UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

UNIDAD DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS DISEÑADOS CON LA NORMA TÉCNICA PERUANA VIGENTE "

PARA OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

ELABORADO POR

Ing. CARLOS ENRIQUE SANCHEZ CACERES

ID-0000-0001-8672-1234

ASESOR

MSc. DANDY BERLIE ROCA LOAYZA

ID-0000-0002-0688-0120

LIMA-PERÚ

2025

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS DISEÑADOS CON LA NORMA TÉCNICA PERUANA VIGENTE”

CARLOS ENRIQUE SANCHEZ CACERES

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

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

2025

Autor : Ing. Carlos Enrique Sánchez Cáceres

Recomendado : Msc. Dandy Berlie Roca Loayza
Asesor de la Tesis

Aceptado por : Dra. Heddy Marcela Jimenez Yabar
Directora de la Unidad de Posgrado

@ 2025; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados ó el autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

DEDICATORIA

A Dios por ser mi guía quien me protege y cuida a mis padres, que me guían en este camino, dándome sus enseñanzas. A una gran amistad mi negrita linda que crezca y Dios la cuide y proteja en su vida.

AGRADECIMIENTO

El aporte de esta tesis está dedicado a mi familia y a los docentes, por su apoyo y ayuda para mejorar mis conocimientos.

A mi asesor de tesis, el Ing. Dandy Berlie Roca Loayza, por su orientación y valioso aporte en el presente tema de investigación.

A los profesores que complementaron el aspecto metodológico, como el Ing. Carlos Noriega Niño, por proporcionarnos indicaciones para la presentación de la tesis.

INDICE

DEDICATORIA ..... **iii**
AGRADECIMIENTO ..... **iv**
INDICE ..... **v**
LISTA DE TABLAS ..... **xi**
LISTA DE FIGURAS ..... **xviii**
RESUMEN ..... **xxxi**
ABSTRACT ..... **xxxii**
INTRODUCCIÓN **1**
CAPÍTULO I: PROTOCOLO DE LA INVESTIGACIÓN **2**
1.1. Identificación y descripción del problema de estudio. 2
1.1.1 Problemática. 2
1.1.2 Formulación del problema general 3
1.1.3 Formulación de los problemas específicos 3
1.2 Objetivos 3
1.2.1 Objetivo General: 3
1.2.2 Objetivos específicos: 3
1.3 Hipótesis y variables 4
1.3.1 Hipótesis General 4
1.3.2 Hipótesis Específicas 4
1.3.3 Variables 4
1.3.3.1 Variables de la Hipótesis principal 4
1.3.3.2 Variables de la Hipótesis Secundaria 4
1.4 Justificación y delimitación de la investigación 5
1.4.1 Justificación 5
1.4.1.1 Técnica 5
1.4.1.2 Metodológica 5
1.4.1.3 Teórica 6
1.4.1.4 Social 6
1.4.1.5 Económico 6
1.4.2 Delimitaciones de la investigación 6
1.4.2.1 Espacial 6
1.4.2.2 Temporal 6
1.4.2.3 Social 6
1.5 Metodología 7

1.5.1 Tipo de la investigación....7
1.5.2 Diseño....7
1.5.3 Nivel de investigación....7
1.5.4 Población y muestra....8
1.5.4.1 Población....8
1.5.4.2 Muestra....8
1.5.5 Técnicas e instrumentos de recolección de la información....8
1.5.5.1 Procedimiento metodológico....9
1.5.6 Técnicas de evaluación....12
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO....14
2.1 Antecedentes de la investigación....14
2.1.1 Antecedentes Nacionales....16
2.1.2 Antecedentes Internacionales....17
2.2 Bases Teóricas....21
2.2.1. Evaluación del desempeño sísmico....21
2.2.2. Comportamiento sísmico de edificios....22
2.2.2.1. Características de la acción sísmica....22
2.2.3. Objetivos de desempeño....23
2.2.4. Niveles de Peligro Sísmico....23
2.2.5. Niveles de desempeño....24
2.2.6. Relaciones de esfuerzo – deformación de los materiales....25
2.2.6.1 Acero de refuerzo....25
2.2.6.2 Concreto....26
2.2.7. Diagrama de momento – curvatura (M – φ)....27
2.2.8. Tipos de plasticidades para el concreto armado y albañilería....28
2.2.9. Capacidad estructural....29
2.2.10 Daños sísmicos en estructuras de concreto armado....30
2.2.10.1 Curvas de fragilidad....30
2.2.10.2 Daño en elementos estructurales....31
2.2.11. Estimación de pérdidas económicas por sismos....32
2.2.11.1 Procedimiento para estimación de pérdidas mediante el modelo Hazus....33
2.2.11.2 Estimación simplificada usando factores de daño....34
2.2.12. Análisis sísmico métodos no lineales....35
2.2.13. Análisis estático no lineal (Pushover)....35
2.2.14. Análisis tiempo-historia....36
2.2.15. Modelos de clasificación tipologías de edificios....36
2.2.15.1 Clasificación Risk-UE (2003)....36

