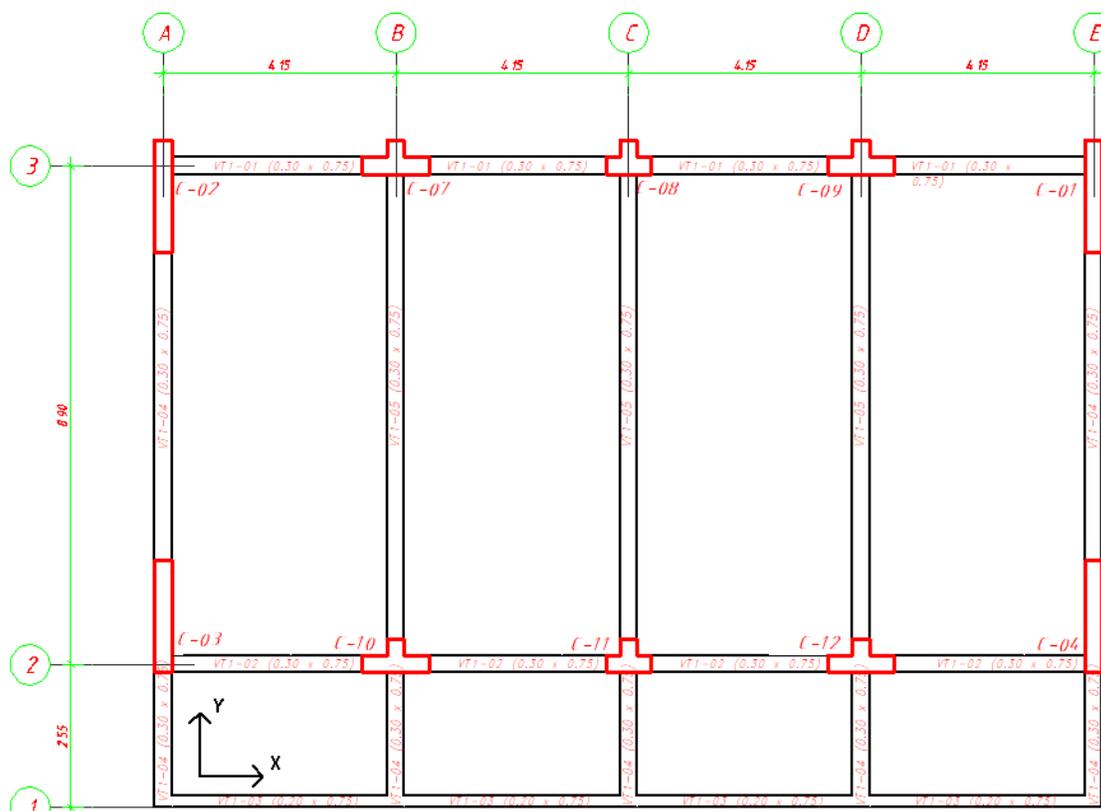


Figura 3.2. Planta de encofrado del edificio MBR
Fuente: Propia.

En la dirección longitudinal, eje X, la edificación está conformada por 2 pórticos de concreto armado (ejes 2 y 3) con columnas en T de 1.20 m x 0.30 m y 0.80 m x 0.30 m.

La dirección transversal, eje Y, está conformada por pórticos con placas de 2.00 m x 0.30 m en los dos ejes extremos (eje A y E), y por tres pórticos con columnas en T de 1.20 m x 0.30 m y 0.80 m x 0.30 m en los ejes intermedios (eje B a D).

La cimentación se compone de una platea de 40 cm, y vigas de cimentación que varían entre 80 cm y 120 cm de peralte.

Los materiales que componen los elementos estructurales del edificio son los siguientes:

- Concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de grado 60 de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.2. Revisión del diseño estructural

Para la revisión del diseño, se realizó el análisis estructural de la edificación siguiendo las normas peruanas vigentes para edificaciones. Se empleó un modelo elástico de la estructura y análisis espectral para determinar las solicitaciones estructurales, de acuerdo con la norma E.030. El diseño en concreto armado se revisó empleando la norma E.060.

3.2.1. Modelo estructural

El modelo se desarrolló en el programa ETABS v19.1.0. La figura 3.3 muestra la planta del segundo nivel.

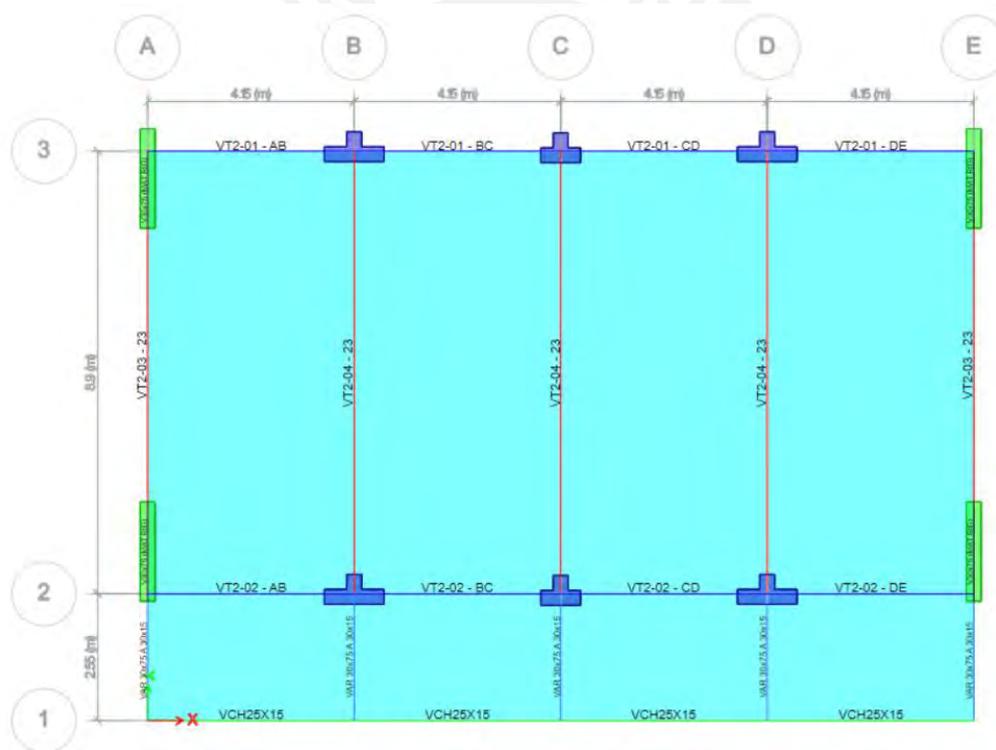


Figura 3.3. Planta del segundo piso modelada en ETABS del edificio MBR
Fuente: Propia.

Las vigas, columnas y placas se modelaron como elementos unidimensionales (frame). Las placas se modelaron mediante la idealización para muros estructurales esbeltos, de acuerdo con el ASCE 41-17, como elementos viga-columna con zona de conexión rígida con las vigas que llegan

al elemento. Las losas se modelaron con rigidez nula fuera de su plano, como áreas cargadas solo para transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas.

La platea de cimentación fue modelada mediante elementos bidimensionales (Shell), a los cuales se conectaron los elementos verticales. La platea se consideró restringida en el plano horizontal.

Se consideró la tabiquería aislada de la estructura, y solo se modeló su peso distribuido en líneas cargadas.

Para cada nivel se consideró un diafragma rígido en su plano. La figura 3.4 muestra una vista 3D del modelo ETABS.

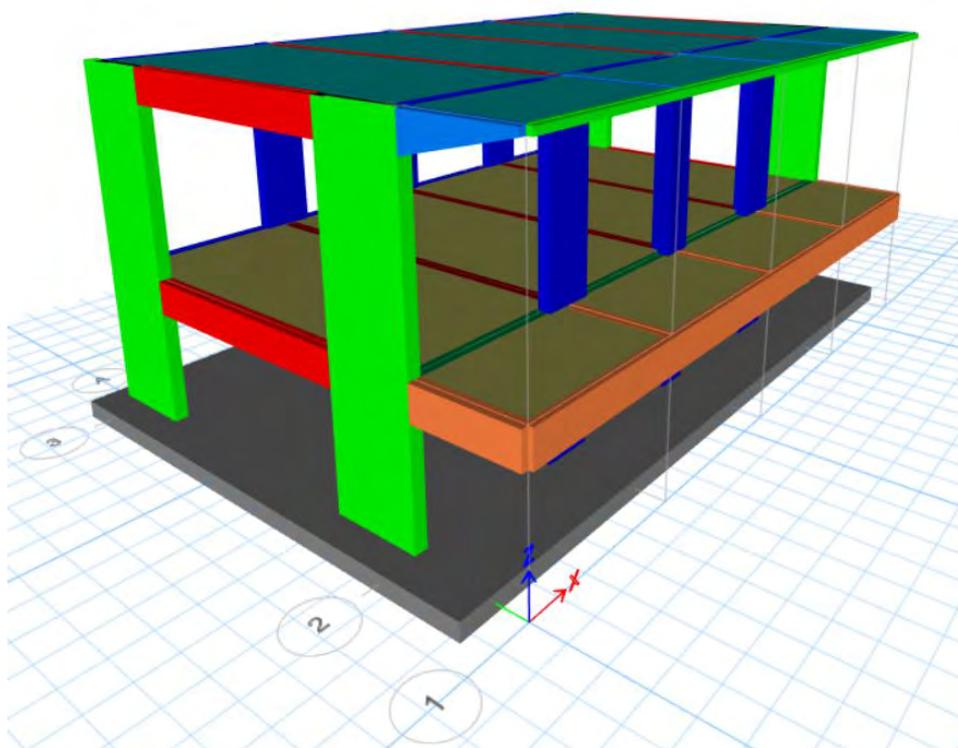


Figura 3.4. Vista 3D del edificio MBR modelado en ETABS
Fuente: Propia.

3.2.2. Análisis por cargas de gravedad

Se asignaron cargas por gravedad en las losas distribuidas en toda su área. La carga muerta se asignó considerando el espesor de cada losa y el peso real del concreto armado. La carga viva se asignó siguiendo las indicaciones de la norma E.020.

3.2.3. Análisis sísmico

Se realizó el análisis sísmico, siguiendo las indicaciones de la norma E.030. Se consideró una excentricidad accidental de 5% del centro de masa, en la dirección perpendicular del análisis, en ambos sentidos.

- **Irregularidades estructurales**

Se verificó que la estructura es regular tanto en planto como en toda su altura, por lo que los factores de irregularidad son iguales a 1.

- **Análisis modal**

La tabla 3.1 muestra los modos de vibración y los porcentajes de participación en cada eje análisis.

Tabla 3.1. Modos de vibración

Modo de vibración	Periodo (s)	Porcentaje de participación	
		Eje X	Eje Y
1	0.24	0%	82%
2	0.23	80%	0%
3	0.19	3%	0%
4	0.09	17%	0%
5	0.06	0%	18%
6	0.05	0%	0%

- **Parámetros sísmicos**

Para definir el espectro de diseño se utilizaron los parámetros indicados en la tabla 3.2, correspondientes a un edificio ubicado en zona altamente sísmica y sobre suelo blando.

Tabla 3.2. Parámetros del análisis sísmico

Z	U	S	T_P	T_L	R_{0x}	R_{0y}
0.45	1.50	1.10	1.00	1.30	7	6

El valor de T_P y T_L está definido por Z y S. El factor de importancia (U) es el más alto de la norma E.030 (para edificaciones sin aislamiento sísmico) y corresponde al de una edificación esencial, puesto que el edificio MBR es una institución educativa. El coeficiente básico de reducción (R_0) es igual a 7 en la dirección longitudinal (eje X) porque corresponde a un sistema dual; la dirección transversal (eje Y) tiene un R_0 igual a 6 porque está compuesta por muros estructurales.

En esta investigación se denominará a la dirección longitudinal como dirección de pórticos de concreto armado.

- **Análisis espectral**

Se calcularon las fuerzas cortantes basales dinámicas ($V_{dinámico}$), la fuerza cortante estática ($V_{estático}$), y se definió la fuerza cortante de diseño ($V_{diseño}$) para cada dirección de análisis. En la tabla 3.3 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 3.3. Factores de escalamiento de las fuerzas sísmicas

Excentricidad	Vestático	Vdinámico	Vdiseño
Positiva en el eje X	132.3	135.9	135.9
Negativa en el eje X	132.3	127.3	127.3
Positiva en el eje Y	154.3	131.2	131.2
Negativa en el eje Y	154.3	132.3	132.3

- **Derivas inelásticas**

Las derivas máximas inelásticas para cada dirección de análisis se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Derivas máximas inelásticas de acuerdo con la norma E.030

Eje	Deriva máxima elástica ($\times 10^{-3}$)	Deriva máxima inelástica ($\times 10^{-3}$)	Menor a 7 ‰
X	0.80	4.21	Si
Y	0.91	4.09	Si

Se comprueba que todas las derivas cumplen con ser menores al valor límite establecido en la norma E.030, el cual es 7 ‰.

3.3. Revisión del diseño en concreto armado

Se empleó el método de la rotura desarrollado en la norma E.060 de Concreto Armado para revisar el diseño en concreto armado.

En la figura 3.5 se muestra como ejemplo el desarrollo de la viga VT1-04A, y en la figura 3.6 el corte correspondiente.

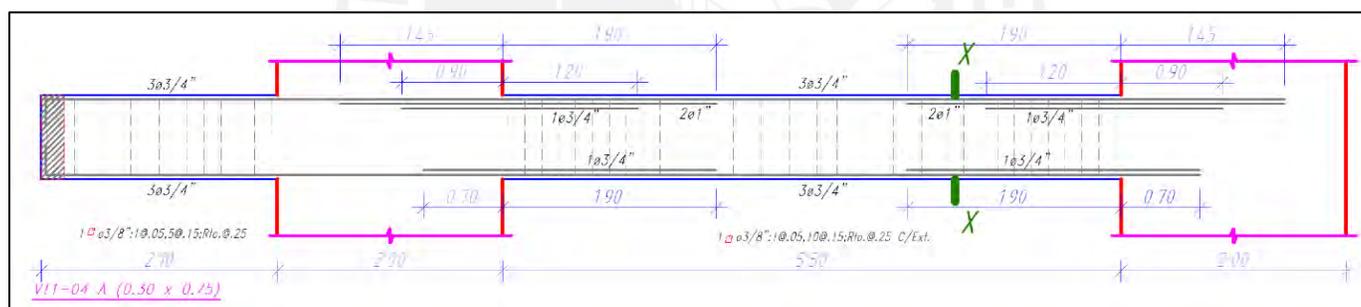


Figura 3.5. Elevación de diseño en concreto armado de viga VT1-04 A
Fuente: Propia.

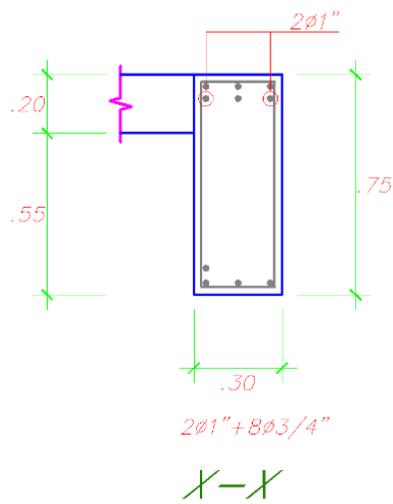


Figura 3.6. Sección de diseño en concreto armado de viga VT1-04 A
Fuente: Propia.

En la figura 3.7 se muestra la sección final diseñada de la placa típica C-01.

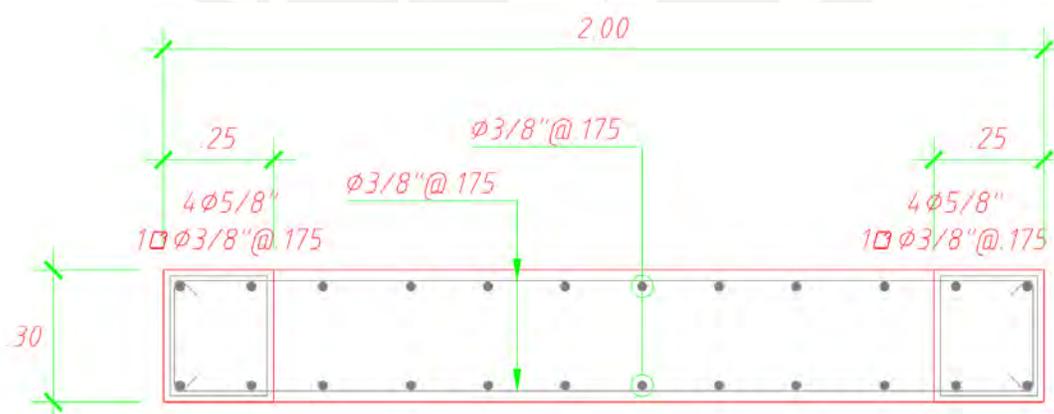


Figura 3.7. Sección de diseño en concreto armado de placa C-01
Fuente: Propia

En la figura 3.8 se muestra un resumen de las secciones de diseño obtenidas. Las dos primeras filas muestran las secciones transversales típicas (vigas, columnas, y placas) de los pórticos de la dirección transversal para el techo del primer piso. En la tercera fila, se muestran las secciones típicas de las vigas en la dirección longitudinal.

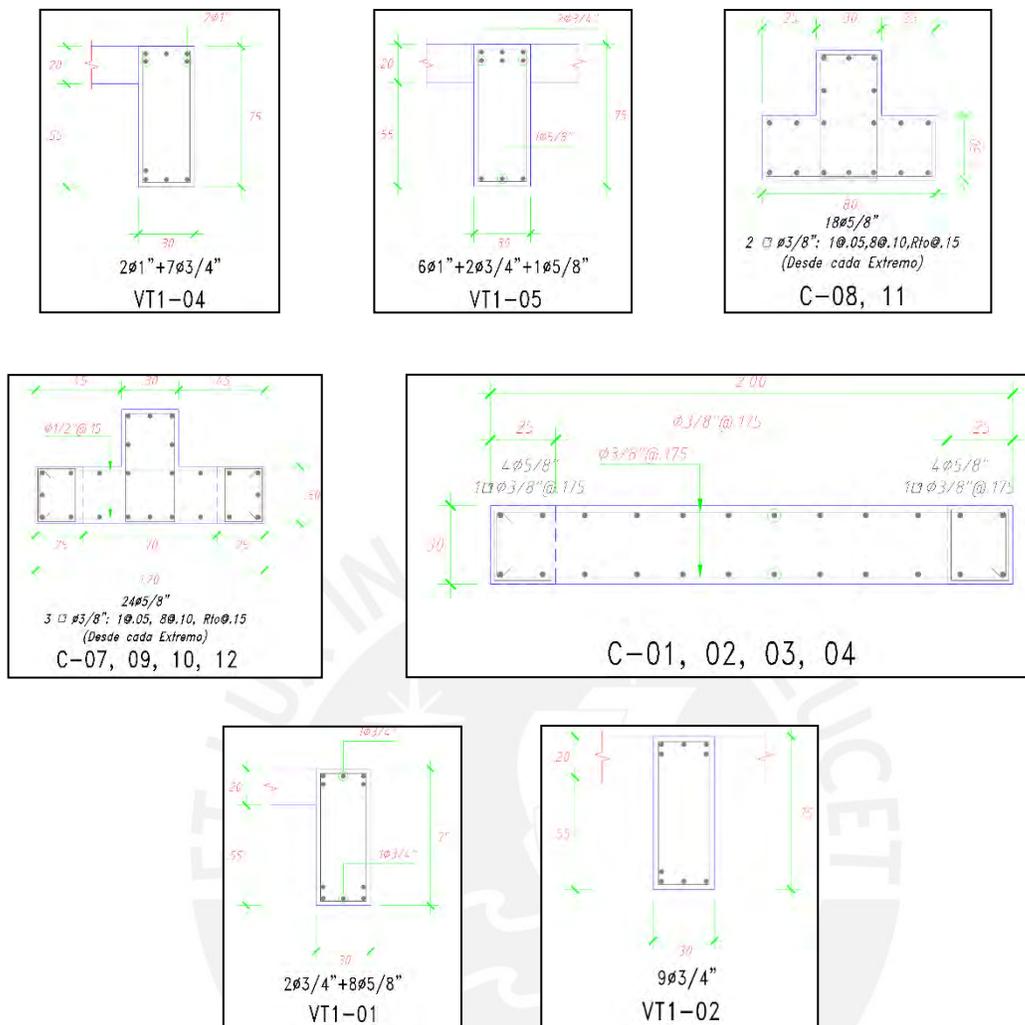


Figura 3.8. Secciones transversales típicas para el techo del primer piso.

Fuente: Propia

En el anexo A del presente trabajo se muestran los planos estructurales del edificio MBR estudiado.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este capítulo se muestran los resultados del análisis estático no lineal del edificio MBR estudiado. Se presentan las curvas de capacidad de la estructura, y las respuestas para todos los niveles de intensidad sísmica considerados en ambas direcciones.

Con las curvas de capacidad se estimó la ductilidad y la sobre resistencia, y siguiendo la metodología del Comité Visión 2000 (SEAOC) se sectorizaron las curvas.

Las respuestas para los niveles de intensidad considerados se obtuvieron empleando el método de linealización equivalente del FEMA 440, y el método de los coeficientes del ASCE 41-17.

4.1. Modelamiento inelástico

4.1.1. Comportamiento no lineal de los materiales

a) Concreto:

La resistencia a la compresión del concreto f'_c es igual a 280 kg/cm². Se empleó el modelo de Mander et al. (1988) para concreto confinado y no confinado, como se muestra en la figura 4.1.



Figura 4.1. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado

Fuente: Propia

Para las placas se usó concreto no confinado ante la posibilidad de que la zona en compresión, variable durante el movimiento, fuera más grande que la correspondiente a los núcleos extremos confinados.

En las vigas se usó concreto no confinado, debido a que no existen aceros longitudinales que mejoren el confinamiento en las caras verticales de la viga, y a que el área del recubrimiento es importante con respecto al área del concreto rodeado por estribos.

Para las columnas se empleó concreto confinado ya que los estribos y el acero longitudinal tienen la cuantía suficiente para desarrollar el efecto de confinamiento.

b) Acero de refuerzo:

El acero de refuerzo es de grado 60, con esfuerzo de fluencia f_y igual a 4200 kg/cm² y esfuerzo último f_u igual a 6300 kg/cm². El modelo utilizado es el de Park y Paulay (1974) con los detalles mostrados en la figura 4.2.



Figura 4.2. Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo grado 60
Fuente: Propia

c) Albañilería

La tabiquería es de ladrillos King Kong (arcilla), y debido a que está separada del sistema estructural no se modela como un elemento estructural, pero si se considera su peso y masa en el modelo.

4.1.2. Modelo no lineal para los elementos estructurales

En la figura 4.3. se muestra la planta estructural del techo del primer piso de la edificación. En ambas direcciones hay vigas con secciones de 0.30 m x 0.75 m. Además, el punto de control de desplazamiento se encuentra en la intersección de los ejes C y 2.

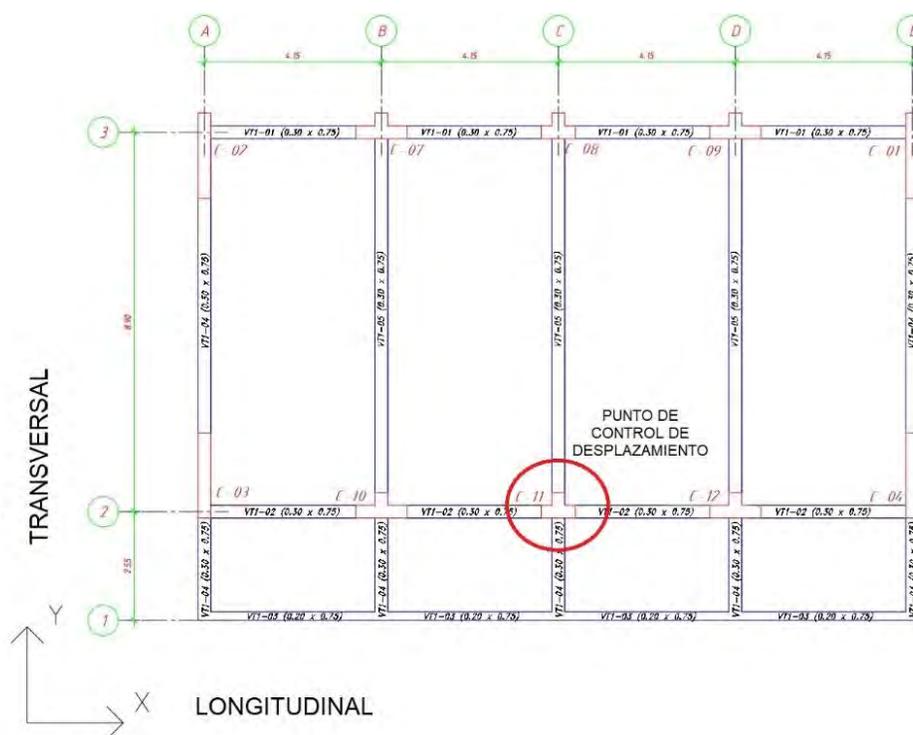


Figura 4.3. Planta estructural del techo del primer piso y punto de control de desplazamiento
Fuente: Propia

El comportamiento inelástico de cada elemento estructural se modeló mediante rótulas inelásticas en ambos extremos.

En las vigas se utilizaron rótulas de momento M3. Los momentos de fluencia y último corresponden al concreto y acero colocado, y los valores de rotación (a, b y c) de la curva carga-deformación y los valores máximos de rotación por nivel de desempeño se determinaron mediante la tabla 10-7 del ASCE 41-17.

La figura 4.4 muestra los valores considerados en el modelo para una viga de 0.30 m x 0.75 m (armada con $2\phi 3/4''+4\phi 5/8''$).

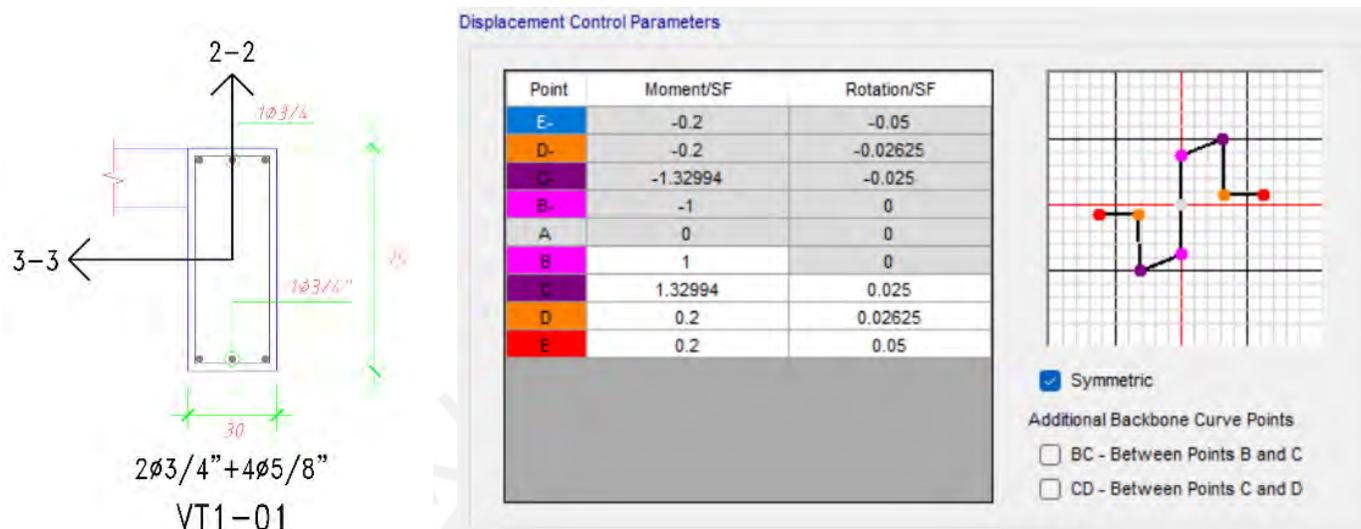


Figura 4.4. Rótulas inelásticas en vigas
Fuente: Propia

En las columnas y las placas se usaron rótulas con longitud finita del tipo fibra P-M2-M3. Se utilizó una longitud de rótula igual a 0.5 veces la altura de la sección del elemento. Con los diagramas de esfuerzo-deformación del concreto y acero, para cada sección, se obtuvieron las curvas momento-rotación; los valores máximos de rotación por nivel de desempeño para placas y columnas se determinaron mediante la tabla 10-19 del ASCE 41-17 y tabla 10-8 del ASCE 41-13 respectivamente.

La figura 4.5 muestra los valores considerados en el modelo para una columna T de 0.80 m x 0.60 m (armada con $18\phi 5/8''$), y el diagrama momento-rotación obtenido en M2 para el ensayo de desplazamiento incremental en X.

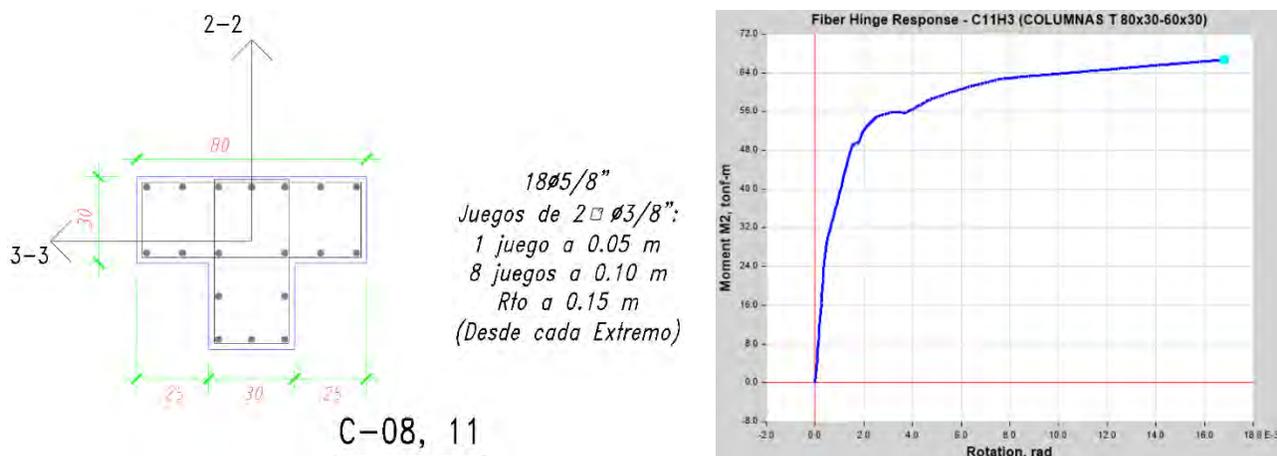


Figura 4.5. Rótulas inelásticas en columnas

Fuente: Propia

4.2. Resultados en la dirección Longitudinal

4.2.1. Curva de capacidad

Los resultados del ensayo de desplazamiento incremental en el eje X se muestran en la figura

4.6.

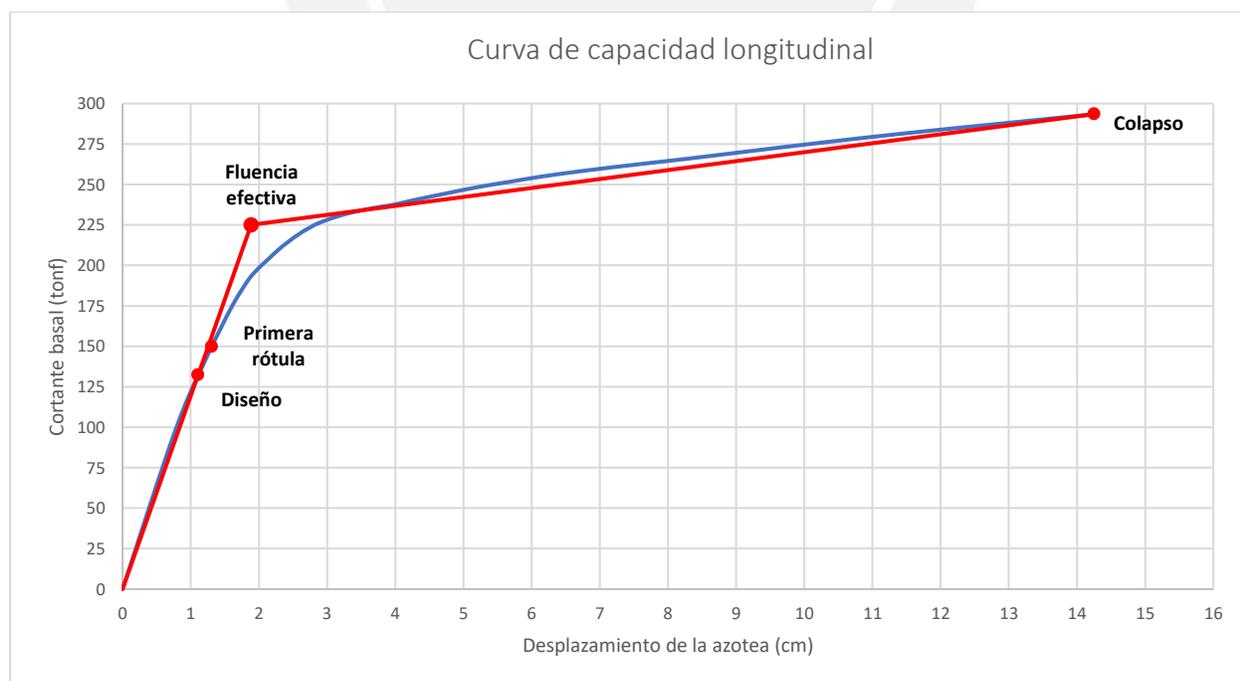


Figura 4.6. Curva de capacidad en la dirección longitudinal

Fuente: Propia

Los desplazamientos y fuerzas cortantes del modelo bilineal se encuentran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros de la curva de capacidad en la dirección longitudinal

Punto	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Diseño	1.1	132
Primera rótula	1.3	150
Fluencia efectiva	1.9	225
Colapso	14.3	294

Las características estructurales de la edificación en el eje longitudinal se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Características estructurales de la edificación en la dirección longitudinal

Características Estructurales	Valor
Ductilidad Estructural (μ)	7.6
Sobre resistencia de fluencia efectiva a diseño (Ω_1)	1.7
Sobre resistencia de colapso a fluencia efectiva (Ω_2)	1.3
Sobre resistencia de colapso a diseño (Ω_3)	2.2

Los resultados demuestran que bajo la fuerza de diseño la edificación se encuentra dentro del rango elástico, y que para alcanzar la resistencia lateral (punto de fluencia efectiva) la fuerza puede incrementarse hasta en un 70%.

Al superar el valor de fluencia efectiva, la fuerza a la que se somete la edificación puede incrementarse hasta en un 30% incursionando en el rango inelástico hasta llegar al colapso, y con respecto a la fuerza de diseño es capaz de resistir fuerzas en el orden del 220%.

Además, cuenta con una ductilidad estructural con valor de 7.6, que es característica de una estructura con secciones robustas y de baja altura.

En el momento en que las primeras rótulas incursionan el rango inelástico, la edificación se encuentra aún dentro del rango elástico.

4.2.2. Respuestas del análisis no lineal estático

La figura 4.7 muestra la curva de capacidad sectorizada según el Comité Visión 2000 (SEAOC) y las respuestas para los 4 niveles de intensidad considerados. Los resultados obtenidos con el FEMA 440 se encuentran en círculos, y los obtenidos con el ASCE 41-17 en triángulos. En la tabla 4.3 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza asociados a cada intensidad sísmica.

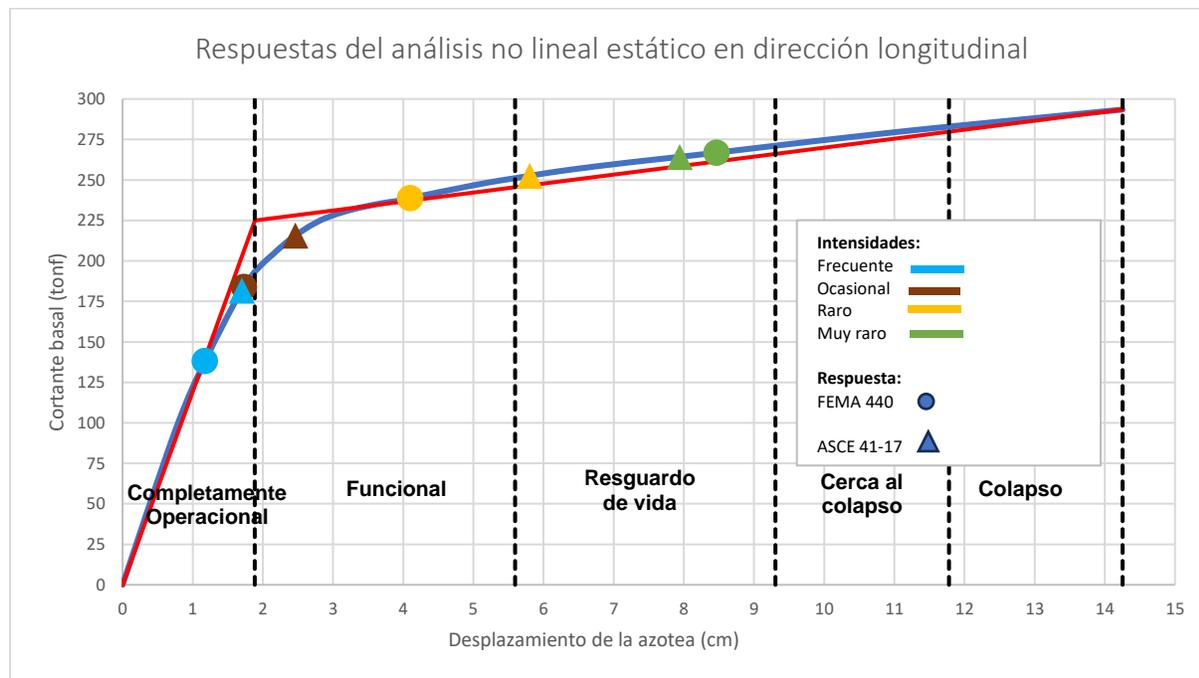


Figura 4.7. Curva de capacidad sectorizada con respuestas del análisis no lineal estático en la dirección longitudinal
Fuente: Propia

Tabla 4.3. Respuestas del análisis no lineal estático en dirección longitudinal

Intensidad de Sismo	FEMA 440		ASCE 41-17	
	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Frecuente	1.2	138	1.7	182
Ocasional	1.7	184	2.5	216
Raro	4.1	239	5.8	253
Muy Raro	8.5	267	7.9	264

Obtenidas todas las respuestas se comparan los resultados de ambos métodos. La tabla 4.4 muestra la discrepancia de los resultados obtenidos con el método del ASCE 41-17 con respecto a

los valores del método del FEMA 440 ([Rpta. ASCE 41-17 – Rpta. FEMA 440] / Rpta. FEMA 440).

Tabla 4.4. Comparación de las respuestas del análisis no lineal estático mediante ASCE 41-17 y FEMA 440 en la dirección longitudinal

Intensidad de Sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	45%	32%
Ocasional	42%	17%
Raro	41%	6%
Muy Raro	-6%	-1%

La máxima discrepancia para los desplazamientos es de 45%, mientras que las fuerzas cortantes tienen una discrepancia máxima de 32%.

Para los desplazamientos, en las intensidades de sismo frecuente, ocasional y raro, se obtuvieron valores de discrepancia alrededor del 40%. Sin embargo, para sismo muy raro este valor se redujo hasta el 6%.

Para la fuerza cortante correspondiente al sismo frecuente y ocasional, el valor de la discrepancia se reduce a casi la mitad. Del sismo ocasional a raro la discrepancia se reduce a casi la tercera parte, y en el caso de sismo raro a muy raro a casi la sexta parte.

La discrepancia, para ambos valores, se va reduciendo conforme aumenta la intensidad del sismo. La fuerza cortante basal tiene la menor discrepancia para todas las intensidades sísmicas. Las respuestas obtenidas con el ASCE 41-17 resultan ser mayores que las obtenidas con el FEMA 440, a excepción de la intensidad de sismo muy raro.

4.2.3. Mecanismo de colapso

La figura 4.8 muestra el estado de las rótulas en el instante del colapso del ensayo de desplazamiento incremental en la dirección longitudinal (eje X). En color verde se muestran las

rótulas que han ingresado al régimen inelástico, y en celeste aquellas que, habiendo superado la resistencia máxima, están en la fase de pérdida de resistencia.

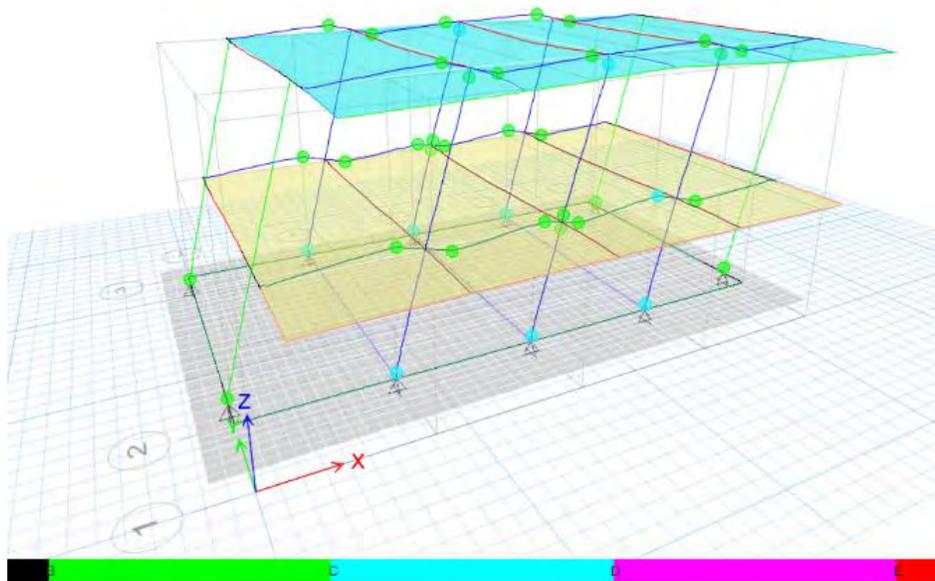


Figura 4.8. Mecanismo de colapso en la dirección longitudinal
Fuente: Propia

El inicio del comportamiento inelástico se produce en un extremo de la viga del primer piso del tramo central del eje 2. Luego se forman rótulas en el extremo superior de la columna central del eje 2 en el piso 2, y también en un extremo de una viga central del eje 2 en el primer piso.

Conforme avanza el ensayo, se van formando rótulas en las vigas centrales del primer piso (eje 2 y eje 3), y en la columna central del eje 1 del piso 2. Crece el desplazamiento, y aparecen rótulas en las vigas centrales (eje 2 y eje 3) del segundo piso.

Posteriormente, aparecen rótulas en la base de las columnas del primer piso, y en las vigas del primer y cuarto tramo en ambos pisos. Las rótulas en la base de las placas del primer piso (trabajando en el eje de menor inercia) son las últimas en aparecer.

La pérdida de resistencia en rótulas ocurre primero en el extremo superior de las columnas centrales (eje 2 y 3) del segundo piso. Luego en la base de las tres columnas centrales (eje 2 y 3) del primer piso. Finalmente, el ensayo termina con la rótula de un extremo de una viga del tramo central del eje 2 en el primer piso.

4.3. Dirección transversal

4.3.1. Curva de capacidad

Los resultados del ensayo de desplazamiento incremental en el eje Y se muestran en la figura 4.9.

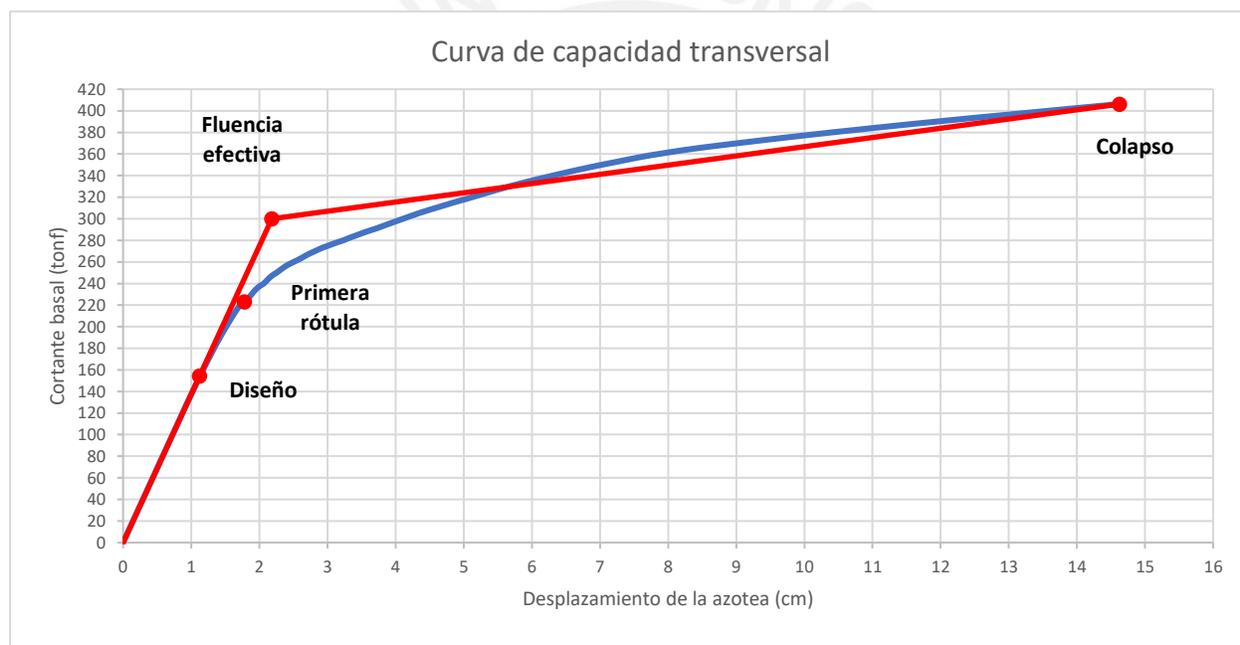


Figura 4.9. Curva de capacidad en la dirección transversal
Fuente: Propia

Los desplazamientos y fuerzas cortantes del modelo bilineal se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Parámetros de la curva de capacidad en la dirección transversal

Punto	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Diseño	1.1	154
Primera rótula	1.8	223
Fluencia efectiva	2.2	300

Colapso	14.6	406
----------------	------	-----

Las características estructurales de la dirección transversal están en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Características estructurales de la edificación en la dirección transversal

Características Estructurales	Valor
Ductilidad Estructural (μ)	6.7
Sobre resistencia de fluencia efectiva a diseño (Ω_1)	1.9
Sobre resistencia de colapso a fluencia efectiva (Ω_2)	1.4
Sobre resistencia de colapso a diseño (Ω_3)	2.6

Los resultados demuestran que bajo la fuerza de diseño la edificación se encuentra dentro del rango elástico, y que para alcanzar el punto de fluencia efectiva la fuerza puede incrementarse hasta en un 90%.

Al superar el valor de fluencia efectiva, la fuerza a la que se somete la edificación puede incrementarse hasta en un 40% incursionando en el rango inelástico hasta llegar al colapso, y con respecto a la fuerza de diseño es capaz de resistir fuerzas en el orden del 260%.

La edificación tiene una ductilidad estructural con valor de 6.7, gracias a sus secciones robustas y baja altura.

En el momento en que las primeras rótulas incursionan el rango inelástico, la edificación se encuentra aún dentro del rango elástico.

4.3.2. Respuesta del análisis no lineal estático

La figura 4.10 muestra la curva de capacidad sectorizada según el Comité Visión 2000 (SEAOC) y las respuestas para los 4 niveles de intensidad considerados. Los resultados obtenidos de acuerdo con el FEMA 440 se encuentran en círculos, y los obtenidos por el ASCE 41-17 con

triángulos. En la tabla 4.7 se muestran los valores de desplazamiento y fuerza asociados a cada intensidad.