2.2.15.2 Clasificación Hazus (1999) 39
2.3 Marco Conceptual.....40
2.3.1 Conceptos relacionados al problema 40
CAPÍTULO III: DESARROLLO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN 43
3.1 Análisis de los datos y resultados.....43
3.1.1 Descripción de las estructuras seleccionadas 43
3.1.2 Desarrollo de modelos numéricos de los casos en estudio.....44
3.1.3 Etapas y desarrollo de la investigación.....46
3.1.4 Tipologías de modelos a analizar 48
3.1.4.1 Tipología 1: IE Señor de los Milagros de Paita-Piura..... 48
3.1.4.2 Tipología 2: IE N°14857 -Sullana – Piura 64
3.1.4.3 Tipología 3: IE N°14008 -Piura - Piura..... 77
3.1.4.4 Tipología 3: IE N°14024 -Sechura - Piura 88
3.1.4.5 Tipología 3: IE Dos de Mayo -Chulucanas – Piura..... 112
3.1.5 Análisis sísmico modal espectral y revisión del diseño de modelos analizados 124
3.1.5.1 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE Señor de los Milagros de Paita 124
3.1.5.1.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030..... 124
3.1.5.1.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado..... 126
3.1.5.2 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14857 -Sullana 135
3.1.5.2.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030..... 135
3.1.5.2.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado..... 138
3.1.5.2.3 Revisión del diseño de albañilería..... 143
3.1.5.3 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14008 -Piura..... 144
3.1.5.3.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030..... 144
3.1.5.3.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado..... 147
3.1.5.4 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14024 –Sechura..... 155
3.1.5.4.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030..... 155
3.1.5.4.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado..... 158
3.1.5.5 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE Dos de Mayo –Chulucanas 166
3.1.5.5.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030..... 166
3.1.5.5.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado..... 169
3.1.5.2.3 Revisión del diseño de albañilería..... 173
3.1.6 Calibración de muro de concreto armado.....174

3.1.6.1 Información del espécimen a ensayar 174
3.1.6.2 Modelo computacional 177
3.1.6.3 Comparativa del análisis cíclico experimental y computacional 181
3.1.6.4 Conclusión de la calibración 190
3.1.7 Alternativas de modelamiento: Albañilería confinada y modelos de interacción tabique estructura 190
3.1.7.1 Características del ensayo experimental de albañilería confinada 190
3.1.7.2 Calibración de albañilería confinada como rótula por corte: 192
3.1.7.3 Calibración de albañilería confinada como elementos Link: 195
3.1.7.4 Comparativa de modelamientos de albañilería confinada 197
3.1.7.5 Características del ensayo experimental de interacción Tabique-Estructura 198
3.1.7.6 Calibración de interacción tabique-estructura como rótula axial 200
3.1.7.7 Calibración de interacción tabique-estructura como elementos frame con límites de compresión y tracción (T/C limits): 202
3.1.7.8 Calibración de interacción tabique-estructura como Shell Layer Link (Muro diafragma): 204
3.1.7.9 Comparativa de modelamientos de interacción Tabique-Estructura 207
3.1.7.10 Comparativa de resultados del análisis no lineal estático de modelo muro diafragma, albañilería confinada con rótula por corte y solo pórtico del caso de estudio Chulucanas 208
3.1.8 Análisis no lineal estático de módulos seleccionados 215
3.1.8.1 Análisis no lineal estático de la IE Señor de los Milagros de Paita 215
3.1.8.1.1 Modelo estructural 215
3.1.8.1.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño 216
3.1.8.1.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 220
3.1.8.1.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad 222
3.1.8.1.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17 225
3.1.8.2 Análisis no lineal estático de la IE N°14857 -Sullana 230
3.1.8.2.1 Modelo estructural 230
3.1.8.2.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño 231
3.1.8.2.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 235
3.1.8.2.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad 237
3.1.8.2.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17 240
3.1.8.3 Análisis no lineal estático de la IE N°14008 -Piura 245
3.1.8.3.1 Modelo estructural 245
3.1.8.3.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño 246