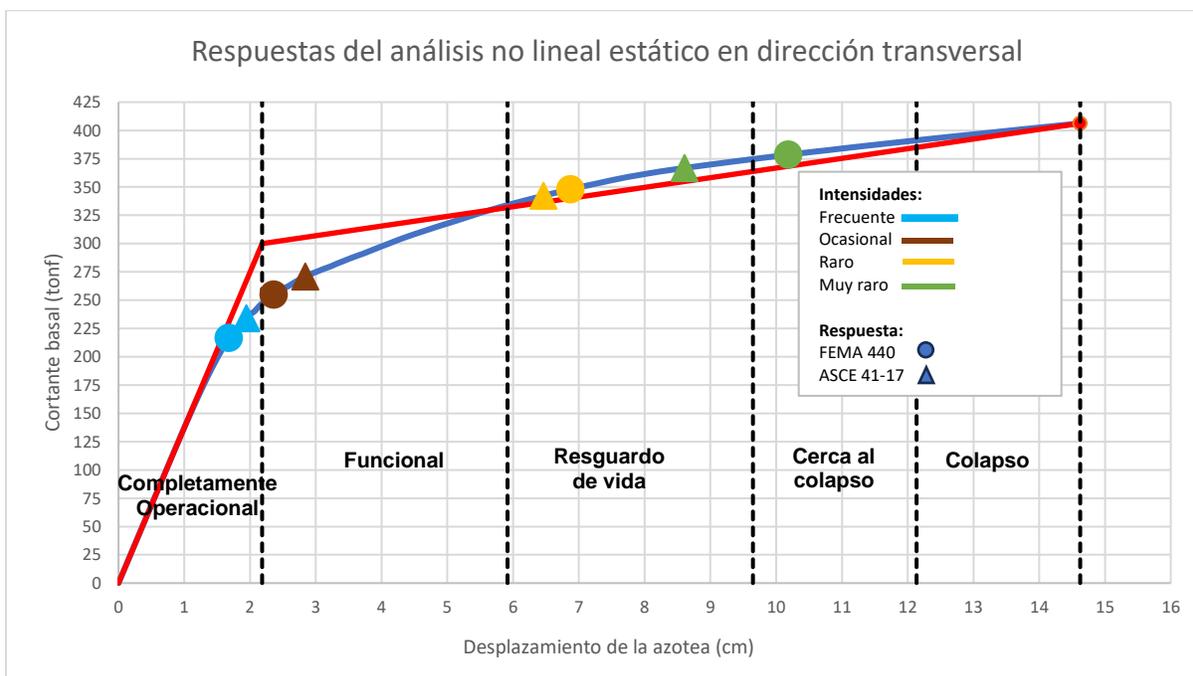


Figura 4.10. Curva de capacidad sectorizada con respuestas del análisis no lineal estático en la dirección transversal
Fuente: Propia.

Tabla 4.7. Respuestas del análisis no lineal estático en dirección transversal

Intensidad de Sismo	FEMA 440		ASCE 41-17	
	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Frecuente	1.7	217	1.9	234
Ocasional	2.4	255	2.8	271
Raro	6.9	348	6.5	342
Muy Raro	10.2	379	8.6	367

Obtenidas todas las respuestas se comparan los resultados de ambos métodos, como en la dirección longitudinal. La tabla 4.8 muestra el porcentaje de variación de los resultados obtenidos con el método del ASCE 41-17 con respecto a los valores del método del FEMA 440.

Tabla 4.8. Comparación de las respuestas del análisis no lineal estático mediante FEMA 440 y ASCE 41-17 en la dirección transversal

Intensidad de Sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	16%	8%
Ocasional	20%	6%
Raro	-6%	-2%
Muy Raro	-16%	-3%

La máxima discrepancia para los desplazamientos es de 20%, mientras que las fuerzas cortantes tienen una discrepancia máxima de 8%.

Para los desplazamientos, no existe una relación de reducción de discrepancia conforme aumenta la intensidad sísmica.

Para las fuerzas cortantes el valor de discrepancia se va reduciendo conforme aumenta la intensidad hasta el sismo raro. En el sismo muy raro hay un incremento con respecto al sismo raro.

Al igual que en la dirección longitudinal, la fuerza cortante basal tiene la menor discrepancia en todas las intensidades sísmicas. Las respuestas obtenidas con el ASCE 41-17 resultan ser mayores que las obtenidas con el FEMA 440 para las dos primeras intensidades, y menores en las dos últimas.

4.3.3. Mecanismo de colapso

La figura 4.11 muestra el estado de las rótulas en el instante de colapso del ensayo de desplazamiento incremental en la dirección transversal (eje Y). La simbología de las rótulas se mantiene como en la dirección longitudinal.

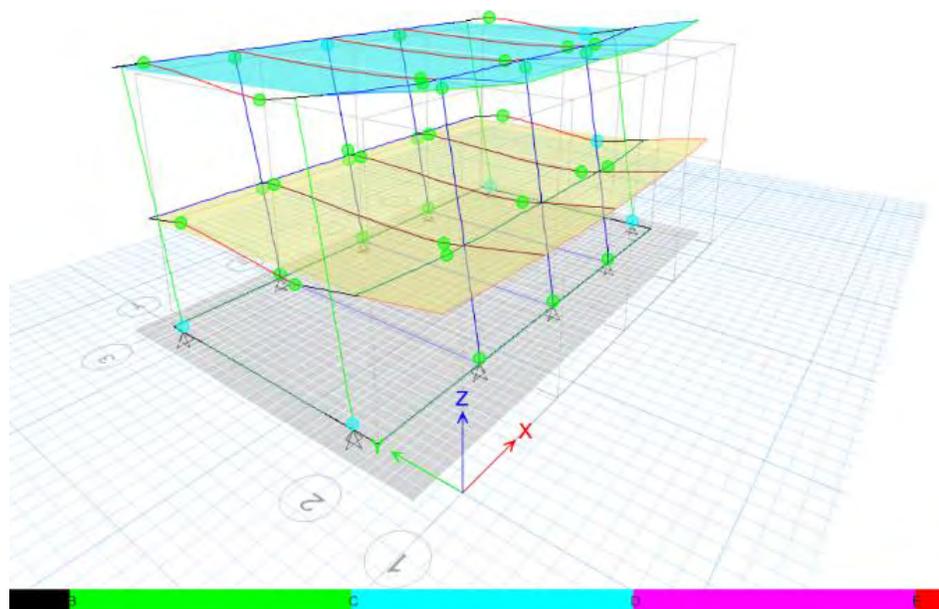


Figura 4.11. Mecanismo de colapso de la dirección transversal
Fuente: Propia

El comportamiento inelástico inicia en el extremo superior de la columna central del eje 3 en el piso 2. Luego en la base de la primera placa del eje E en el piso 1, y en los extremos de la viga del eje E en el piso 2.

Conforme avanza el ensayo, se forman rótulas en los extremos de las vigas entre las placas para los pisos 1 y 2 (eje A y E), y en la base de las placas del piso 1.

Posteriormente, aparecen rótulas en el extremo superior de las columnas del segundo piso (eje 2 y 3), en la base de las columnas centrales del piso 1 (eje 2 y 3), en los extremos de las vigas del piso 1 (eje B, C, y D), y en un extremo del cuarto tramo de la viga del eje 2 en ambos pisos.

Luego, se forman rótulas en el extremo inferior de las vigas del del piso 2 (eje B, C, y D), en el extremo superior de la columna central (eje 3) en el piso 1, y en un extremo del primer tramo de las vigas del eje 2 en ambos pisos.

La pérdida de resistencia en rótulas ocurre primero en la base de la primera placa del eje E, a la que le siguen las demás placas del piso 1. También entran en este estado la rótula superior de

la columna central (eje 3) del piso 2. El ensayo termina con las rótulas del extremo inferior de la viga del eje E en ambos pisos.

4.4. Comparación entre ambas direcciones

Las curvas de capacidad superpuestas para ambas direcciones se presentan en la figura 4.12.

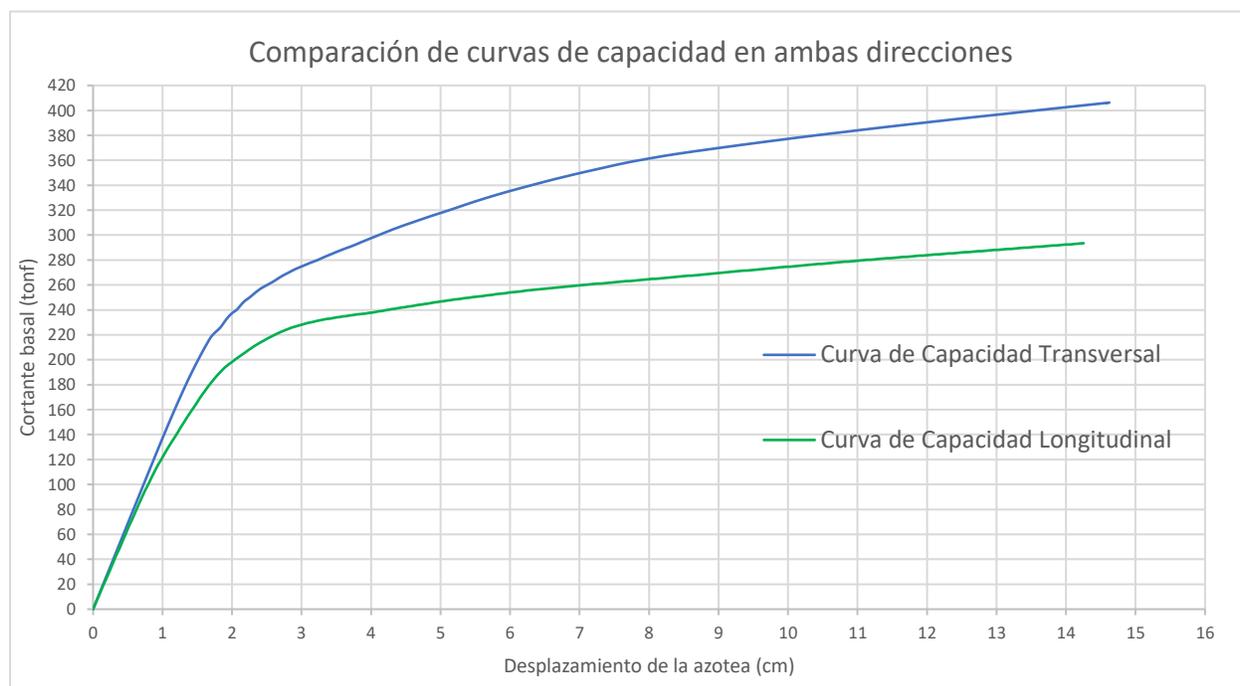


Figura 4.12. Comparación de las curvas de capacidad de ambas direcciones
Fuente: Propia

La tabla 4.9 muestra la discrepancia del punto de fluencia efectiva y colapso en la dirección transversal con respecto a los valores obtenidos en la dirección longitudinal ($[\text{Rpta. Transversal} - \text{Rpta. Longitudinal}] / \text{Rpta. Longitudinal}$).

Tabla 4.9. Comparación de parámetros de las curvas de capacidad

Punto	Parámetros de interés	Discrepancia (%)
Fluencia efectiva	Desplazamiento de la azotea (cm)	16%
	Cortante basal (tonf)	33%
Colapso	Desplazamiento de la azotea (cm)	3%
	Cortante basal (tonf)	38%

Las respuestas del punto de fluencia efectiva son mayores en la dirección transversal en un 33% para fuerza cortante, y en un 16% para desplazamiento; demostrando que la dirección transversal puede tener mayor exposición de cargas y desplazarse más dentro del rango elástico.

La cortante basal de colapso para la dirección transversal es mayor en un 38% con respecto a la dirección longitudinal, por lo que la edificación en la dirección transversal es capaz de aguantar una mayor carga dentro del régimen inelástico. Sin embargo, el desplazamiento de colapso es prácticamente el mismo en ambas direcciones con una discrepancia de 3%.

La tabla 4.10 muestra el porcentaje de variación de las características estructurales de la edificación en la dirección transversal con respecto a los valores obtenidos en la dirección longitudinal.

Tabla 4.10. Comparación de las características estructurales entre ambas direcciones

Características Estructurales	Discrepancia (%)
Ductilidad Estructural (μ)	-12 %
Sobre resistencia de fluencia efectiva a diseño (Ω_1)	14 %
Sobre resistencia de colapso a fluencia efectiva (Ω_2)	4 %
Sobre resistencia de colapso a diseño (Ω_3)	19 %

La dirección longitudinal tiene una ductilidad estructural que supera en un 12% a la de la dirección transversal, lo que sugiere que la dirección transversal podría ser más rígida porque las placas trabajan en su eje de mayor inercia. Sin embargo, los mayores desplazamientos ocurren en la dirección transversal y, de acuerdo con los períodos, esta sería la dirección más flexible.

La sobre resistencia de fluencia efectiva a diseño y la de colapso a diseño son mayores para la dirección transversal en un 14% y 19% respectivamente en comparación a la dirección longitudinal; demostrando que en el eje Y la edificación es capaz de aguantar una mayor

exposición a cargas para en el régimen elástico e inelástico. La sobre resistencia de colapso a fluencia efectiva podría considerarse como la misma en ambas direcciones porque la discrepancia es 4%.

El peso total de la edificación es igual a 499 tonf. En la tabla 4.11 se muestra en forma de porcentaje, el cociente de la fuerza cortante basal sobre el peso total del edificio para cada intensidad sísmica, haciendo uso del FEMA 440 y ASCE 41-17 (Fuerza cortante basal/ Peso total de la edificación).

Tabla 4.11. Cociente de fuerza cortante sobre peso total del edificio para diferentes intensidades sísmicas del análisis no lineal estático

Intensidad del sismo	FEMA 440		ASCE 41-17	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Frecuente	28%	43%	36%	47%
Ocasional	37%	51%	43%	54%
Raro	48%	70%	51%	69%
Muy Raro	54%	76%	53%	74%

La dirección transversal sería la más afectada indiferentemente del método utilizado. En el eje Y el edificio debería resistir un valor máximo de 76% el peso total de la edificación para una intensidad de sismo muy raro. Además, desde que se supera la intensidad del sismo ocasional la edificación ya estaría expuesta a más del 50% de su peso total.

En la dirección longitudinal, las fuerzas se ven reducidas con respecto a la dirección transversal. Desde la intensidad de sismo raro la edificación debería ser capaz de resistir aproximadamente un 50% de su peso total. El valor máximo al que sería expuesto correspondería a un 54% para la intensidad de sismo muy raro.

5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Este capítulo presenta los resultados del análisis no lineal tiempo–historia del edificio MBR estudiado. Se determinó la respuesta del edificio frente a 7 registros sísmicos, el número mínimo requerido para este análisis. Se obtuvieron los desplazamientos y fuerzas cortantes máximas, estos fueron ubicados en la curva de capacidad sectorizada en ambas direcciones. También se obtuvieron las curvas IDA de la edificación, y se calcularon los giros en las rótulas inelásticas de la estructura.

Los resultados de todas las respuestas de interés para cada registro sísmico se encuentran en los anexos B, C y D de este documento.

5.1. Registros sísmicos empleados

Los registros sísmicos utilizados se presentan en la tabla 5.1, con algunos valores de la data original.

Tabla 5.1. Registros sísmicos originales

Estación	Epicentro	Fecha	Magnitud	Profundidad foco (km)	PGA (g)	
					EW	NS
Parque de la Reserva	Lima	17/11/1966	8.1 Mw	24	0.18	0.27
Parque de la Reserva	Ancash	31/05/1970	6.6 Mb	64	0.11	0.10
Estación Surco	Lima	03/10/1974	6.2 mb	21	0.19	0.21
César Vizcarra Vargas	Arequipa	23/06/2001	6.9 mb	33	0.30	0.22
UNICA	Ica	15/08/2007	7.0 ML	40	0.28	0.34
Antofagasta UCN	Antofagasta	15/11/2007	7.7 Mw	40	0.13	0.10
Concepción (Centro)	Maule	27/02/2010	8.8 Mw	30	0.40	0.40

Para el análisis tiempo historia, solo se consideraron las componentes horizontales.

5.2. Tratamiento de los registros sísmicos

Cada registro se escaló y transformó para lograr que su espectro SRSS sea lo más parecido posible al de la norma E.030, para las condiciones sísmico-geotécnicas correspondientes a la zona sísmica 4 y perfil de suelo S3. Para esto, se utilizó el programa Seismo Match.

La figura 5.1 muestra las componentes horizontales del registro de Lima 1974, escalado al valor máximo del desplazamiento del suelo de acuerdo con la norma E.030 (ZS).

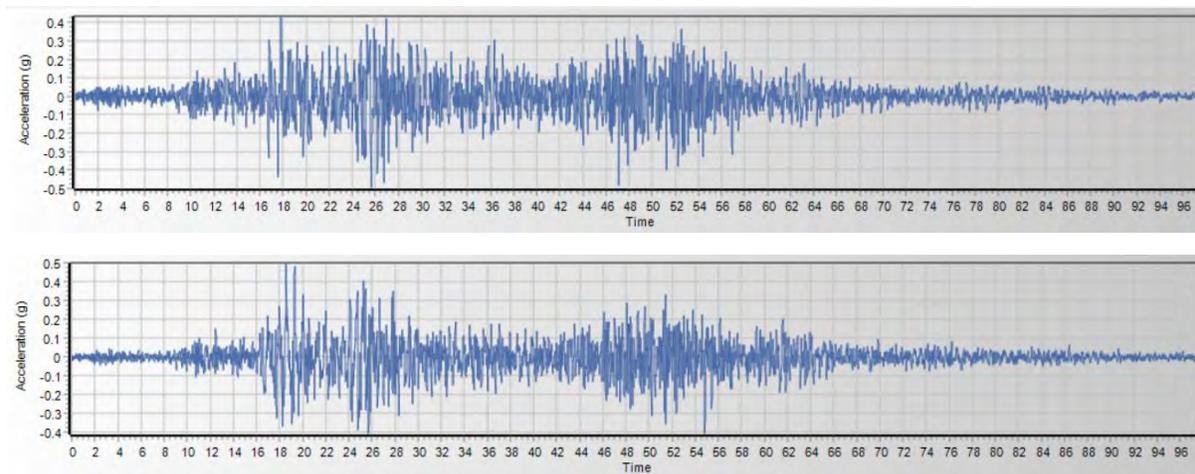


Figura 5.1. Acelerogramas escalados de las componentes horizontales del terremoto Lima 1974
Fuente: Propia

Los espectros de estos acelerogramas se escalaron utilizando factores de 0.436 y 0.9 para las direcciones Este – Oeste (EW) y Norte – Sur (NS), y se obtuvo el espectro SRSS correspondiente que se muestra en la figura 5.2, junto con el espectro de la norma.

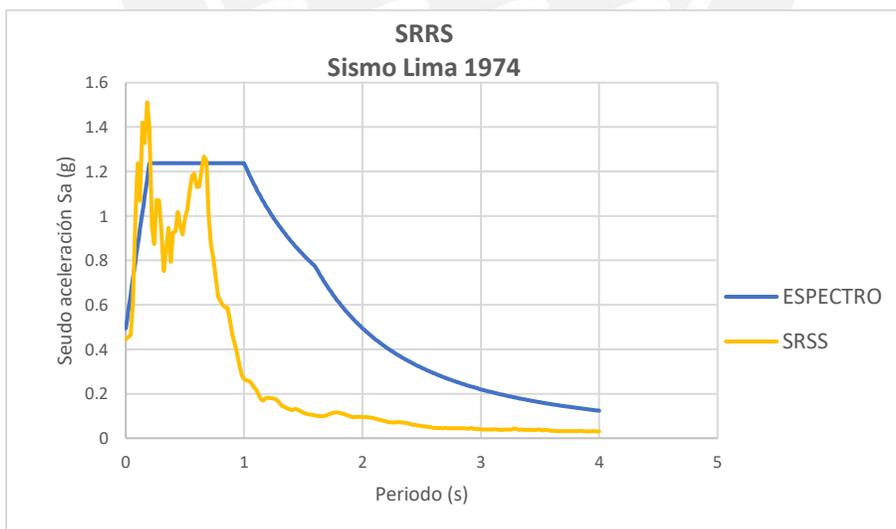


Figura 5.2. SRSS del sismo Lima 1974 escalado no compatibilizado
Fuente: Propia

Se transformó el contenido de frecuencias de ambas componentes para hacerlas espectro-compatibles. La figura 5.3 muestra los nuevos acelerogramas obtenidos.

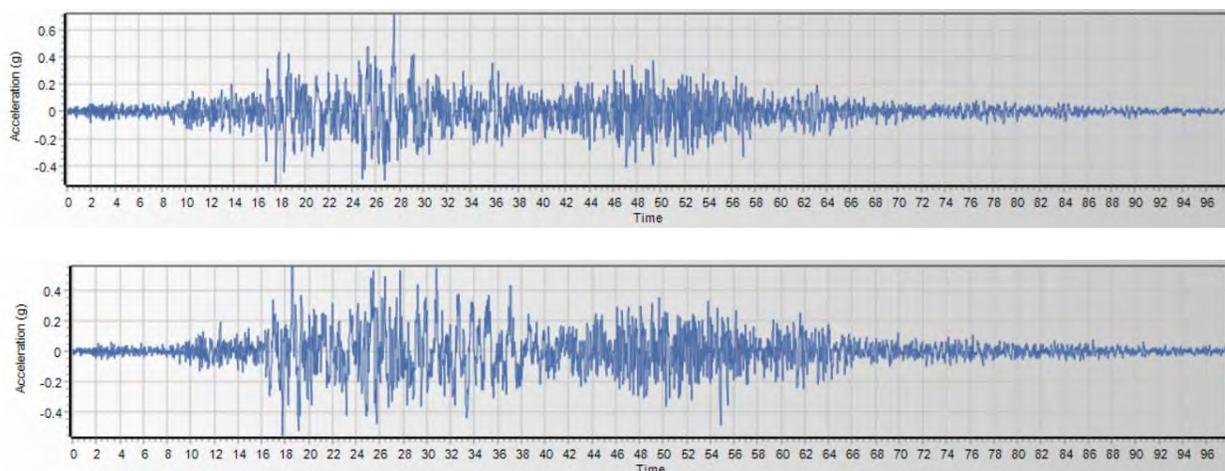


Figura 5.3. Acelerogramas transformados de las componentes horizontales del terremoto Lima 1974
Fuente: Propia

Los espectros de cada componente transformada (figura 5.3) se escalaron por los factores referidos, y luego se obtuvo el espectro SRSS mostrado en la figura 5.4, que es muy similar al de la norma.



Figura 5.4. SRSS del sismo Lima 1974 espectro compatible.
Fuente: Propia

Se procedió de igual manera para el resto de los registros, y se obtuvo finalmente el espectro SRSS promedio de los 7 registros escogidos, mostrado en la figura 5.5, junto con el espectro de la norma.

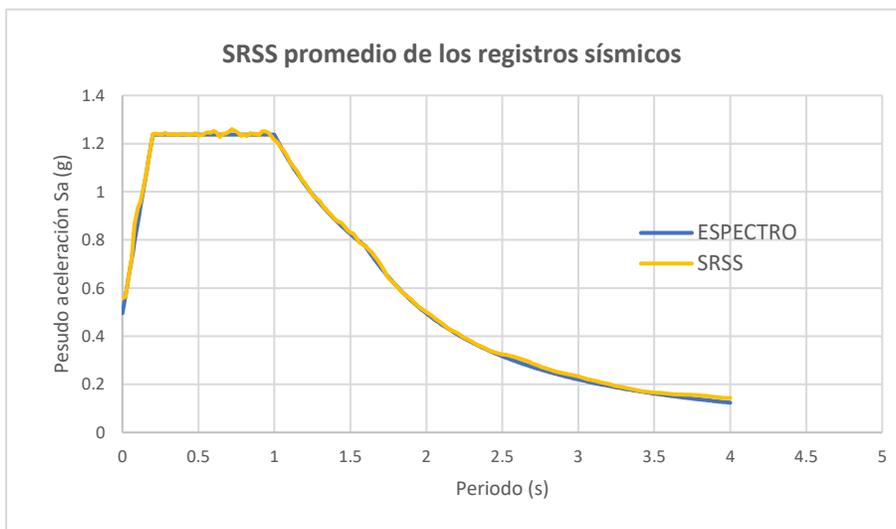


Figura 5.5. Espectro de pseudo aceleración compatible del promedio de los SRSS de los 7 registros utilizados
Fuente: Propia

5.3. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia

En el análisis tiempo-historia, para cada registro sísmico se utilizaron en simultáneo ambas componentes transformadas (EW y NS) con sus factores respectivos. Se consideró excentricidad accidental de masas del 5% (positiva y negativa), y se escogió en cada análisis el caso con mayor desplazamiento y fuerza cortante. Se utilizó el método de integración directa no lineal para el análisis.

5.3.1. Dirección Longitudinal

Los resultados de desplazamientos y fuerzas cortantes basales máximas para sismo raro en dirección longitudinal se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Resultados del análisis tiempo-historia para sismos raros en la dirección longitudinal

Sismo	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante basal máxima (tonf)
Lima 1966	4.5	274

Ancash 1970	4.2	293
Lima 1974	4.1	293
Arequipa 2001	3.6	278
Pisco 2007	4	274
Tocopilla 2007	3.3	266
Maule 2010	3.6	282

En la figura 5.6, se muestra sobre la curva de capacidad sectorizada los valores máximos de fuerza y desplazamiento para el sismo raro en color amarillo. Los resultados para las otras intensidades aparecen también en la figura en los colores indicados en la leyenda.

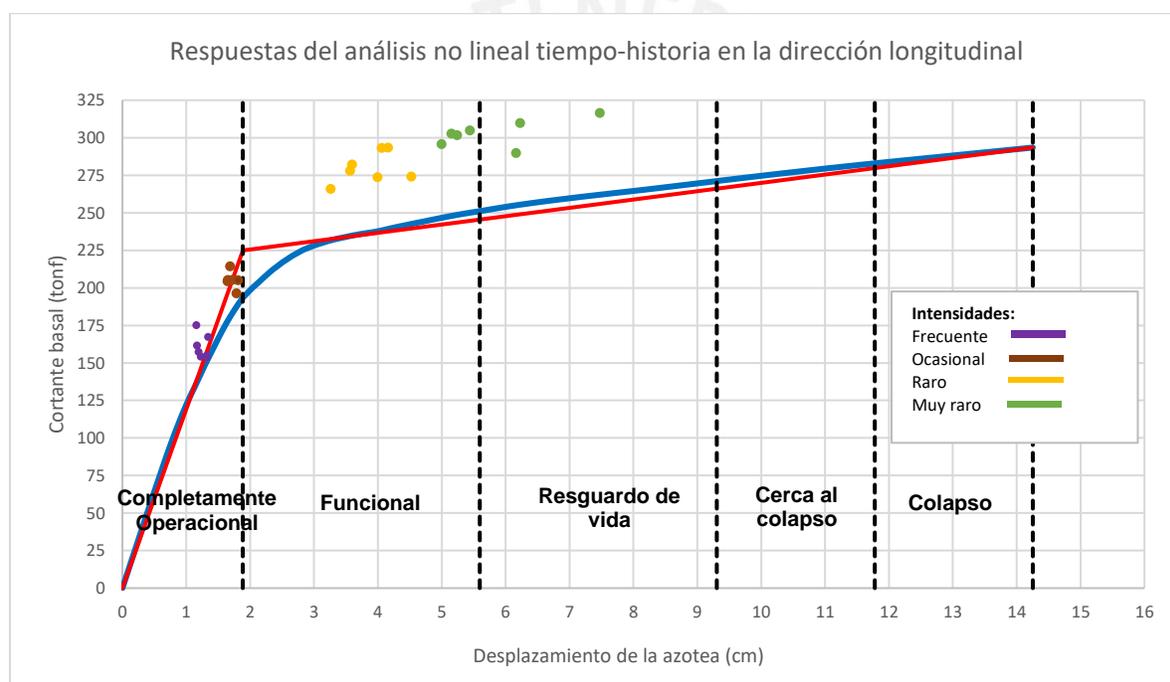


Figura 5.6. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección longitudinal
Fuente: Propia.

Se determinó el coeficiente de variación (Desviación Estándar/Media) para los desplazamientos y fuerzas cortantes basales, con la intención de determinar la variabilidad relativa en comparación con la media de cada intensidad sísmica, y verificar qué valores se encuentran más dispersos entre sí. Los coeficientes obtenidos se muestra en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Coeficiente de variación de las respuestas del análisis no lineal tiempo – historia en la dirección longitudinal

Intensidad de Sismo	Coeficiente de Variación	
	Desplazamiento de la azotea	Cortante basal
Frecuente	6 %	5 %
Ocasional	4 %	3 %
Raro	11 %	4 %
Muy Raro	15 %	3 %

Los desplazamientos con mayor dispersión ocurren para la intensidad de sismo muy raro, a la que le corresponde un coeficiente de variación de 15 %. Las dos últimas intensidades tienen una dispersión de valores que superan en casi al doble, el valor máximo de las dos primeras intensidades.

Para la cortante basal, la mayor dispersión de resultados ocurre en la intensidad de sismo frecuente. Todas las intensidades sísmicas tienen coeficientes de variación menores al 5 %, por lo que el valor de la media para las fuerzas cortantes resulta ser más representativa que la de los desplazamientos.

En la figura 5.7 y en la tabla 5.4, se muestran los promedios de las respuestas para los diferentes niveles de intensidad.

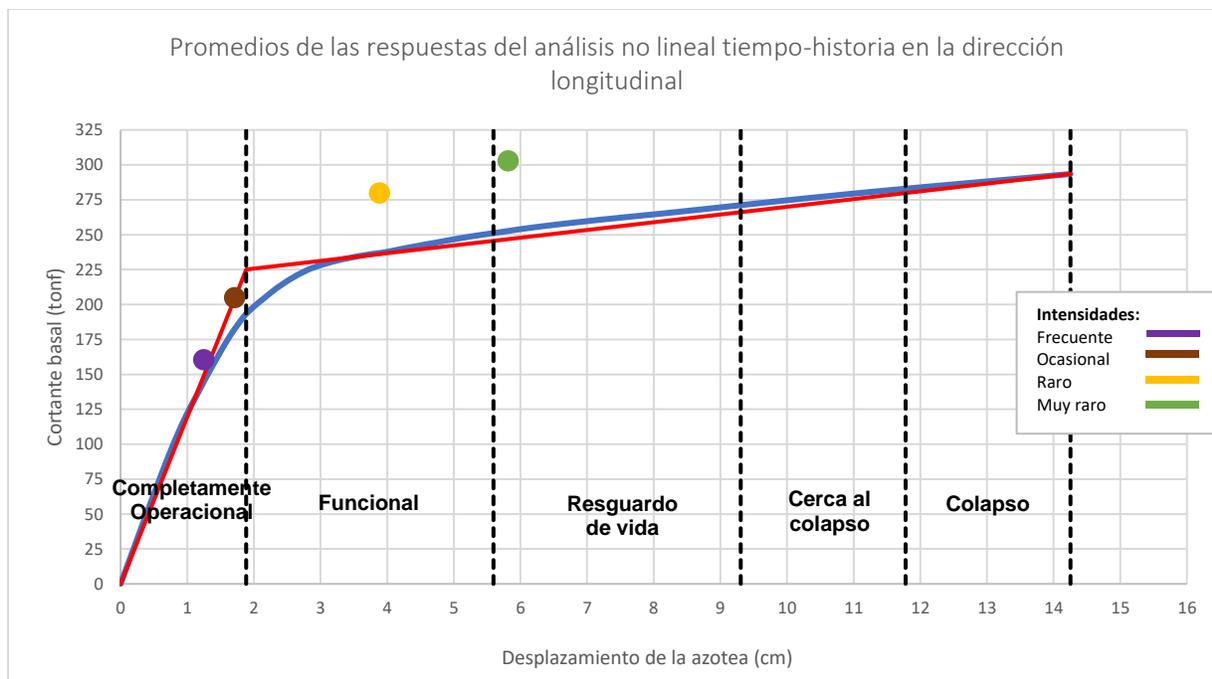


Figura 5.7. Promedio de resultados del análisis no lineal tiempo-historia por tipo de sismo en la dirección longitudinal
Fuente: Propia.

Tabla 5.4. Promedios de las respuestas del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección longitudinal

Intensidad de Sismo	Promedio	
	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Frecuente	1.3	161
Ocasional	1.7	205
Raro	3.9	280
Muy Raro	5.8	303

5.3.2. Dirección Transversal

Los resultados de desplazamientos y fuerzas cortantes basales máximas para sismo raro en dirección transversal se muestran en la tabla 5.5. Se representan todos los resultados por intensidad sísmica, por colores, junto a la curva de capacidad sectorizada en la figura 5.8.

Tabla 5.5. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia para sismos raros en la dirección transversal

Sismo	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante basal máxima (tonf)
Lima 1966	3.8	292

Ancash 1970	3.7	310
Lima 1974	4.6	287
Arequipa 2001	4.5	293
Pisco 2007	5.8	304
Tocopilla 2007	4.4	284
Maule 2010	4.5	274

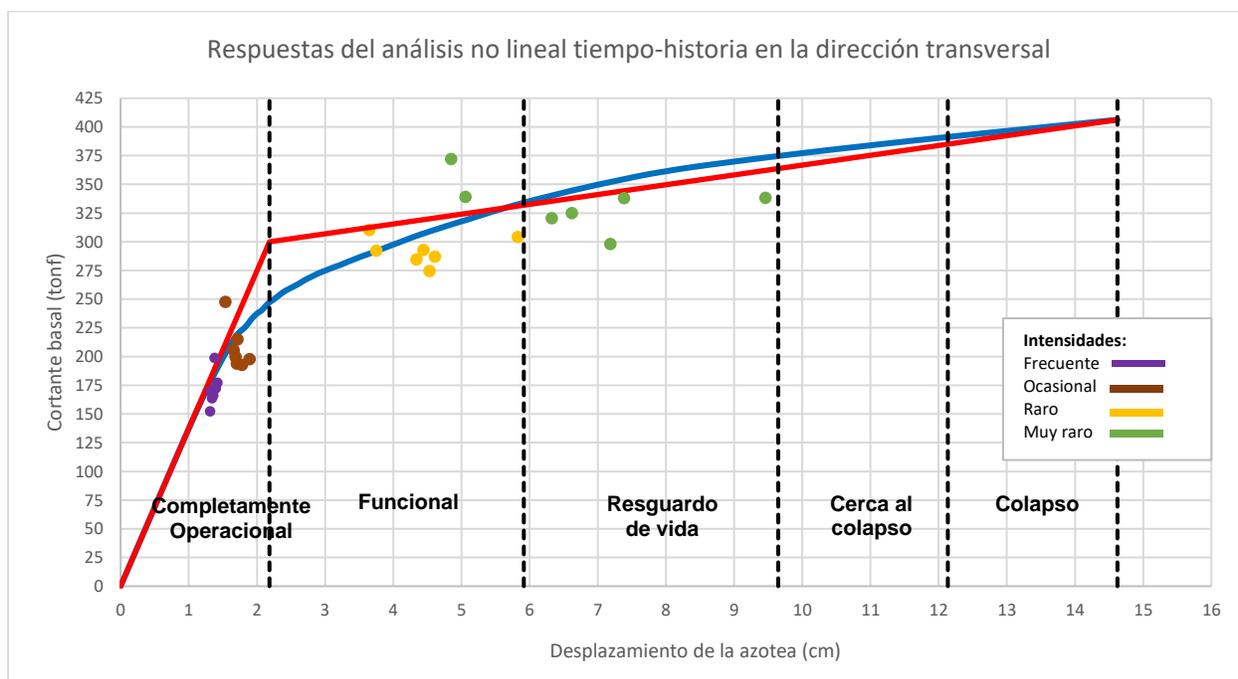


Figura 5.8. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección transversal
Fuente: Propia.

El coeficiente de variación de los resultados de desplazamiento y fuerza cortante basal, para distintos niveles de intensidad sísmica en la dirección transversal, se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Coeficiente de variación de los resultados del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección transversal

Intensidad de Sismo	Coeficiente de Variación	
	Desplazamiento de la azotea	Cortante basal
Frecuente	3 %	8 %
Ocasional	6 %	9 %
Raro	16 %	4 %
Muy Raro	23 %	7 %

Para los desplazamientos la mayor dispersión de resultados ocurre para la intensidad de sismo muy raro, a la que le corresponde un coeficiente de variación de 23%. Las dos últimas intensidades tienen una dispersión de valores que superan en más del doble el valor máximo de las dos primeras intensidades. Además, la dispersión aumenta con la intensidad sísmica.

Para la cortante basal, la mayor dispersión de resultados ocurre en la intensidad de sismo ocasional, a la que le corresponde un valor de 9%. Todas las intensidades sísmicas tienen coeficientes de variación mayores al 4% y menores al 10%, por lo que el valor de la media para las fuerzas cortantes resulta ser más representativa que la de los desplazamientos.

Se obtuvieron los promedios de las respuestas para diferentes niveles de intensidad, mostrados en la figura 5.9 y en la tabla 5.7.

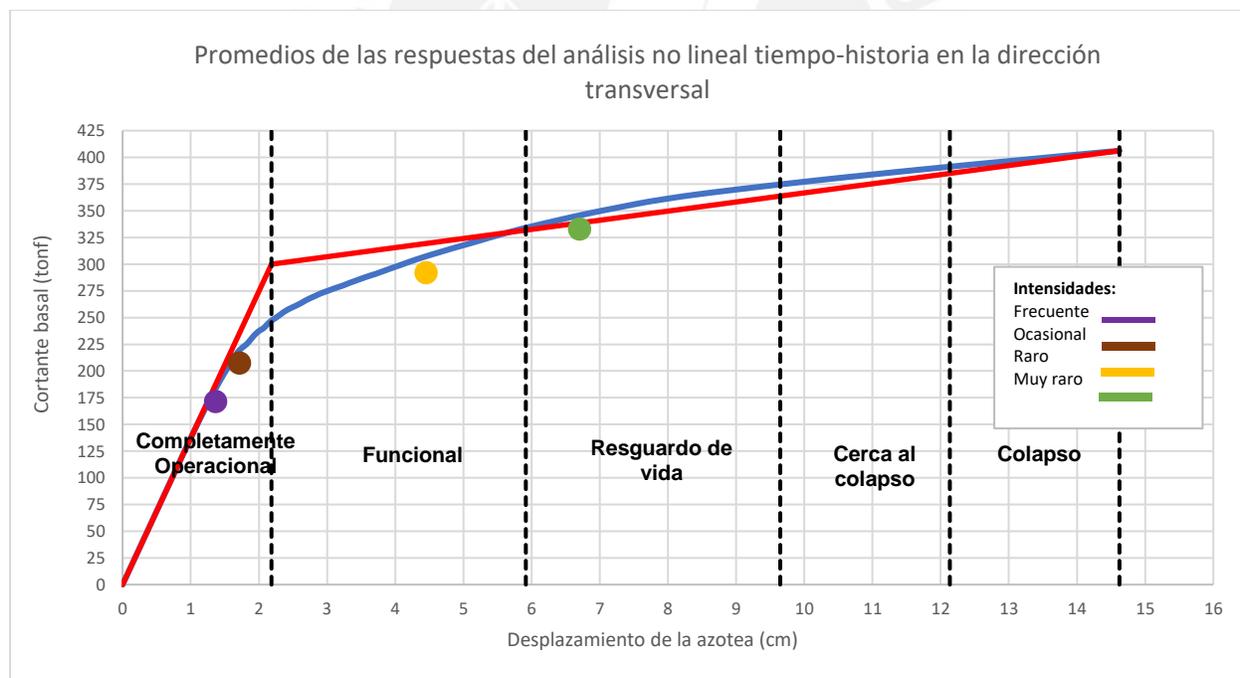


Figura 5.9. Promedio de resultados del análisis no lineal tiempo-historia por tipo de sismo en la dirección transversal

Fuente: Propia.

Tabla 5.7. Promedios de las respuestas del análisis no lineal tiempo – historia en la dirección transversal

Intensidad de Sismo	Promedio	
	Desplazamiento de la azotea (cm)	Cortante basal (tonf)
Frecuente	1.4	171
Ocasional	1.7	207
Raro	4.5	292
Muy Raro	6.7	333

5.4. Resultados del análisis dinámico incremental (IDA)

Para representar la intensidad se emplearon los cuatro valores de PGA correspondientes a las intensidades sísmicas consideradas, con un máximo de 0.619 g para sismo muy raro. Para representar el daño se utilizó el desplazamiento de la azotea, en el punto de control de análisis no lineal estático, y la máxima deriva de entrepiso, específicamente la del segundo nivel que siempre tiene el mayor valor con relación a la del primer piso.

5.4.1. Dirección Longitudinal

Las curvas IDA para los desplazamientos de la azotea se muestran en la figura 5.10, y las curvas IDA para las derivas de entrepiso están en la figura 5.11.

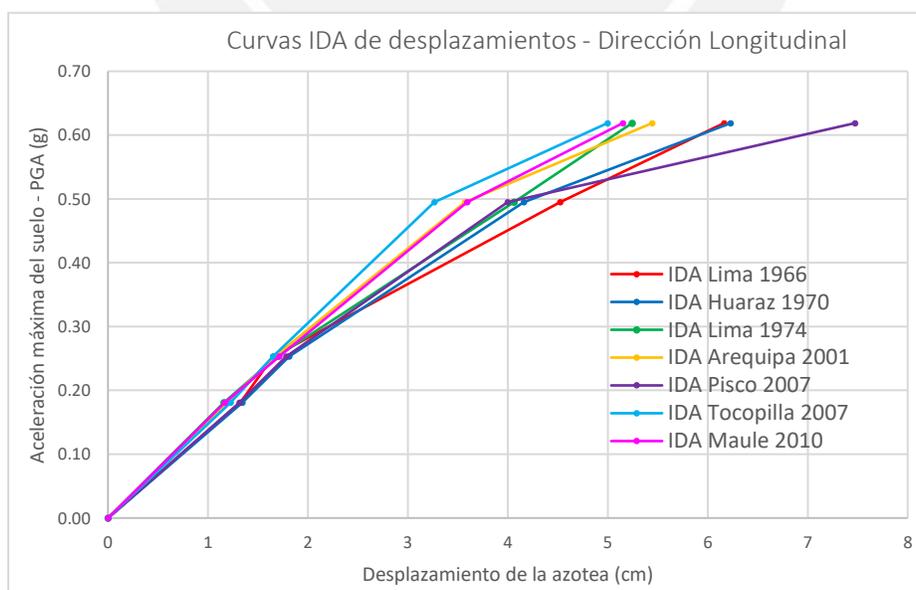


Figura 5.10. Curvas IDA de desplazamientos de todos los registros sísmicos en la dirección longitudinal Fuente: Propia.

Como era de esperarse, el desplazamiento aumenta y la pendiente de la curva decrece con el paso de la intensidad sísmica. El incremento de desplazamientos es mayor cuando los incrementos de intensidades son mayores. Se observa que la dispersión de los desplazamientos es alta para las dos últimas intensidades, como se indicó en la tabla 5.3.

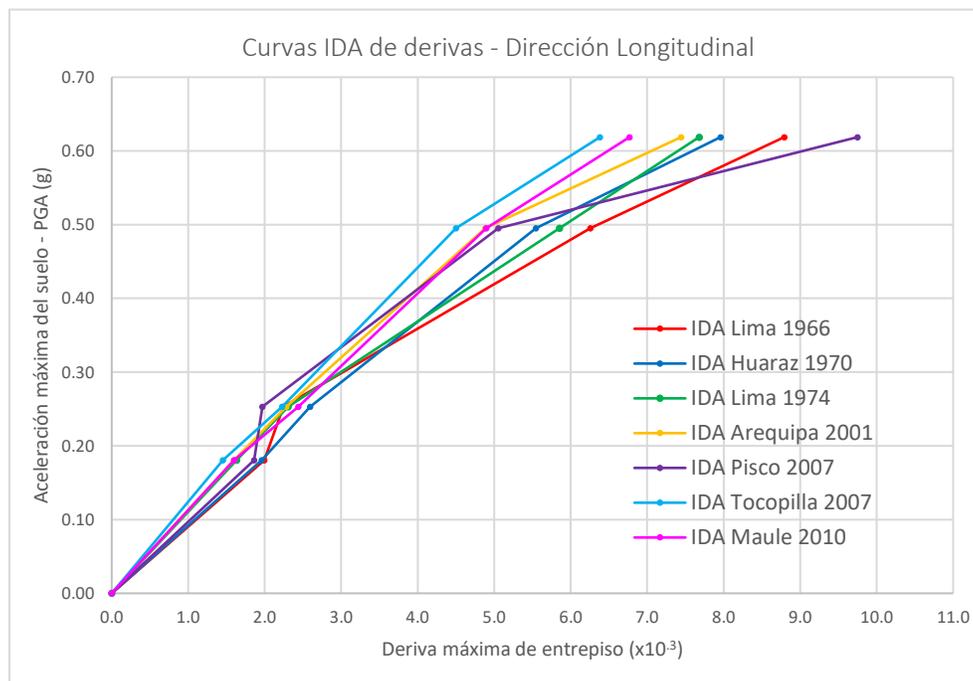


Figura 5.11. Curvas IDA de derivas de todos los registros sísmicos en la dirección longitudinal
Fuente: Propia.

Las derivas de entrepiso aumentan y la pendiente decrece con el paso de la intensidad sísmica. Al igual que con los desplazamientos, la dispersión de las derivas es alta para las dos últimas intensidades, pero también es alta para las dos primeras.

Se observa que existe una tasa de aumento de desplazamiento bastante reducida en los sismos de Pisco 2007 y Lima 1966, cuando se da el paso de sismo frecuente a ocasional.

Se determinó el promedio de las respuestas inelásticas que, junto a los valores máximos y mínimos para cada intensidad, se muestran en la figura 5.12 para desplazamientos, y en la figura 5.13 para las derivas.

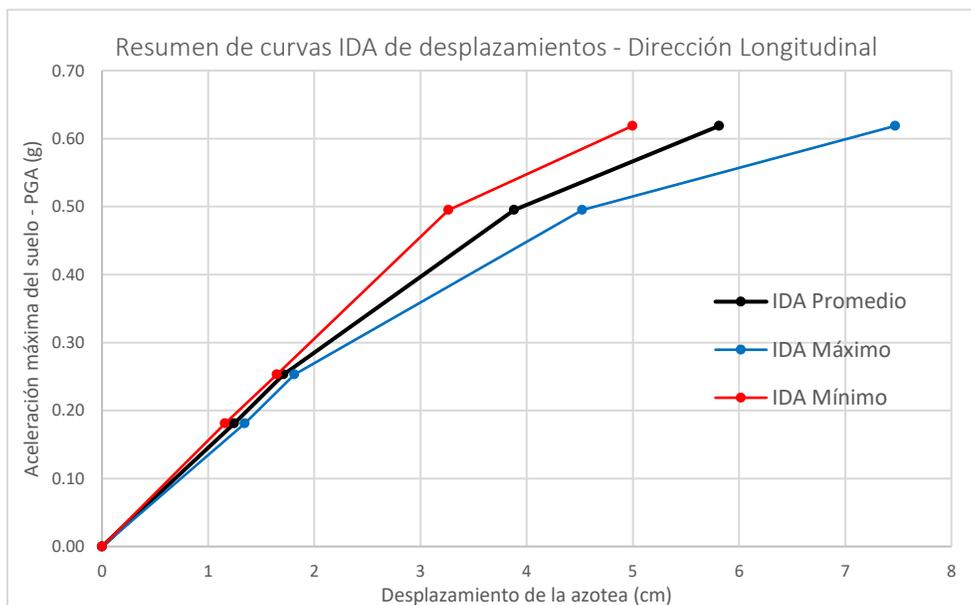


Figura 5.12. Curva IDA de desplazamientos promedio, máxima y mínima en la dirección longitudinal
Fuente: Propia.

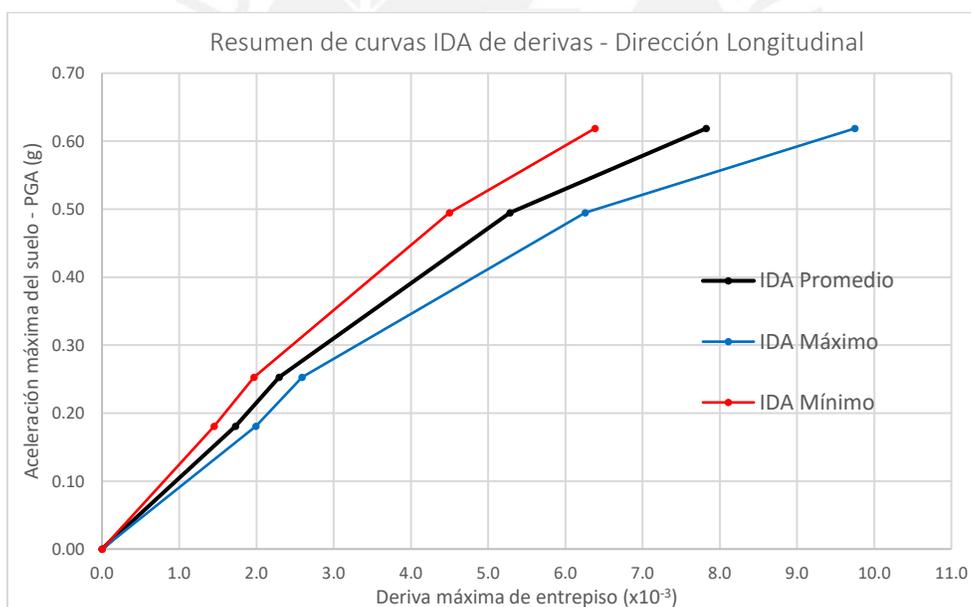


Figura 5.13. Curva IDA de derivas promedio, máxima y mínima en la dirección longitudinal
Fuente: Propia.

5.4.2. Dirección Transversal

Las curvas IDA para los desplazamientos de la azotea se muestran en la figura 5.14, y las curvas IDA para las derivas de entrepiso están en la figura 5.15.

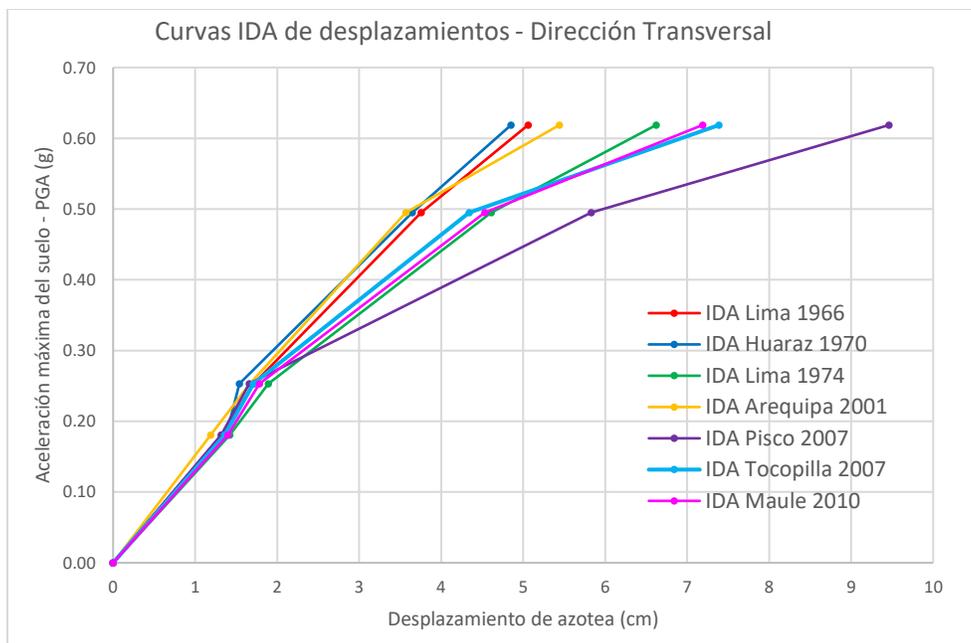


Figura 5.14. Curvas IDA de desplazamientos de todos los registros sísmicos en la dirección transversal
Fuente: Propia.

El desplazamiento aumenta y la pendiente de la curva decrece con el paso de intensidad sísmica. El incremento de desplazamientos es mayor cuando los incrementos de intensidades son mayores. Sin embargo, existe una tasa de aumento de desplazamiento reducida en la mayoría de los sismos utilizados, a excepción de Arequipa 2001 y Lima 1974, cuando se da el paso de sismo frecuente a ocasional. Se observa que la dispersión de los desplazamientos es muy alta para las dos últimas intensidades, como se indicó en la tabla 5.6.

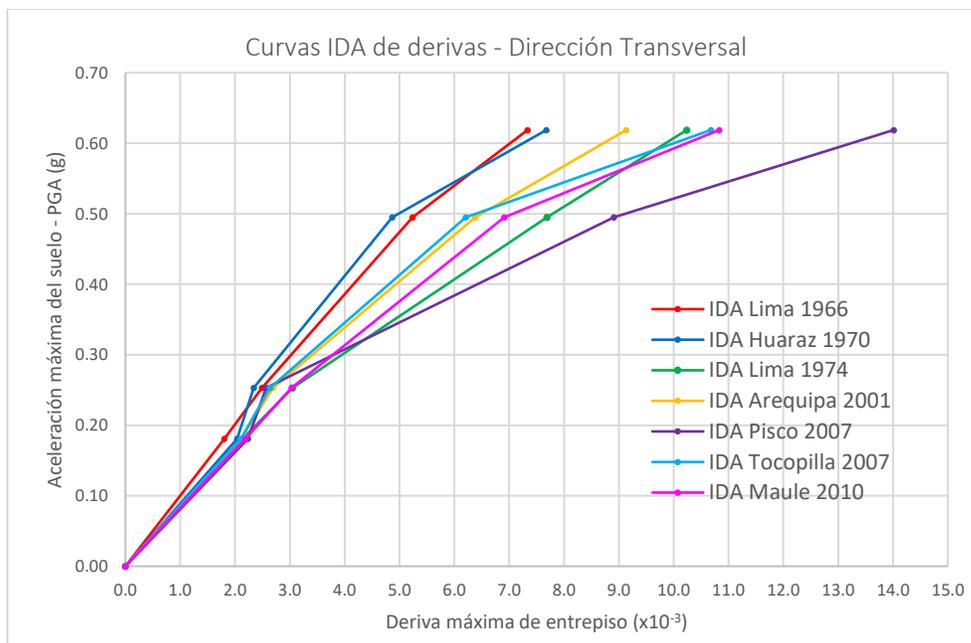


Figura 5.15. Curvas IDA de derivas de todos los registros sísmicos en la dirección transversal
Fuente: Propia.

Las derivas de entrepiso aumentan y la pendiente decrece con el paso de la intensidad sísmica. Al igual que con los desplazamientos, la dispersión de las derivas es muy alta para las dos últimas intensidades.

Se observa que existe una tasa de aumento de desplazamiento bastante reducida en los sismos de Pisco 2007, Huaraz 1970, Arequipa 2001, y Tocopilla 2007, cuando se da el paso de sismo frecuente a ocasional.

Se determinó el promedio de las respuestas inelásticas que, junto a los valores máximos y mínimos para cada intensidad, se muestran en la figura 5.16 para desplazamientos, y en la figura 5.17 para las derivas.

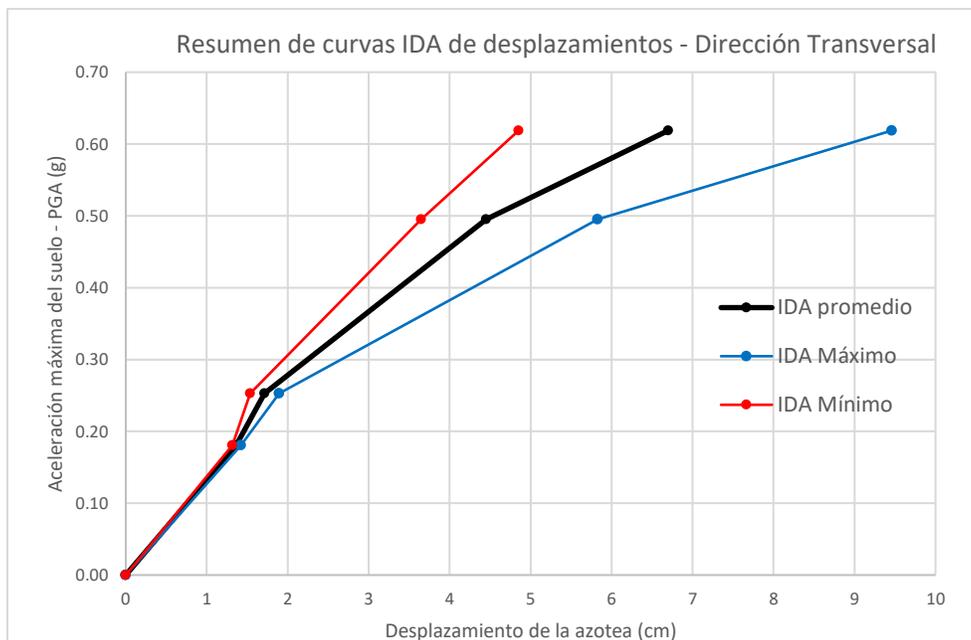


Figura 5.16. Curva IDA de desplazamientos promedio, máxima y mínima en la dirección transversal
Fuente: Propia.

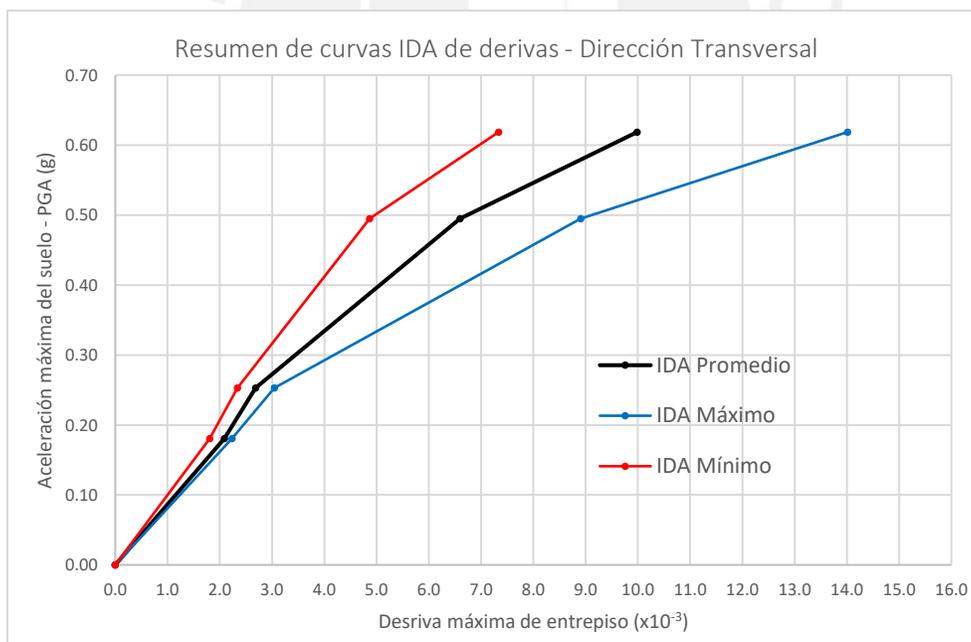


Figura 5.17. Curva IDA de derivas promedio, máxima y mínima en la dirección transversal
Fuente: Propia.

5.5. Resultados del análisis del daño localizado

Para revisar las deformaciones internas de los elementos estructurales se registraron los giros de las rótulas inelásticas, introducidas de acuerdo con el acápite 4.1.2.

Se decidió evaluar el giro, de manera representativa, para dos de los elementos estructurales más esforzados por cada nivel. El giro analizado es el promedio de los registros sísmicos utilizados en este capítulo.

Solo se utilizaron las intensidades de sismo raro y muy raro, porque para intensidades menores los giros de las rótulas tenían valores bajos, que representaban una fracción menor al 45% del giro máximo del estado de Ocupación Inmediata.

De acuerdo con los resultados, el sismo de Pisco 2007 suele tener las respuestas más altas entre todos los registros sísmicos. En las tablas 5.8, 5.9, y 5.10 se muestran los giros obtenidos para este registro sísmico en los elementos más esforzados.

Tabla 5.8. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en vigas

NIVEL	VIGAS	RÓTULA	ABSOLUTO		
			Giro $\times 10^{-3}$ (rad)		
			Frecuente	Ocasional	
Dirección Longitudinal					
PISO 01	VT1-02-BC	Izquierda	0.00	0.26	
		Derecha	0.00	-0.16	
	VT1-02-CD	Izquierda	0.00	0.00	
		Derecha	0.00	-0.42	
	Dirección Transversal				
	VT1-03-23-A	Izquierda	0.00	0.00	
		Derecha	0.00	0.00	
	VT1-03-23-E	Izquierda	0.00	0.00	
Derecha		0.00	0.00		

Para la intensidad de sismo frecuente no se han registrado giros. Para la intensidad de sismo ocasional, el máximo giro es de 0.42×10^{-3} rad y representa menos del 5% de giro máximo del estado de Ocupación Inmediata.

Tabla 5.9. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en columnas

Nivel	Columna	Rótula	Giro $\times 10^{-3}$ (rad)		
			Frecuente	Ocasional	
Dirección Longitudinal					
Piso 02	C8	Inferior	1.05	1.43	
		Superior	-0.98	-1.54	
	C11	Inferior	0.67	0.96	
		Superior	-1.44	-2.02	
	Dirección Transversal				
	C8	Inferior	-0.63	-1.02	
Superior		1.67	2.26		
C11	Inferior	0.37	0.46		
	Superior	-0.73	-1.37		

Para la intensidad de sismo frecuente, el valor máximo es de 1.67×10^{-3} rad y representa menos del 33% de giro máximo del estado de Ocupación Inmediata. Para la intensidad de sismo ocasional, el giro máximo es 2.26×10^{-3} rad, y representa menos del 45% de giro máximo del estado de Ocupación Inmediata.

Tabla 5.10. Giros del sismo de Pisco 2007 para intensidad frecuente y ocasional en placas

Nivel	Placa	Rótula	Giro $\times 10^{-3}$ (rad)		
			Frecuente	Ocasional	
Dirección Longitudinal					
Piso 01	C1	Inferior	-0.16	-0.22	
		Superior	-0.08	-0.09	
	C2	Inferior	-0.14	-0.21	
		Superior	-0.06	-0.08	
	Dirección Transversal				
	C1	Inferior	-0.80	-0.44	
Superior		-0.09	-0.10		
C2	Inferior	-0.20	-1.62		
	Superior	-0.07	-0.09		

Para la intensidad de sismo frecuente, el valor máximo es de 0.80×10^{-3} rad y representa menos del 16% de giro máximo del estado de Ocupación Inmediata. Para la intensidad de sismo

ocasional, el giro máximo es 1.62×10^{-3} rad, y representa menos del 32% de giro máximo del estado de Ocupación Inmediata.

Puede asumirse entonces que, para intensidades menores de sismo raro el valor de giro en las rótulas corresponde a un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

5.5.1. Dirección Longitudinal

Para la dirección longitudinal, se decidió analizar las vigas del tramo central del eje 2 en ambos niveles. En la tabla 5.11 se muestran los resultados.

Debido al tipo de rótula utilizada en este elemento estructural (tipo M3), se han obtenido giros positivos y negativos (figura 5.18). Cada rótula inelástica tiene un criterio de calificación de estado límite que depende del signo del giro obtenido, por lo que se ha decidido separarlos por signo en la tabla 5.11.

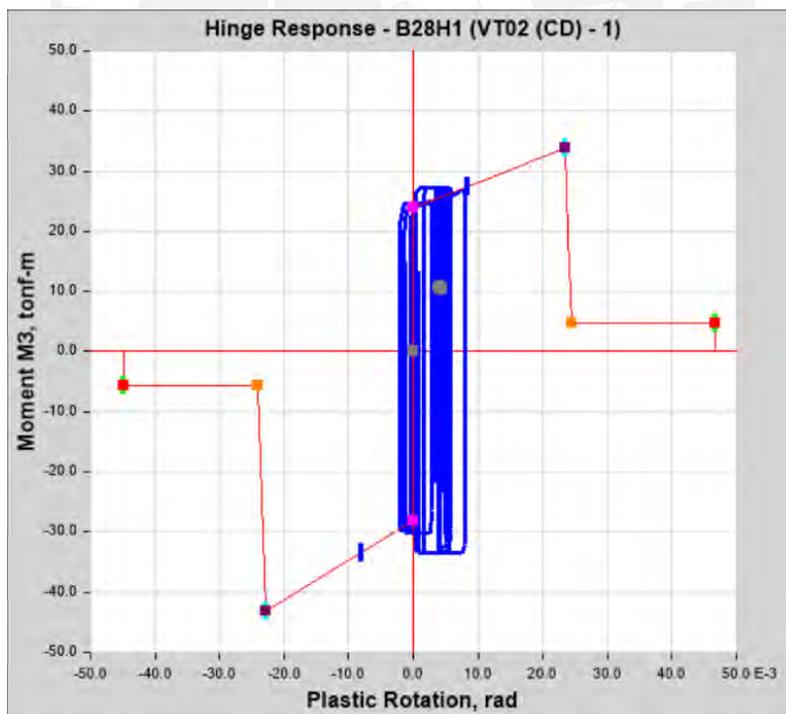


Figura 5.18. Obtención del giro máximo de la rótula de una viga
Fuente: Propia.

Tabla 5.11. Giros obtenidos en vigas en la dirección longitudinal

NIVEL	VIGAS	RÓTULA	POSITIVO		NEGATIVO	
			Giro $\times 10^{-3}$ (rad)		Giro $\times 10^{-3}$ (rad)	
			Raro	Muy raro	Raro	Muy raro
PISO 01	VT1-02-BC	Izquierda	3.67	7.48	4.31	6.04
		Derecha	4.01	7.10	3.36	6.37
	VT1-02-CD	Izquierda	3.57	6.98	3.34	6.02
		Derecha	4.48	7.40	4.58	7.97
PISO 02	VT2-02-BC	Izquierda	3.07	5.99	2.51	7.80
		Derecha	0.00	3.17	0.00	0.25
	VT2-02-CD	Izquierda	0.00	0.00	0.00	0.46
		Derecha	3.00	6.37	2.37	5.32

Para el caso de las columnas, se decidió analizar en el primer nivel la columna central (C11) y la tercera columna (C12) del eje 2. Para el segundo nivel, se decidió reemplazar a la C12 por la columna central del eje 1 (C8). En la dirección longitudinal, se analiza el giro correspondiente al momento M2.

En las placas, para el primer nivel se analizó la primera placa del eje A y E (C1 y C2). Para el segundo nivel, se reemplazó a la C2 por la segunda placa del eje E (C4). En la dirección longitudinal, se analiza el giro correspondiente al momento M2, debido a que es el eje de mayor inercia en placas.

El tipo de rótula utilizada en estos elementos estructurales (tipo Fibra P-M2-M3) entrega giros positivos y negativos (figura 5.19). Sin embargo, el criterio de calificación de estado límite no depende del signo del giro obtenido, por lo que en las tablas 5.12 y 5.13, los giros no se han diferenciado por signo.

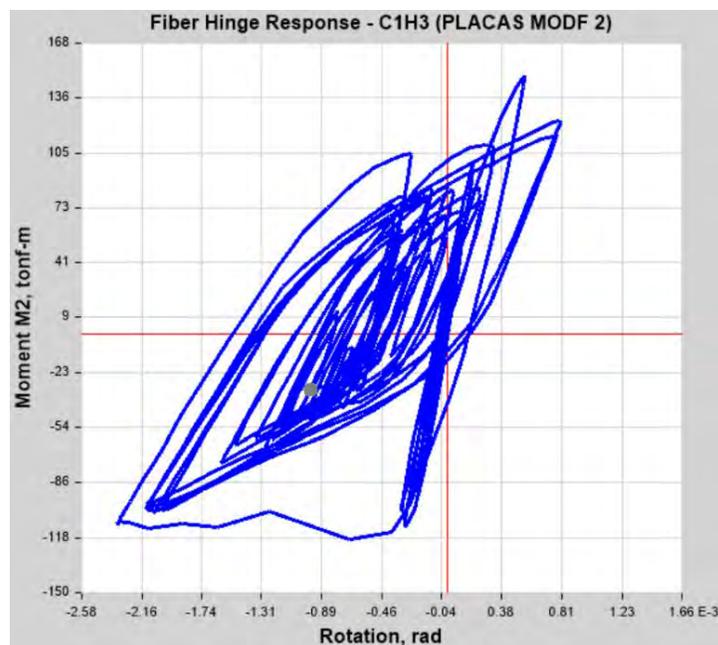


Figura 5.19. Obtención del giro máximo de la rótula de una placa
Fuente: Propia.

Tabla 5.12. Giros obtenidos en columnas en la dirección longitudinal

Nivel	Columna	Rótula	Giro $\times 10^{-3}$ (rad)	
			Raro	Muy raro
Piso 01	C11	Inferior	4.05	6.00
		Superior	1.92	2.42
	C12	Inferior	3.65	5.65
		Superior	0.70	1.13
Piso 02	C8	Inferior	1.89	2.80
		Superior	3.46	6.15
	C11	Inferior	1.62	2.25
		Superior	4.78	7.71

Tabla 5.13. Giros obtenidos en placas en la dirección longitudinal

Nivel	Placa	Rótula	Giro $\times 10^{-3}$ (rad)	
			Raro	Muy raro
Piso 01	C1	Inferior	1.56	2.80
		Superior	0.09	0.11
	C2	Inferior	1.71	2.93
		Superior	0.08	0.31
Piso 02	C1	Inferior	0.08	0.12
		Superior	0.06	0.10

C4	Inferior	0.11	0.13
	Superior	0.08	0.10

5.5.2. Dirección Transversal

Para la dirección transversal, se decidió analizar las vigas que se encuentran entre las placas en ambos niveles (ejes A y E). En la tabla 5.14 se muestran los resultados.

Tabla 5.14. Giros obtenidos en vigas en la dirección transversal

NIVEL	VIGAS	RÓTULA	POSITIVO		NEGATIVO	
			Giro $\times 10^{-3}$ (rad)		Giro $\times 10^{-3}$ (rad)	
			Raro	Muy raro	Raro	Muy raro
PISO 01	VT1-03-23-A	Izquierda	2.61	5.58	4.01	7.34
		Derecha	4.61	8.42	0.80	0.00
	VT1-03-23-E	Izquierda	3.88	4.13	3.62	6.58
		Derecha	3.55	7.82	3.97	6.44
PISO 02	VT2-03-23-A	Izquierda	2.96	4.88	4.32	7.41
		Derecha	5.17	9.23	1.11	0.00
	VT2-03-23-E	Izquierda	4.98	5.14	3.51	6.69
		Derecha	4.46	8.94	0.00	6.37

En la dirección transversal, las columnas muestran el giro correspondiente al momento M3. Las columnas analizadas son las mismas que la dirección longitudinal, y los resultados se muestran en la tabla 5.15.

Tabla 5.15. Giros obtenidos en columnas en la dirección transversal

Nivel	Columna	Rótula	Giro $\times 10^{-3}$ (rad)	
			Raro	Muy raro
Piso 01	C11	Inferior	4.55	7.34
		Superior	1.40	1.89
	C12	Inferior	4.75	7.45
		Superior	0.84	1.11
Piso 02	C8	Inferior	1.99	2.64
		Superior	4.21	6.53
	C11	Inferior	1.76	2.33

Superior	3.66	5.21
----------	------	------

Los giros de las placas son los correspondientes al momento M2, al igual que la dirección longitudinal. Las placas analizadas son las mismas que la dirección longitudinal, y los resultados se muestran en la tabla 5.16.

Tabla 5.16. Giros obtenidos en placas en la dirección transversal

Nivel	Placa	Rótula	Giro x10 ⁻³ (rad)	
			Raro	Muy raro
Piso 01	C1	Inferior	4.79	7.46
		Superior	0.14	0.17
	C2	Inferior	4.84	7.82
		Superior	0.12	0.15
Piso 02	C1	Inferior	0.14	0.17
		Superior	0.11	0.12
	C4	Inferior	0.15	0.19
		Superior	0.10	0.11

5.6. Comparación de resultados obtenidos ambas direcciones

5.6.1. Desplazamientos y fuerzas cortantes promedio

La comparación de los promedios de desplazamientos y fuerzas cortantes basales en ambas direcciones se muestran en la tabla 5.17. Se ha decidido mostrar la discrepancia de los resultados obtenidos en la dirección transversal con respecto a la dirección longitudinal ($[(Rpta. Transversal - Rpta. Longitudinal) / Rpta. Longitudinal]$).

Tabla 5.17. Comparación de las respuestas del análisis no lineal tiempo historia en ambas direcciones

Intensidad de sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	8%	7%
Ocasional	0%	1%
Raro	15%	4%
Muy Raro	15%	10%

Las fuerzas cortantes basales en la dirección transversal resultan ser mayores para todas las intensidades sísmicas que las de la dirección longitudinal. Esto se debe a que el sistema estructural de placas y pórticos aportan una mayor resistencia y rigidez a la edificación en esta dirección.

Los desplazamientos de la azotea en la dirección transversal son mayores para todas las intensidades sísmicas que los de la dirección longitudinal. Pese a que la dirección transversal cuenta con muros estructurales, se observa que esta dirección no es lo suficientemente rígida con respecto a los pórticos de la dirección longitudinal, razón por la que hay más desplazamiento.

5.6.2. Curvas IDA

La comparación de las curvas IDA promedio de desplazamientos y derivas para ambas direcciones se muestran en la figura 5.20 y 5.21.

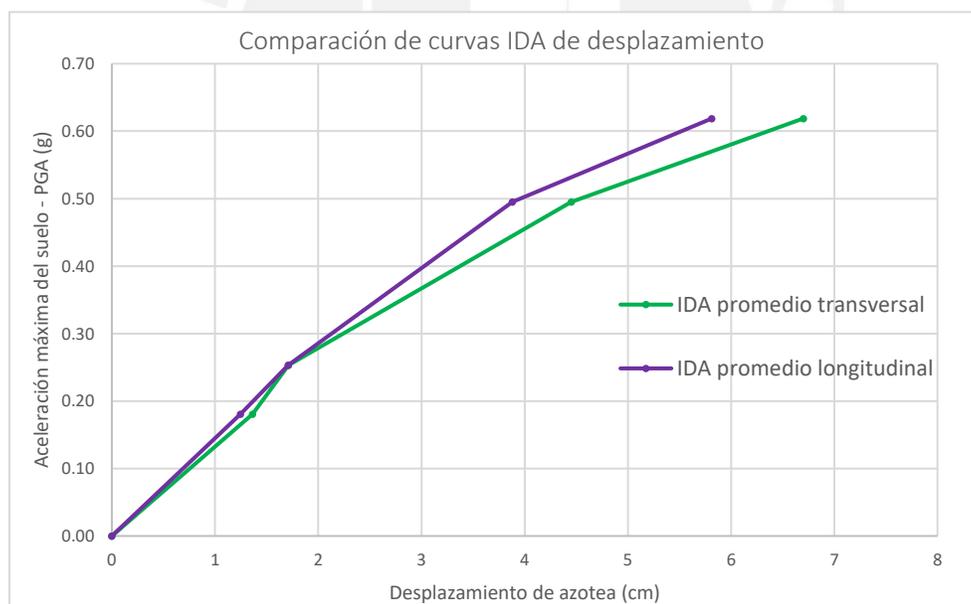


Figura 5.20. Comparación de Curvas IDA promedio de desplazamiento
Fuente: Propia.

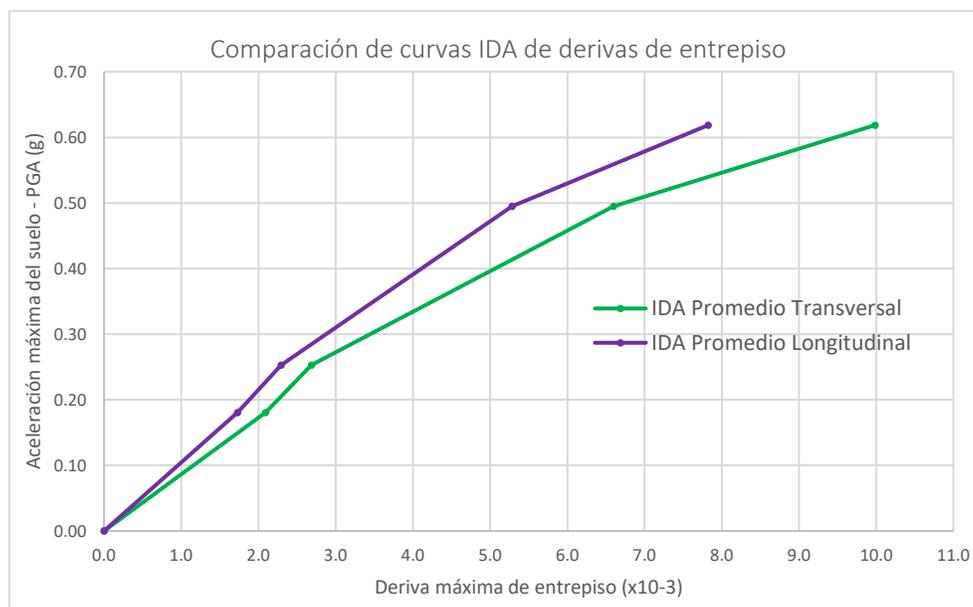


Figura 5.21. Comparación de Curvas IDA promedio de derivas
Fuente: Propia.

Las curvas IDA promedio para desplazamientos y derivas muestran que la pendiente decrece con el paso de la intensidad sísmica.

En la curva IDA de desplazamientos existe una reducción de la tasa de aumento de desplazamiento en la dirección longitudinal cuando se da el paso de sismo frecuente a ocasional.

En ambas figuras se observa que la dirección transversal tiene mayores desplazamientos y derivas para todas las intensidades sísmicas. Al igual que en la comparación de los desplazamientos y fuerzas cortantes promedio, pese a que la dirección transversal cuenta con muros estructurales, esta dirección no es lo suficientemente rígida con respecto a los pórticos de la dirección longitudinal, razón por la que hay más desplazamientos y derivas.

5.7. Comparación con resultados del análisis no lineal estático

5.7.1. Desplazamientos y fuerzas cortantes promedio

La comparación de los promedios de desplazamiento y fuerzas cortantes basales obtenidos del análisis no lineal estático, con la metodología del FEMA 440, con respecto a los resultados del

análisis no lineal tiempo-historia, se muestran en las tablas 5.18 y 5.19. En ambas tablas se muestran las discrepancias de ambos valores ($[Rpta. FEMA 440 - Rpta. TH] / Rpta. TH$).

Tabla 5.18. Comparación de las respuestas obtenidas por la metodología FEMA 440 y los valores promedios del análisis no lineal tiempo-historia en la dirección longitudinal

Intensidad de sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	-7%	-14%
Ocasional	1%	-10%
Raro	6%	-15%
Muy Raro	46%	-12%

En la dirección longitudinal, la mayor discrepancia en los desplazamientos es de 46%, y ocurre en el sismo raro. Para el resto de las intensidades de sismo, los desplazamientos obtenidos cuentan con una discrepancia considerablemente reducida, con valores menores al 7%. Los valores del análisis no lineal estático por FEMA 440 son mayores en la intensidad de sismo ocasional, raro y muy raro.

En el caso de fuerzas cortantes basales, la mayor discrepancia es del 15% para la intensidad de sismo raro. Las demás intensidades tienen un valor de discrepancia bastante similar. Los valores del análisis no lineal tiempo historia son mayores para todas las intensidades.

Tabla 5.19. Comparación de las respuestas obtenidas por la metodología FEMA 440 y los valores promedios del análisis no lineal tiempo-historia, en la dirección transversal

Intensidad de sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	23%	26%
Ocasional	38%	23%
Raro	54%	19%
Muy Raro	52%	14%

Para la dirección transversal, las discrepancias aumentan considerablemente en los desplazamientos con respecto a la dirección longitudinal. El mayor valor es de 54% para la intensidad de sismo raro.

Para las fuerzas cortantes, las discrepancias aumentan de manera moderada con respecto a la dirección longitudinal. El mayor valor es de 26% para el sismo frecuente.

Todos los valores del análisis no lineal estático por FEMA 440 son mayores en todas las intensidades sísmicas para ambos valores.

La comparación de los resultados del análisis no lineal estático, con la metodología del ASCE 41-17, con respecto a los resultados del análisis no lineal tiempo-historia, se muestran en las tablas 5.20 y 5.21. En ambas tablas se muestran las discrepancias de ambos valores ([Rpta. ASCE 41-17 – Rpta. TH] / Rpta. TH).

Tabla 5.20. Comparación de las respuestas obtenidas por la metodología ASCE 41-17 y los valores promedios del análisis no lineal tiempo-historia, en la dirección longitudinal

Intensidad de sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	35%	13%
Ocasional	44%	5%
Raro	50%	-10%
Muy Raro	37%	-13%

En la dirección longitudinal, la discrepancia máxima es de 50% para la intensidad de sismo raro en desplazamientos. Todos los valores del análisis no lineal estático por ASCE 41-17 son mayores en todas las intensidades sísmicas. A diferencia de la comparación con el FEMA 440 que tiene como segundo valor máximo un 7%, para el ASCE 41-17 todos los valores se encuentran por encima del 35%.

Para fuerzas cortantes, la discrepancia máxima es de 13%, correspondiente a la intensidad de sismo frecuente y muy raro. Las demás intensidades tienen valores similares. Los valores del

análisis no lineal estático por ASCE 41-17 son mayores para el sismo frecuente y ocasional. Con respecto a la comparación con el FEMA 440, las discrepancias son bastante similares.

Tabla 5.21. Comparación de las respuestas obtenidas por la metodología ASCE 41-17 y los valores promedios del análisis no lineal tiempo-historia, en la dirección transversal

Intensidad de sismo	Discrepancia del desplazamiento de la azotea (%)	Discrepancia de la cortante basal (%)
Frecuente	42%	37%
Ocasional	66%	31%
Raro	45%	17%
Muy Raro	28%	10%

Para la dirección transversal el valor de discrepancia máxima es de 66% para el sismo ocasional en desplazamientos. Se mantienen valores similares con respecto a la dirección longitudinal, y a la comparación del FEMA 440.

Con respecto a las fuerzas cortantes, el valor máximo es de 37% para sismo frecuente. Se han aumentado moderadamente los valores con respecto a la dirección longitudinal, y se mantienen similares a la comparación del FEMA 440.

Todos los valores del análisis no lineal estático por ASCE 41-17 son mayores en todas las intensidades sísmicas para ambos valores.

6. ESTIMACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Para estimar el daño se empleó la relación daño-desplazamiento de la azotea (Comité Visión 2000 - SEAOC), y la relación daño-deriva de entrepiso (Hazus MH M4 – FEMA). Para el caso de los sismos raro y muy raro, se emplearon además criterios de daño localizado mediante la relación daño-giro inelástico (ASCE 41-17). Se hace referencia a la dirección longitudinal y transversal como dirección de pórticos y de muros respectivamente.

6.1. Resultados empleando la relación daño-desplazamiento (Visión 2000 - SEAOC)

La evaluación del desempeño para ambas direcciones empleando el desplazamiento de la azotea, del análisis no lineal tiempo-historia, se muestra en la tabla 6.1. Tanto para valores promedios como máximos del desplazamiento obtienen los mismos resultados en la evaluación del desempeño.

Tabla 6.1. Matriz de desempeño sísmico del MBR según Comité Visión 2000 para el análisis no lineal tiempo-historia

Intensidad de Sismo	Estado Límite				
	Completamente Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso	Colapso
Frecuente	✓				
Ocasional	✓				
Raro		✓			
Muy Raro			✓		

Los resultados obtenidos para todas las intensidades sísmicas indican que el desempeño sería adecuado.

6.1.1. Comparación con el análisis no lineal estático

Las respuestas de desplazamiento del análisis no lineal estático, para las metodologías del FEMA 440 y ASCE 41-17, indican que el desempeño no sería adecuado para algunas intensidades sísmicas. En la tabla 6.2 se resume la evaluación de resultados para ambas direcciones con los 3

tipos de análisis para determinar el desplazamiento de la azotea (FEMA 440, ASCE 41-17 y tiempo-historia). Los casilleros en color rojo corresponden a estados de daño mayores a los esperados como buen desempeño.

Tabla 6.2. Resumen de matrices de desempeño sísmico según Comité Visión 2000 para todos los análisis no lineales

Intensidad de Sismo	Dirección de análisis	Nivel de desempeño sísmico		
		Análisis no lineal estático		Análisis no lineal tiempo-historia
		FEMA 440	ASCE 41-17	
Frecuente	Pórticos	Completamente Operacional	Completamente Operacional	Completamente Operacional
	Muros	Completamente Operacional	Completamente Operacional	Completamente Operacional
Ocasional	Pórticos	Completamente Operacional	Funcional	Completamente Operacional
	Muros	Completamente Operacional	Funcional	Completamente Operacional
Raro	Pórticos	Funcional	Resguardo de Vida	Funcional
	Muros	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida	Funcional
Muy Raro	Pórticos	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida
	Muros	Cerca al Colapso	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida

Empleando la metodología del FEMA 440, en la dirección de pórticos se cumple con los objetivos de desempeño para todas las intensidades sísmicas. En la dirección de muros el nivel de daño sería mayor al aceptado para sismo raro y muy raro. La respuesta obtenida para sismo raro consume el 26% del nivel de desempeño de Resguardo de Vida, y la respuesta para sismo muy raro consume el 22% del nivel Cerca al Colapso.

Con la metodología del ASCE 41-17, para sismo ocasional y raro el nivel de daño sería mayor al aceptado en ambas direcciones. La respuesta obtenida para sismo ocasional consume el 16% y 18% del nivel de desempeño Funcional, para la dirección longitudinal y transversal

respectivamente. Para el caso del sismo raro la respuesta consume el 6% y 15% del nivel Resguardo de Vida.

El método de linealización de FEMA 440 tiene resultados más cercanos a los del análisis no lineal tiempo-historia, y para este edificio podrían considerarse más confiables; esta situación podría deberse a que en el FEMA 440 la respuesta se obtiene a partir de una familia de espectros con diferentes ratios de amortiguamiento y porque las propiedades elásticas equivalentes se obtienen a partir de la ductilidad y el amortiguamiento involucrados.

El método de coeficientes del ASCE 41-17 sería el menos confiable porque aproxima la respuesta empleando solo un espectro elástico y factores de modificación.

6.2. Resultados en base a la relación daño–deriva (Hazus MH MR4)

La evaluación del desempeño sísmico a través de derivas de entrepiso utiliza las recomendaciones del manual técnico HAZUS MH MR4 (FEMA). Para ello se utilizaron las curvas IDA promedio de derivas de entrepiso que se muestran en el acápite 5.4 (figuras 5.13 y 5.14).

La tabla 6.3 (adaptada de la tabla 6.4a del HAZUS) muestra los umbrales y estados de daño para sistemas aporricados y de muros en edificios de concreto baja altura diseñados con código sísmico exigente, como el de la norma E.030. Si por ejemplo la deriva supera el umbral de daño leve sin superar el umbral de daño moderado, el daño se calificaría como leve.

Tabla 6.3. Estados límites para derivas en la edificación según Hazus MH MR4

Daño estructural	Deriva límite ($\times 10^{-3}$)	
	Pórticos	Muros
Leve	6.3	5.0
Moderado	12.5	12.5
Extenso	37.5	37.5
Completo	100.0	100.0

La figura 6.1 muestra las curvas IDA promedio para ambas direcciones junto a los umbrales de daño leve propuestos en el manual Hazus; también se muestra la deriva límite para edificaciones de concreto armado de la norma E.030.

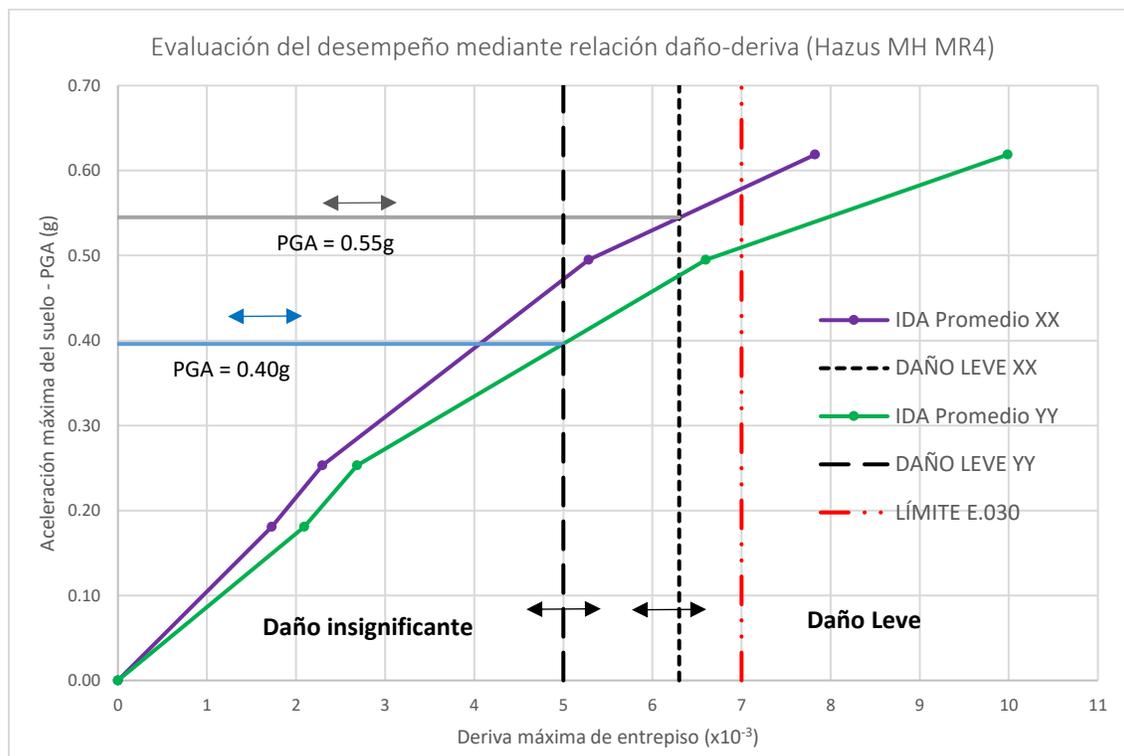


Figura 6.1. Evaluación del desempeño mediante la relación daño-deriva de Hazus MH MR4
Fuente: Propia.

Las curvas IDA promedio indican que el daño leve para la dirección de pórticos empezaría para un PGA de 0.55g; mientras que para la dirección de muros empezaría para un PGA de 0.40g. Las curvas IDA para valores máximos indican que para la dirección de pórticos el daño leve se iniciaría para valores de PGA iguales 0.50g; en la dirección de muros empezaría en 0.34g y terminaría en 0.58g; el daño moderado se podría desarrollar para valores superiores de 0.58g.

En la tabla 6.4 se muestra el nivel del daño estructural obtenido para cada intensidad sísmica considerada en ambas direcciones.

Tabla 6.4. Resumen de daño estructural según Hazus MH MR4

Intensidad de sismo	PGA (g)	Daño Estructural	
		Pórticos	Muros
Frecuente	0.18	Insignificante	Insignificante
Ocasional	0.25	Insignificante	Insignificante
Raro	0.50	Insignificante	Leve
Muy Raro	0.62	Leve	Leve

Los resultados indican que el PGA correspondiente al umbral de daño leve resulta ser mayor para la dirección de pórticos (0.55g) que para la dirección de muros (0.40g); y que para la mayor intensidad considerada (0.62g) los mayores desplazamientos corresponden a la dirección de muros. Estas observaciones indican que la dirección de muros sería ligeramente menos competente que la de pórticos debido a que la llamada dirección de muros tiene solo 4 muros pequeños y la dirección de pórticos es de mayor longitud y cuenta con columnas de peralte importante.

Los valores de PGA asociados a una deriva de 7% fueron de 0.58g y 0.51g para la dirección de pórticos y muros respectivamente. Estos valores son mayores a los correspondientes a intensidades de sismos frecuentes, ocasionales y raros. Para caso de sismo muy raro, la deriva máxima promedio alcanzaría 10%.

Los resultados encontrados indican que el límite de deriva establecido por la norma E.030 resultó adecuado para controlar el daño estructural.

6.3. Resultados en base a la relación daño–giro inelástico (ASCE 41-17)

El daño localizado de los elementos estructurales se obtuvo clasificando los giros inelásticos de las rótulas con los niveles de desempeño propuestos en el ASCE 41-17. Los giros inelásticos se encuentran en el acápite 5.5, y corresponden al resultado promedio del análisis no lineal tiempo-historia. La evaluación se realizó para dos de los elementos estructurales más esforzados por cada nivel, únicamente para las intensidades de sismo raro y muy raro.

6.3.1. Dirección de pórticos

En la tabla 6.5 se muestra el número de rótulas con su respectivo nivel de desempeño sísmico en la dirección de pórticos. La tabla está separada por intensidad sísmica y tipo de elemento estructural.

Tabla 6.5. Número de rótulas más dañadas en la dirección de pórticos por nivel de desempeño según ASCE 41-17

Intensidad de sismo	Elemento	Número de rótulas			Total de rótulas
		Nivel de desempeño			
		IO	LS	CP	
Raro	Vigas	8	0	0	8
	Columnas	8	0	0	8
	Placas	8	0	0	8
Muy raro	Vigas	8	0	0	8
	Columnas	4	4	0	8
	Placas	8	0	0	8

Para sismos raros el desempeño de todas las rótulas es de Ocupación Inmediata. Para sismos muy raros, cuatro rótulas de columnas alcanzan un nivel de daño Resguardo de Vida.

La tabla 6.6 muestra las rótulas que sufrieron más daño en las diferentes intensidades sísmicas, y por el tipo de elemento estructural. Se indica el porcentaje de giro consumido respecto del giro máximo del nivel de desempeño correspondiente ($[\text{Giro obtenido} - \text{Giro inferior del nivel de desempeño obtenido}] / [\text{Giro límite del nivel de desempeño obtenido} - \text{Giro inferior del nivel de desempeño obtenido}]$).

Tabla 6.6. Nivel de desempeño de las rótulas más esforzadas por nivel e intensidad de sismo en la dirección de pórticos

Nivel	Tipo de elemento	Elemento	Rótula	Raro		Muy Raro	
				Nivel de desempeño	Relación con respecto al valor máximo	Nivel de desempeño	Relación con respecto al valor máximo
Piso 01	Viga	VT1-02-CD	Derecha	IO	57%	IO	99%
	Columna	C11	Inferior	IO	83%	LS	5%
	Placa	C2	Inferior	IO	34%	IO	59%
Piso 02	Viga	VT2-02-BC	Izquierda	IO	31%	IO	81%
	Columna	C11	Superior	IO	96%	LS	12%

Placa	C4	Inferior	IO	2%	IO	3%
-------	----	----------	----	----	----	----

En el primer nivel, la rótula inferior de la columna C11 es la que ha desarrollado mayor giro, alcanzado un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en sismo raro (83%) y de Resguardo de Vida (5%) en sismo muy raro. En el segundo nivel, la columna C11 ha desarrollado el mayor giro en su rótula superior, alcanzando un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en sismo raro (96%) y de Resguardo de Vida en sismo muy raro (12%).

En todas las columnas se encontró que la mayor deformación ocurre en la base del primer nivel, y en el extremo superior del segundo nivel, siendo el segundo piso el más dañado. En las placas la mayor deformación ocurre por acciones perpendiculares a su plano en la base del primer nivel, y en el segundo nivel el daño resulta ser insignificante. En las vigas, ambos extremos se deforman de manera similar; en el primer nivel hay mayor daño.

La evaluación realizada para la dirección de pórticos indica que las columnas serían los elementos más afectados, ya que alcanzarían un nivel de desempeño de Resguardo de Vida frente a sismos muy raros. Las vigas mantendrían un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata frente a todas las intensidades de sismos consideradas.

6.3.2. Dirección de muros

La tabla 6.7 muestra el número de rótulas con su respectivo nivel de desempeño sísmico para la dirección de muros.

Tabla 6.7. Número de rótulas más dañadas en la dirección de muros por nivel de desempeño según ASCE 41-17

Intensidad de sismo	Elemento	Número de rótulas			Total de rótulas
		Nivel de desempeño			
		IO	LS	CP	
Raro	Vigas	8	0	0	8
	Columnas	8	0	0	8
	Placas	8	0	0	8
Muy raro	Vigas	8	0	0	8
	Columnas	4	4	0	8

Placas	6	2	0	8
--------	---	---	---	---

Para sismos raros el desempeño de todas las rótulas es de Ocupación Inmediata. Para sismos muy raros, cuatro rótulas de columnas y dos rótulas de placas presentan un nivel de Resguardo de Vida.

En la tabla 6.8 se muestran las rótulas que sufrieron más daño.

Tabla 6.8. Nivel de desempeño de las rótulas más dañadas por nivel e intensidad de sismo en la dirección de muros

Nivel	Tipo de elemento	Elemento	Rótula	Raro		Muy Raro	
				Nivel de desempeño	Relación con respecto al valor máximo	Nivel de desempeño	Relación con respecto al valor máximo
Piso 01	Viga	VT1-03-23-A	Izquierda	IO	54%	IO	99%
	Columna	C11	Inferior	IO	93%	LS	21%
	Placa	C2	Inferior	IO	97%	LS	28%
Piso 02	Viga	VT2-03-23-A	Derecha	IO	52%	IO	92%
	Columna	C11	Superior	IO	73%	LS	2%
	Placa	C4	Inferior	IO	3%	IO	4%

En el primer nivel, la rótula inferior de la placa C2 es la que ha desarrollado mayor giro, alcanzado un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en sismo raro (97%) y de Resguardo de Vida (28%) en sismo muy raro; en el segundo nivel, la columna C11 ha desarrollado el mayor giro en su rótula superior, alcanzado un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata en sismo raro (73%) y de Resguardo de Vida en sismo muy raro (2%).

En las columnas se observó que la mayor deformación se presenta en la base del primer nivel, mientras que las del segundo piso ocurren en el extremo superior. Las placas presentaron mayor deformación en las rótulas de la base del primer nivel, mientras que el daño es insignificante en el segundo piso. En las vigas, ambos extremos se deforman de manera similar; en el primer nivel hay mayor daño.

La evaluación en la dirección de muros indica que las placas y columnas resultan ser las más afectadas, ya que algunas de sus rótulas alcanzarían un nivel de desempeño de Resguardo de Vida

frente a sismo muy raro. Las vigas son las menos afectadas, presentando un nivel de Ocupación Inmediata para todas las intensidades de sismo consideradas.

6.3.3. Nivel de daño para ambas direcciones

Para comparar ambas direcciones se consideró el nivel de desempeño obtenido más desfavorable para una rótula en cada tipo de elemento estructural. En la tabla 6.9 se muestra la comparación.

Tabla 6.9. Nivel de desempeño más desfavorable por tipo de elemento estructural en ambas direcciones

Intensidad de sismo	Tipo de elemento	Nivel de desempeño más desfavorable	
		Dirección de pórticos	Dirección de muros
Frecuente	Viga	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Columna	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Placa	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
Ocasional	Viga	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Columna	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Placa	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
Raro	Viga	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Columna	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Placa	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
Muy Raro	Viga	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
	Columna	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida
	Placa	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida

La dirección de muros resulta ser la más afectada, porque es aquella en donde se ha obtenido un mayor número de rótulas con nivel de desempeño en Resguardo de Vida. Los elementos estructurales más afectados resultan ser las columnas en ambas direcciones; sin embargo, en la dirección de muros en el primer nivel la base de las placas resultan ser las más afectadas.

6.4. Evaluación final del desempeño sísmico

La evaluación del desempeño según los resultados de las tres metodologías empleadas se muestra en las tablas 6.10 y 6.11, para la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

Tabla 6.10. Evaluación del desempeño en la dirección de pórticos

Intensidad de Sismo	Evaluación del desempeño		
	COMITE VISION 2000	HAZUS MH MR4	ASCE 41-17
Frecuente	Completamente Operacional	Insignificante	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Ocasional	Completamente Operacional	Insignificante	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Raro	Funcional	Insignificante	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Muy Raro	Resguardo de Vida	Daño Leve	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Resguardo de Vida Placas: Ocupación Inmediata

Tabla 6.11. Evaluación del desempeño en dirección de muros

Intensidad de Sismo	Evaluación del desempeño		
	COMITE VISION 2000	HAZUS MH MR4	ASCE 41-17
Frecuente	Completamente Operacional	Insignificante	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Ocasional	Completamente Operacional	Insignificante	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Raro	Funcional	Daño Leve	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Ocupación Inmediata Placas: Ocupación Inmediata
Muy Raro	Resguardo de Vida	Daño Leve	Vigas: Ocupación Inmediata Columnas: Resguardo de Vida Placas: Resguardo de Vida

Las metodologías del Comité Visión 2000 y del ASCE 41-17 orientan los niveles de desempeño teniendo en cuenta el nivel de servicio de la edificación luego de haber ocurrido el sismo, mientras que la metodología del Hazus MH MR4 evalúa el desempeño considerando el

nivel de daño de la edificación. El nivel de daño puede condicionar las posibilidades de uso inmediato luego del sismo, por lo que se puede asociar al nivel de servicio.

Para intensidades de sismo frecuente, ocasional y raro el desempeño obtenido de la edificación mediante las tres metodologías resulta adecuado, obteniendo un daño leve de acuerdo con las deformaciones y desplazamientos obtenidos. El comportamiento inelástico es reducido, por lo que la edificación podría utilizarse inmediatamente después de haber ocurrido estos sismos.

Para intensidad de sismo muy raro, el desempeño obtenido empleando las metodologías del Comité Visión 2000 y ASCE 41-17 indican que la estructura presentará daños que posiblemente requieran una reparación de los elementos estructurales y no estructurales más afectados antes de poder reiniciar el uso habitual de la edificación para ambas direcciones.

Utilizando la metodología del Hazus MH MR4, el desempeño obtenido subestima el nivel de daño con respecto a los resultados obtenidos por el Comité Visión 2000 y ASCE 41-17 en la intensidad de sismo raro para la dirección de pórticos, y para sismo muy raro en ambas direcciones.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

- El daño en el edificio MBR obtenido mediante la relación daño-desplazamiento y análisis no lineal tiempo-historia, corresponde los objetivos de desempeño propuestos por el Comité Visión 2000 para edificaciones esenciales frente a los 4 niveles de intensidad sísmica empleados.
- El resultado del análisis no lineal estático utilizando la metodología del ASCE 41-17 muestra que el daño en ambas direcciones del edificio MBR para sismos ocasionales y raros sería ligeramente superior al aceptado como objetivo de desempeño por el Comité Visión 2000.
- Los resultados obtenidos mediante la metodología del FEMA 440, para el análisis no lineal estático, muestran que el daño para la dirección de muros sería ligeramente superior que el fijado como objetivo de desempeño para las intensidades de sismo raro y muy raro. Para la dirección de pórticos el daño corresponde a los objetivos de desempeño del Comité Visión 2000.
- El nivel de daño obtenido mediante la relación daño-deriva de Hazus MH MR4 y el análisis no lineal tiempo-historia, indica que para la dirección de pórticos el daño se encontraría por debajo del umbral de daño leve para las intensidades de sismo frecuente, ocasional y raro; y que para la intensidad de sismo muy raro el daño estaría entre leve y moderado. Para la dirección de muros el daño se encontraría por debajo del umbral de daño leve para la intensidad de sismo frecuente y ocasional, y el daño estaría entre leve y moderado para las intensidades de sismo raro y muy raro.
- Los resultados del análisis tiempo-historia y la relación daño-giro inelástico del ASCE 41-17, indican que para las intensidades de sismo frecuente, ocasional y raro el nivel de daño

en todas las rótulas sería de Ocupación Inmediata. Para el sismo muy raro en la dirección de muros, las columnas y placas alcanzarían el estado de Resguardo de Vida con un mayor nivel de deformación en relación a la dirección de pórticos.

- De acuerdo con la evaluación del desempeño mediante las 3 metodologías, se observa que la dirección de muros sería ligeramente menos competente que la de pórticos, debido a que en los análisis se obtiene mayores desplazamientos, derivas y giros inelásticos para esta dirección. Esto podría deberse a que la dirección de muros solo cuenta con 4 muros pequeños y a que la dirección de pórticos es de mayor longitud y cuenta con columnas de peralte importante.
- Los resultados indican que el límite de deriva establecido por la norma E.030 resultó para este caso en particular adecuado para controlar el daño estructural.
- Los resultados de este estudio muestran que para las intensidades de sismo frecuente, ocasional y raro el edificio MBR podría utilizarse inmediatamente después de estos sismos. Para la intensidad de sismo muy raro el edificio MBR requeriría una reparación de los elementos estructurales y no estructurales más afectados antes de poder reiniciar el uso habitual de la edificación.
- El daño obtenido con la metodología de Hazus MH MR4 resultó ser menor que el que se obtuvo empleando las metodologías del Comité Visión 2000 y del ASCE 41-17 para intensidades de sismo raro y muy raro.

7.2. Recomendaciones

- Este trabajo podría ser ampliado utilizando modelos de plasticidad distribuida, incorporando el comportamiento no lineal de la cimentación y el fenómeno de interacción suelo-estructura.

- La metodología desarrollada en este trabajo puede servir para evaluar otro tipo de edificaciones educativas modernas en el país.



8. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2004). *Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos*. Boletín Técnico, 42(1), 29-49. Recuperado en 17 de setiembre de 2023, de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2004000100002&lng=es&tlng=es.
- Aguilar, Z., Tarazona, J., Vergaray, L., & Barrantes, J. (2019). Site response analysis and its comparison with the peruvian seismic design spectrum. *TECNIA*, 29(2), 91-97. <https://doi.org/10.21754/tecnia.v29i2.700>
- American Society of Civil Engineers – ASCE (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13*, Reston, Virginia. <http://dx.doi.org/10.1061/9780784412855>
- American Society of Civil Engineers - ASCE (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17*, Reston, Virginia. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Centro de Observación para la Ingeniería Sísmica del CISMID (s.f.) Recuperado el 16 de setiembre de 2023, de <http://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>
- Computers & Structures, Inc. – CSI (2017) *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS, SAFE, and CSI Bridge*. Berkeley, California.
- Deierlein, G., Reinhorn A. & Willford, R. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.
- Federal Emergency Management Agency - FEMA (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA 440*. Applied Technology Council (ATC-55 Project). U.S. Department of Homeland Security, Washington DC, USA.
- Federal Emergency Management Agency – FEMA (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model. HAZUS MH MR4 Technical Manual*. U.S. Department of Homeland Security, Washington DC, USA.
- Loa, G., Muñoz A., & Santa Cruz, S. (2017) Seismic Evaluation of Incremental Seismic Retrofitting Techniques for Typical Peruvian Schools. *Structures Congress 2017*, Virginia, 101-110. doi: 10.1061/9780784480410.009
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

- Muñoz, A., Blondet, M. & Carpio, J. (2009). Protección sísmica de la infraestructura educativa: la experiencia peruana. *IX Congreso Venezolano de Ingeniería Sísmica FUNVISIS*. Caracas, Venezuela. 6 - 25.
- Muñoz, A. (2020a). Apuntes de Ingeniería Antisísmica. En *CIV227: Ingeniería Antisísmica*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz, A. (2020b). *Comentarios a la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO, Lima, Perú.
- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado 1. En *CIV226: Concreto Armado I*. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R. & Paulay, T. (1974). *Reinforced Concrete Structures*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Quiun, D., San Bartolomé, A., Torrealva, D., & Zegarra, L. (1997). Daños producidos en edificaciones por el terremoto de Nasca del 12 de noviembre de 1996. *II Congreso Nacional de Ingeniería Civil – Trujillo 1997*, Perú.
- Segura, C. L. & Wallace, J.W. (2018). Seismic performance limitations and detailing of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 115(3), 849-859. doi: 10.14359/51701918
- Structural Engineers Association of California – SEAOC (1995). *Vision 2000: Performance based seismic design of buildings*, Sacramento, California.
- Ministerio de Educación - MINEDU. Lima, 11 de setiembre de 2018. *Resolución Ministerial N.º 499-2018-MINEDU*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/minedu/normas-legales/196033-499-2018-minedu>
- Ministerio de Educación - MINEDU. Lima, 30 de diciembre de 2019. *Resolución Ministerial N.º 626-2019-MINEDU*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/minedu/normas-legales/393590-626-2019-minedu>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú. Recuperado de

<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Programa Nacional de Infraestructura Educativa - PRONIED. Lima, 16 de octubre de 2018. *Resolución Directoral Ejecutiva N.º 149-2018-MINEDU/VGMI - PRONIED*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/pronied/normas-legales/785512-149-2018-minedu-vmgi-pronied>

Programa Nacional de Infraestructura Educativa – PRONIED (2019). *MBR: Proyecto Sistémico del Módulo Básico de Reconstrucción Versión 1.2*. Lima, Perú. Recuperado de <https://hdl.handle.net/20.500.12799/6778>

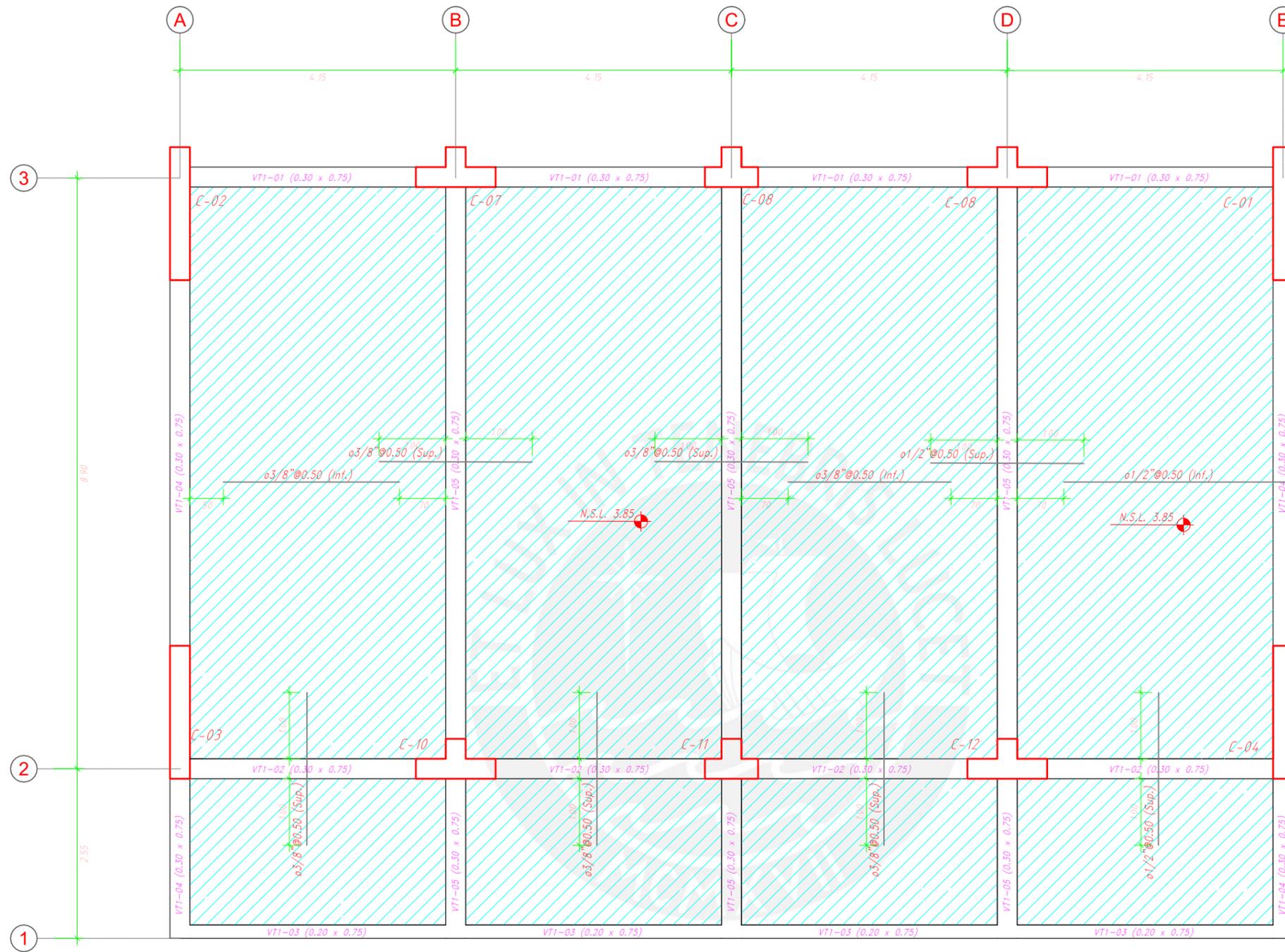
Programa Nacional de Vivienda Rural. Lima, 12 de setiembre de 2017. *Decreto Supremo N.º 091-2017-PCM*. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/pnvr/normas-legales/323046-091-2017-pcm>

Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Instituto Geofísico del Perú (IGP), Lima, Perú. Recuperado de <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/777/peligrosismos-Per%c3%ba.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. doi:10.1002/eqe.141

Wilson, E.L. (2002) *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*. 3er ed. Berkeley, California, Computers and Structures, Inc.





ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO - MBR4C2P

ESCALA 1:75

(S/C=250 kg/m²) OFICINA

(S/C=500 kg/m²) DEPOSITO

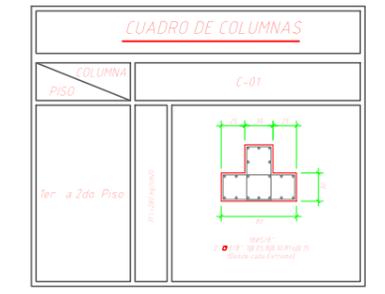
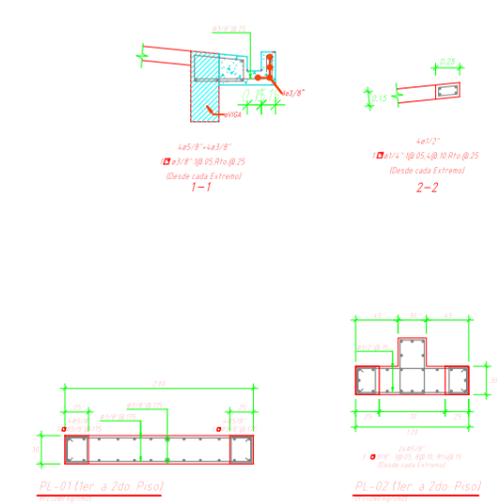
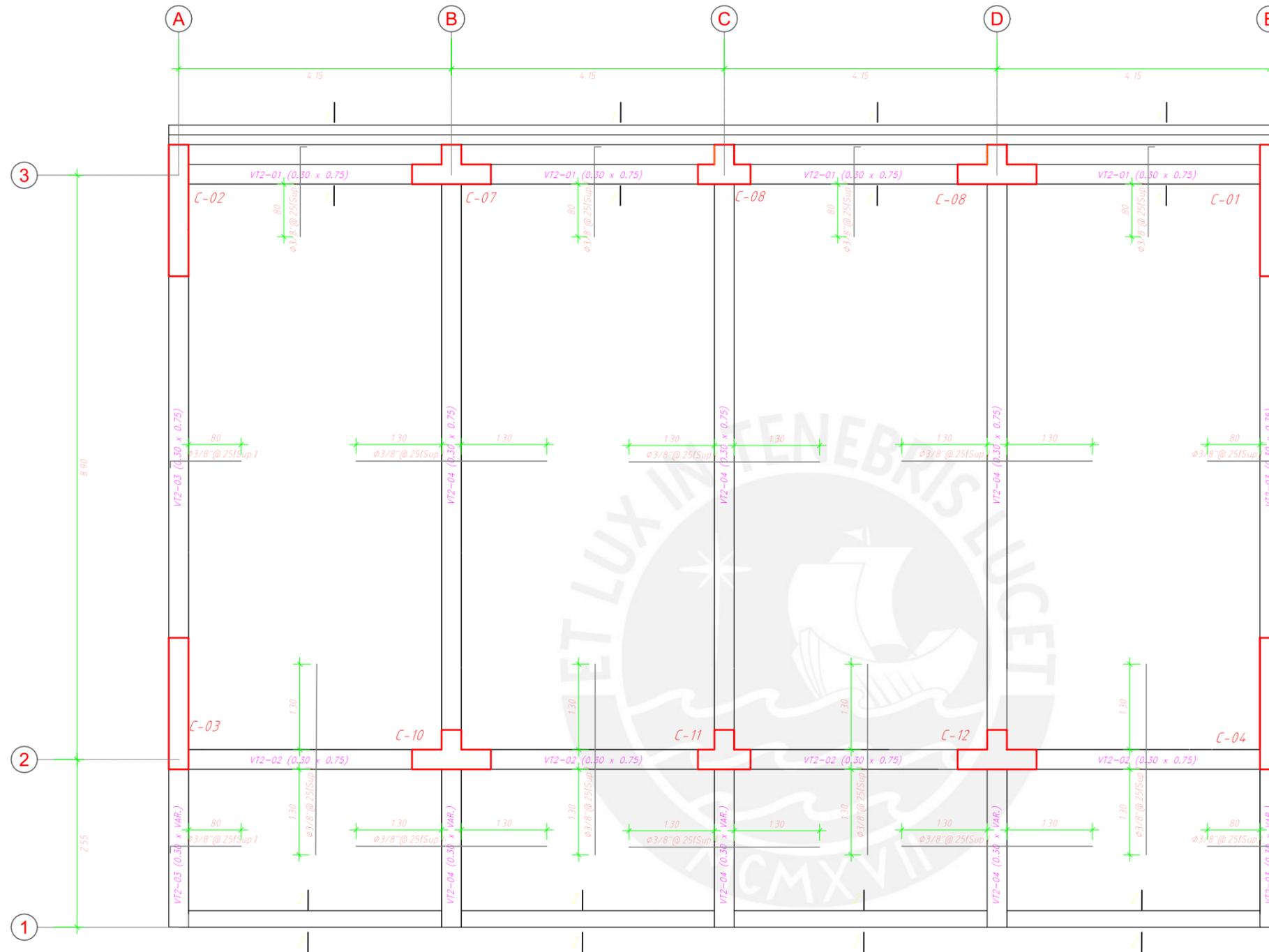
(S/C=400 kg/m²) CORREDORES Y ESCALERAS



LOSA DE H=0.20m
 LOSA MATIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 8\text{mm}@25$
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8"@25$

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

AVILÉS FARFÁN, GONZALO GRADOS TRUJILLO, DARIO Tesis: Evaluación del desempeño sísmico de un MBR				
OBRA: Institución educativa 1556 Angelitos de Jesús				
PLANO: Encofrado de techo para el primer piso				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA 1:75	FECHA 23-08-23	E-1

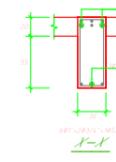
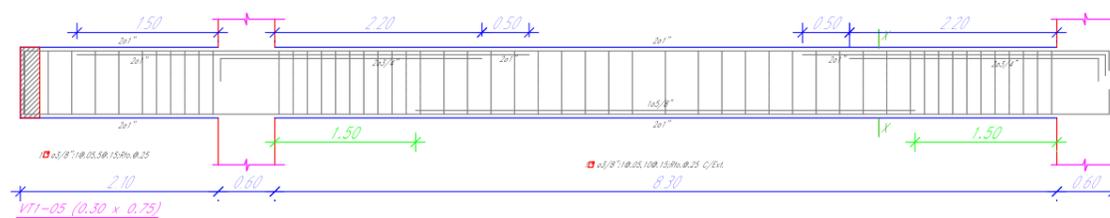
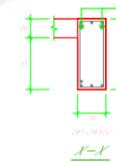
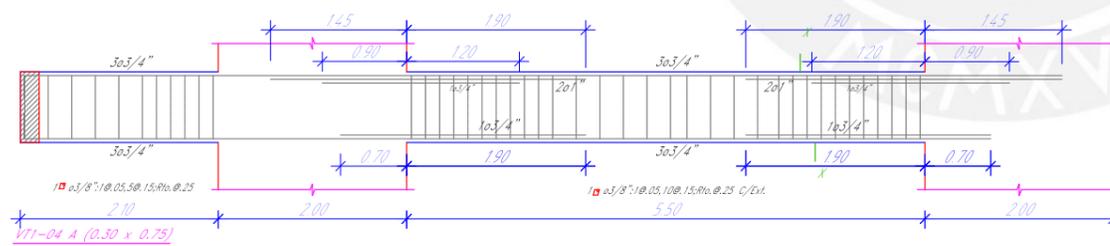
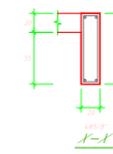
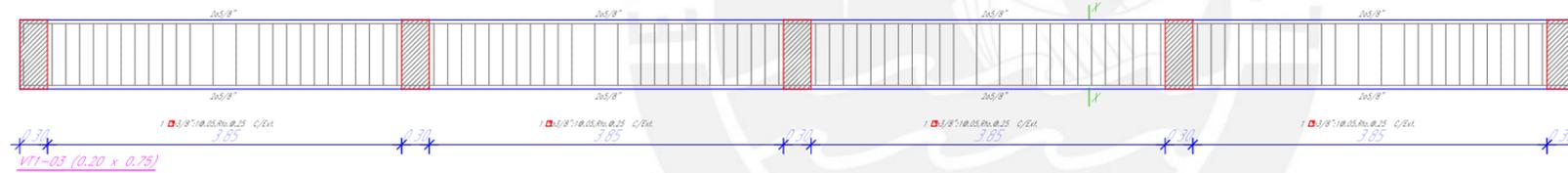
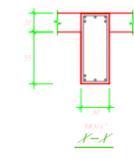
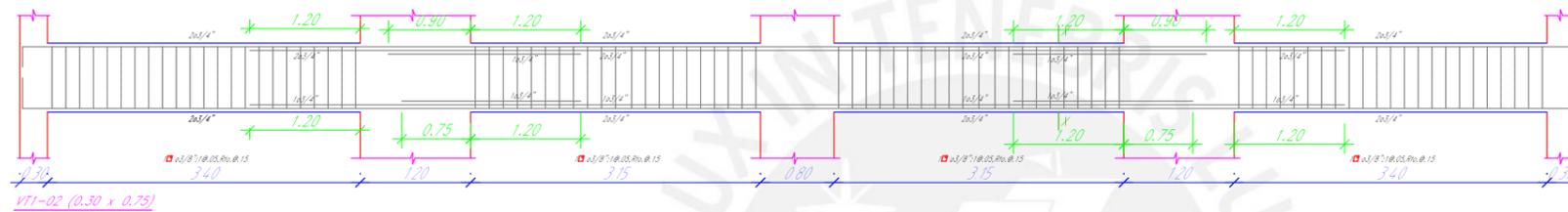
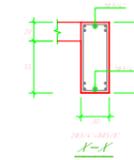
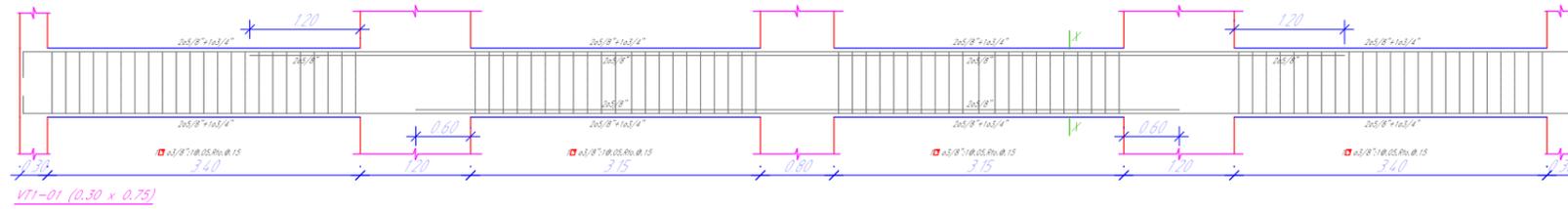


ENCOFRADO DE TECHO PARA DEL 2DO. PISO - MBR4C2P

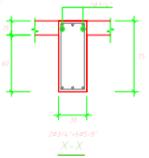
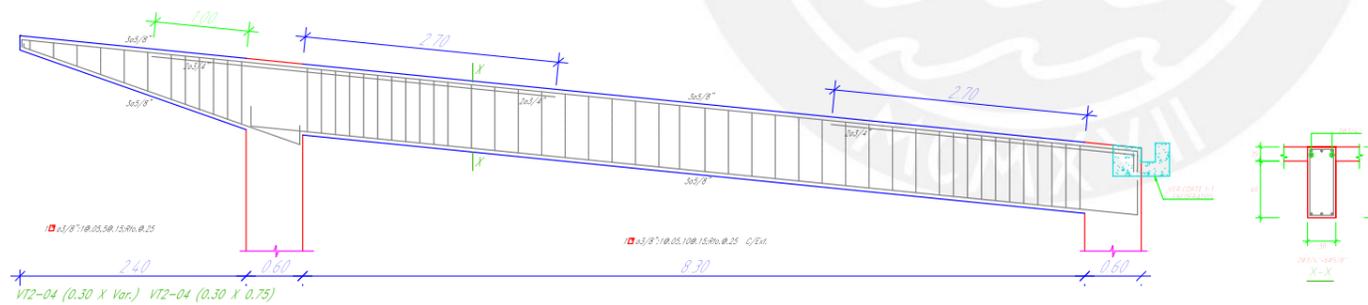
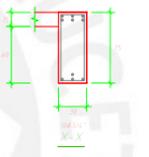
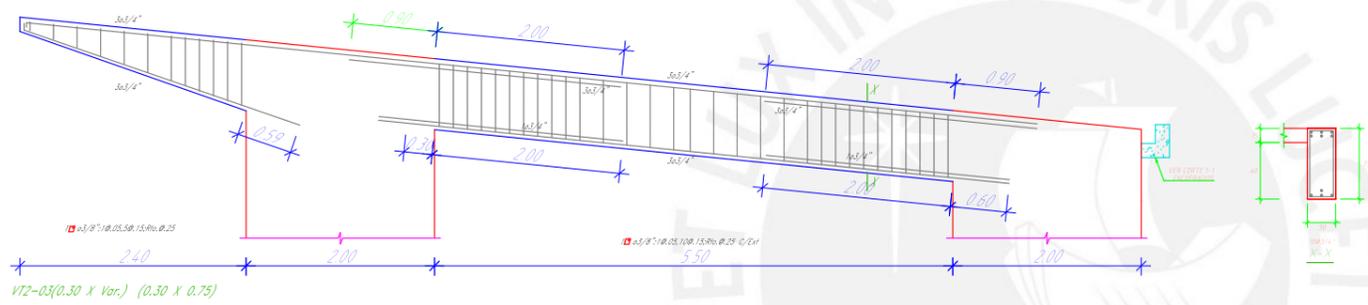
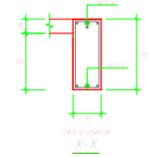
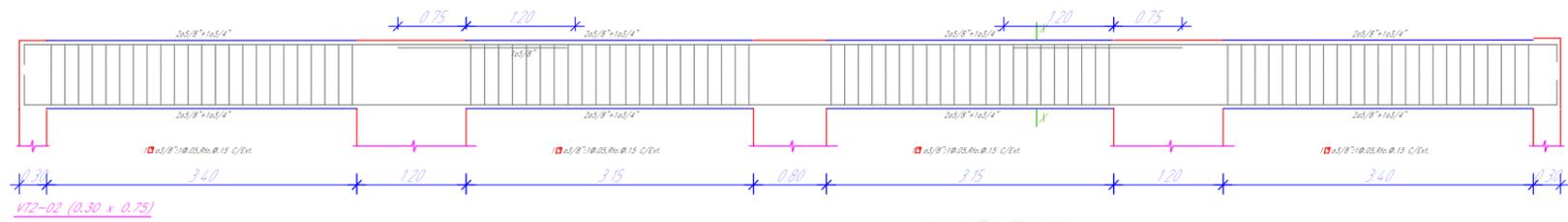
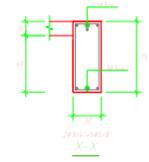
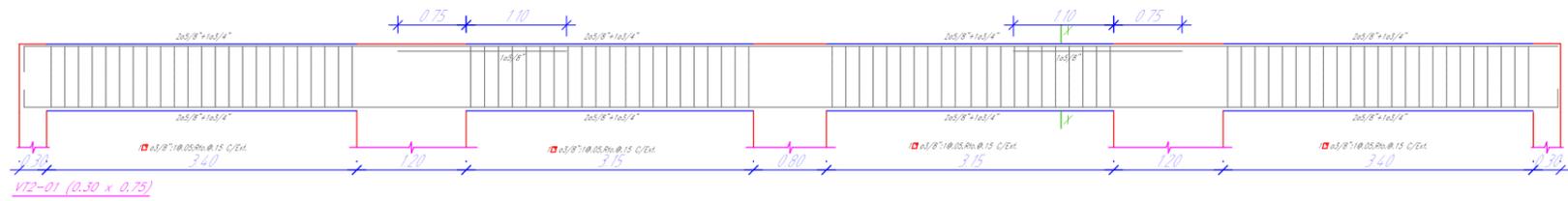
ESCALA 1:75
(S/C=100 kg/m²)

LOSA DE H=0.15m
 LOSA MACIZA
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8'' @ 25$
 (En las plantas solo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

AVILÉS FARFÁN, GONZALO GRADOS TRUJILLO, DARIO Tesis: Evaluación del desempeño sísmico de un MBR			
OBRA: Institución educativa 1556 Angelitos de Jesús			
PLANO: Encofrado de techo para el segundo piso			
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
		1:75	23-08-23
			E-2



AVILÉS FARFÁN, GONZALO GRADOS TRUJILLO, DARIO Tesis: Evaluación del desempeño sísmico de un MBR				
OBRA: Institución educativa 1556 Angelitos de Jesús				
PLANO: Encofrado de vigas para el primer piso				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA	E-3
		1:75	23-08-23	



AVILÉS FARFÁN, GONZALO GRADOS TRUJILLO, DARIO Tesis: Evaluación del desempeño sísmico de un MBR				
OBRA: Institución educativa 1556 Angelitos de Jesús				
PLANO: Encofrado de vigas para el segundo piso				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA	E-4
		1:75	23-08-23	

Anexo B

Se presentan los máximos giros de los elementos estructurales (vigas, columnas y placas) más dañados, obtenidos por el análisis no lineal tiempo historia.

Tabla B.1. Giros de las vigas más dañadas por sismos raros – Dirección longitudinal

Nivel	Viga	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	VT1-02-BC	Izquierda	4.91	4.32	-4.20	3.04	-4.42	2.79	3.30
		Derecha	-4.55	-4.07	3.85	-2.73	4.16	-2.54	-2.92
	VT1-02-CD	Izquierda	4.86	4.37	-3.20	2.90	-3.48	2.67	3.06
		Derecha	-5.91	-5.30	4.39	-3.91	4.57	-3.61	-4.15
Piso 02	VT2-02-BC	Izquierda	4.30	3.17	-2.77	2.88	-2.24	2.16	2.82
		Derecha	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	VT2-02-CD	Izquierda	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Derecha	-3.61	-2.57	3.77	-1.89	2.98	-1.43	2.25

Tabla B.2. Giros de las vigas más dañadas por sismos raros – Dirección transversal

Nivel	Viga	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	VT1-03-23-A	Izquierda	1.28	3.95	-1.74	-4.14	-7.24	-2.33	-4.61
		Derecha	-0.80	3.46	2.16	5.07	8.59	2.80	5.61
	VT1-03-23-E	Izquierda	3.88	-2.10	-6.04	-2.72	-3.97	-4.10	-2.77
		Derecha	-3.97	1.74	6.47	2.42	4.15	4.16	2.38
Piso 02	VT2-03-23-A	Izquierda	1.71	4.21	-2.00	-4.36	-7.70	-2.53	-5.01
		Derecha	-1.11	4.06	2.72	5.45	9.15	3.50	6.15
	VT2-03-23-E	Izquierda	4.98	-2.04	-5.94	-2.51	-3.83	-4.17	-2.60
		Derecha	4.00	2.70	7.40	3.32	5.15	5.31	3.36

Tabla B.3. Giros de las vigas más dañadas por sismos muy raros – Dirección longitudinal

Nivel	Viga	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	VT1-02-BC	Izquierda	7.57	7.72	-6.16	5.99	10.15	-5.92	5.96
		Derecha	-6.89	-7.38	5.43	-5.65	10.29	5.58	-5.57
	VT1-02-CD	Izquierda	7.67	8.09	-4.51	6.07	-8.91	-4.63	6.07
		Derecha	-8.48	-9.03	6.06	-7.31	10.19	5.96	-7.04
Piso 02	VT2-02-BC	Izquierda	6.97	6.03	-6.16	5.80	-13.40	-3.83	5.15
		Derecha	-0.45	-0.16	5.43	-0.42	4.10	0.00	-0.22

	VT2-02-CD	Izquierda	0.00	0.00	-0.19	0.00	-2.37	-0.29	-0.35
		Derecha	-6.06	-5.18	5.53	-4.71	9.52	5.27	5.15

Tabla B.4. Giros de las vigas más dañadas por sismos muy raros – Dirección transversal

Nivel	Viga	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	VT1-03-23-A	Izquierda	5.58	-2.90	-5.08	-7.45	-13.64	-6.21	-8.75
		Derecha	5.78	3.47	5.96	9.00	15.88	7.62	11.25
	VT1-03-23-E	Izquierda	-3.77	6.47	-8.60	-5.27	-9.28	1.79	-6.00
		Derecha	3.56	-6.44	10.39	5.35	10.28	11.06	6.32
Piso 02	VT2-03-23-A	Izquierda	6.34	-3.06	-5.44	-7.79	-14.20	-6.56	3.42
		Derecha	6.80	4.04	6.75	9.84	16.83	8.36	11.98
	VT2-03-23-E	Izquierda	-3.80	7.65	-9.17	-4.94	-9.44	2.63	-6.12
		Derecha	4.83	-6.37	11.52	6.46	11.19	12.04	7.58

Tabla B.5. Giros de las columnas más dañadas por sismos raros – Dirección longitudinal

Nivel	Columna	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C11	Inferior	-4.19	3.70	3.58	3.05	-4.73	4.36	4.76
		Superior	1.75	1.89	2.10	1.73	-1.85	2.29	1.84
	C12	Inferior	-3.91	3.32	3.18	2.69	-4.28	3.98	4.22
		Superior	0.73	0.69	0.77	0.59	0.62	0.84	0.64
Piso 02	C8	Inferior	-2.07	2.00	-1.78	-1.62	2.02	-1.92	1.85
		Superior	3.33	-3.19	-3.34	-2.89	3.66	-3.84	-3.95
	C11	Inferior	-1.77	1.55	-1.67	-1.44	1.68	-1.74	1.48
		Superior	5.35	-4.38	-4.57	-3.97	4.41	-4.99	-5.77

Tabla B.6. Giros de las columnas más dañadas por sismos raros – Dirección transversal

Nivel	Columna	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C11	Inferior	4.94	4.76	4.57	4.43	6.46	3.62	3.09
		Superior	-1.60	-1.33	-1.17	-1.35	-1.90	-1.09	-1.33
	C12	Inferior	6.03	4.56	4.32	4.84	5.79	3.62	4.09
		Superior	-0.98	-0.81	-0.73	-0.83	-0.85	-0.73	-0.92
Piso 02	C8	Inferior	-1.92	-1.88	-1.94	-2.11	-1.80	-2.19	-2.12
		Superior	3.47	4.25	4.07	3.84	3.42	4.95	5.49
	C11	Inferior	1.89	1.68	1.61	1.75	2.30	1.52	1.59
		Superior	-4.28	-3.58	-3.07	-3.77	-5.08	-2.95	-2.88

Tabla B.7.Giros de las columnas más dañadas por sismos muy raros – Dirección longitudinal

Nivel	Columna	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C11	Inferior	-5.38	6.02	5.67	2.46	-8.63	7.18	6.68
		Superior	2.48	2.45	2.38	-2.06	-2.31	2.90	2.34
	C12	Inferior	-5.09	5.57	5.24	2.33	-8.29	6.76	6.28
		Superior	1.07	1.07	1.11	-1.23	1.08	1.29	1.06
Piso 02	C8	Inferior	2.49	2.54	-2.49	-3.74	-3.33	-2.69	2.31
		Superior	4.48	-5.50	-5.89	5.26	9.23	-7.04	-5.64
	C11	Inferior	-2.36	2.02	-2.31	1.86	2.79	-2.34	2.10
		Superior	7.35	-7.07	-6.74	-7.57	8.84	-7.93	-8.47

Tabla B.8.Giros de las columnas más dañadas por sismos muy raros – Dirección transversal

Nivel	Columna	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C11	Inferior	7.60	6.00	8.02	8.42	11.05	4.93	5.36
		Superior	-2.09	-1.84	-1.52	-1.89	-2.56	-1.47	-1.84
	C12	Inferior	8.80	5.73	7.43	9.20	10.24	5.45	5.29
		Superior	-1.54	-0.91	-0.96	-1.15	-1.18	-1.02	-1.05
Piso 02	C8	Inferior	-2.41	-1.84	-2.32	-2.85	-2.55	-3.61	-2.89
		Superior	5.28	4.36	6.38	6.75	7.64	8.14	7.19
	C11	Inferior	2.59	1.93	2.01	2.35	3.23	1.88	2.29
		Superior	-5.83	-4.65	-4.51	-5.54	-7.34	-4.52	-4.07

Tabla B.9.Giros de las placas más dañadas por sismos raros – Dirección Longitudinal

Nivel	Placa	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C1	Inferior	0.80	-2.33	-2.86	-1.49	-0.03	-1.92	-1.47
		Superior	-0.14	-0.11	-0.10	-0.09	-0.04	-0.09	-0.10
	C2	Inferior	-2.58	-2.27	-1.21	-1.80	-0.03	-2.82	-1.26
		Superior	-0.11	-0.10	0.04	-0.09	-0.03	-0.08	-0.09
Piso 02	C1	Inferior	-0.13	0.12	0.12	0.09	0.00	0.10	0.00
		Superior	-0.08	-0.10	-0.08	0.06	-0.01	0.07	-0.01
	C4	Inferior	-0.15	-0.13	-0.12	-0.12	-0.03	0.12	-0.13
		Superior	0.07	0.10	0.10	0.08	0.01	0.09	0.09

Tabla B.10. Giros de las placas más dañadas por sismos raros – Dirección transversal

Nivel	Placa	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C1	Inferior	-4.44	-3.60	-6.74	-4.12	-5.27	-5.26	-4.11
		Superior	-0.20	-0.14	-0.17	-0.12	-0.14	-0.12	-0.10
	C2	Inferior	2.31	4.39	-3.73	-5.65	-4.06	-7.88	-5.86
		Superior	-0.09	-0.17	-0.11	-0.15	-0.10	-0.13	-0.11
Piso 02	C1	Inferior	0.18	0.13	0.18	0.12	0.16	0.11	0.13
		Superior	-0.11	-0.11	-0.12	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11
	C4	Inferior	-0.21	-0.15	-0.17	-0.15	0.13	-0.12	-0.14
		Superior	0.11	0.09	0.11	0.10	0.10	0.10	0.09

Tabla B.11. Giros de las placas más dañadas por sismos raros – Dirección longitudinal

Nivel	Placa	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C1	Inferior	-2.01	-3.69	-3.59	-2.44	-2.14	-2.85	-2.86
		Superior	-0.16	-0.10	-0.11	-0.10	-0.12	-0.11	-0.11
	C2	Inferior	2.17	-3.15	-3.23	-2.04	2.27	-2.34	-2.45
		Superior	-0.13	0.09	-0.09	-0.08	0.06	-0.08	0.06
Piso 02	C1	Inferior	-0.16	0.12	0.10	0.11	-0.10	0.11	0.11
		Superior	-0.10	-0.11	-0.11	-0.08	-0.10	-0.10	-0.09
	C4	Inferior	-0.18	-0.13	-0.12	-0.12	-0.13	-0.12	-0.13
		Superior	0.10	0.10	0.10	0.10	-0.10	-0.10	0.10

Tabla B.12. Giros de las placas más dañadas por sismos muy raros – Dirección transversal

Nivel	Placa	Rótula	Giro x10-3 (rad)						
			Registro sísmico						
			Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Arequipa 2001	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Maule 2010
Piso 01	C1	Inferior	-4.87	6.56	-9.41	-5.37	-9.89	-9.34	-6.76
		Superior	-0.14	-0.21	-0.22	-0.14	-0.21	-0.16	-0.12
	C2	Inferior	-6.23	-4.59	-6.32	-7.37	-7.40	-12.91	-9.90
		Superior	-0.21	-0.14	-0.14	-0.15	-0.12	-0.18	-0.13
Piso 02	C1	Inferior	-0.16	-0.19	0.21	0.15	0.20	0.13	0.13
		Superior	-0.11	-0.12	-0.13	-0.11	-0.13	-0.13	-0.12
	C4	Inferior	-0.19	-0.23	-0.21	-0.14	-0.22	-0.16	-0.15
		Superior	0.10	0.11	0.12	0.10	0.12	0.11	0.10

Anexo C

Se presentan los desplazamientos de la azotea y fuerzas cortantes basales máximos obtenidos por el análisis no lineal tiempo historia.

Tabla C.1.Desplazamientos y fuerzas cortantes basales máximas – Dirección longitudinal

Registro sísmico	Desplazamiento (cm)				Fuerza cortante basal (ton)			
	Sismo frecuente	Sismo ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro	Sismo frecuente	Sismo ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro
Lima 1966	1.3	1.7	4.5	6.2	154	205	274	290
Huaraz 1970	1.3	1.8	4.2	6.2	167	205	293	310
Lima 1974	1.2	1.7	4.1	5.2	175	214	293	302
Arequipa 2001	1.2	1.7	3.6	5.4	157	205	278	305
Pisco 2007	1.3	1.8	4.0	7.5	155	196	274	316
Tocopilla 2007	1.2	1.6	3.3	5.0	154	204	266	296
Maule 2010	1.3	1.7	3.6	5.2	161	205	282	303

Tabla C.2.Desplazamientos y fuerzas cortantes basales máximas – Dirección transversal

Registro sísmico	Desplazamiento (cm)				Fuerza cortante basal (ton)			
	Sismo frecuente	Sismo ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro	Sismo frecuente	Sismo ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro
Lima 1966	1.3	1.7	3.8	5.1	170	215	292	339
Huaraz 1970	1.4	1.5	3.6	4.9	199	248	310	372
Lima 1974	1.4	1.9	4.6	6.6	177	198	287	325
Arequipa 2001	1.3	1.7	4.4	6.3	164	200	293	320
Pisco 2007	1.3	1.7	5.8	9.5	152	205	304	338
Tocopilla 2007	1.4	1.7	4.3	7.4	166	194	284	338
Maule 2010	1.4	1.8	4.5	7.2	172	193	274	298

Anexo D

Se presentan las derivas máximas obtenidas por el análisis no lineal tiempo historia.

Tabla D.1. Derivas máximas por registro sísmico – Dirección longitudinal

Registro sísmico	Deriva x 10-3			
	Intensidad de sismo			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Lima 1966	1.99	2.24	6.26	8.79
Huaraz 1970	1.96	2.59	5.55	7.96
Lima 1974	1.63	2.31	5.85	7.68
Arequipa 2001	1.60	2.28	4.88	7.45
Pisco 2007	1.86	1.97	5.05	9.75
Tocopilla 2007	1.45	2.23	4.50	6.38
Maule 2010	1.60	2.44	4.90	6.77

Tabla D.2. Derivas máximas por registro sísmico – Dirección transversal

Registro sísmico	Deriva x 10-3			
	Intensidad de sismo			
	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Lima 1966	1.81	2.49	5.24	7.34
Huaraz 1970	2.04	2.34	4.87	7.68
Lima 1974	2.14	3.05	7.69	10.24
Arequipa 2001	2.12	2.69	6.38	9.14
Pisco 2007	2.24	2.57	8.91	14.01
Tocopilla 2007	2.11	2.64	6.21	10.68
Maule 2010	2.19	3.03	6.91	10.83