3.1.8.3.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 250
3.1.8.3.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad 252
3.1.8.3.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17 255
3.1.8.4 Análisis no lineal estático de la IE N°14024 -Sechura - Piura 260
3.1.8.4.1 Modelo estructural 260
3.1.8.4.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño 261
3.1.8.4.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 265
3.1.8.4.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad 267
3.1.8.4.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17 270
3.1.8.5 Análisis no lineal estático de la IE Dos de Mayo -Chulucanas 275
3.1.8.5.1 Modelo estructural 275
3.1.8.5.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño 276
3.1.8.5.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 281
3.1.8.5.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad 283
3.1.8.5.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17 286
3.1.9 Análisis no lineal tiempo historia de módulos seleccionados 291
3.1.9.1 Descripción de los registros a analizar 293
3.1.9.2 Corrección y espectro compatibilidad de los registros 295
3.1.9.3 Análisis no lineal tiempo historia para la IE Señor de los Milagros de Paita 298
3.1.9.3.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo 298
3.1.9.3.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030 305
3.1.9.3.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17 307
3.1.9.4 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14857 -Sullana 309
3.1.9.4.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo 309
3.1.9.4.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030 316
3.1.9.4.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17 318
3.1.9.5 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14008 -Piura 323
3.1.9.5.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo 323
3.1.9.5.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030 330
3.1.9.5.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17 332
3.1.9.6 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14024 -Sechura 334
3.1.9.6.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo 334
3.1.9.6.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030 341
3.1.9.6.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17 343

3.1.9.7 Análisis no lineal tiempo historia para la IE Dos de Mayo -Chulucanas 344
3.1.9.7.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo..... 344
3.1.9.7.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030..... 352
3.1.9.7.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17 353
3.2 Discusión e interpretación de los resultados.....358
3.2.1 Resumen de resultados del análisis modal espectral, no lineal estático y tiempo historia 358
3.2.2 Planteamiento del error en la estructuración de los edificios con desempeño insuficiente 359
3.2.2.1 Edificio de Chulucanas..... 359
3.2.2.2 Edificio de Sechura..... 360
3.2.2.3 Edificio de Sullana..... 362
CAPITULO IV CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS DE INVESTIGACION FUTURAS.....363
4.1 Conclusiones.....363
4.2 Recomendaciones 365
4.3 Líneas de investigación futura.....367
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 368
ANEXO: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....372

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Cuadro referencial de proyectos en departamento de Piura 8
Tabla 2 Movimientos sísmicos de diseño 24
Tabla 3 Definición de niveles de desempeño 25
Tabla 4 Valores estadísticos de las características mecánicas de la totalidad de las varillas ensayadas 25
Tabla 5 Relaciones de deriva en el umbral de daño estructural 31
Tabla 6 Clases de ocupación de edificios 33
Tabla 7 Modulo Paita: Deriva dirección XX e YY 124
Tabla 8 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Paita 125
Tabla 9 Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Paita 125
Tabla 10 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Paita 126
Tabla 11 Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Paita 126
Tabla 12 Calculo de contribución del concreto a la cortante Cap. 11 de muro en dirección X - Modulo Paita 130
Tabla 13 Calculo de contribución del acero y cortante total - Modulo Paita 130
Tabla 14 Calculo de cortante por capacidad - Modulo Paita 131
Tabla 15 Calculo de contribución del concreto a la cortante Cap. 11 muro en dirección Y- Modulo Paita 134
Tabla 16 Calculo de contribución del acero y cortante total muro en dirección Y- Modulo Paita 134
Tabla 17 Calculo de cortante por capacidad muro en dirección Y- Modulo Paita 135
Tabla 18 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Sullana 135
Tabla 19 Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Sullana 136
Tabla 20 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Sullana 137
Tabla 21 Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Sullana 137
Tabla 22 Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Sullana 142
Tabla 23 Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Sullana 142
Tabla 24 Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo Sullana 143
Tabla 25 Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado de muro critico en dirección Y - Modulo Sullana 144
Tabla 26 Revisión de resistencia al corte por sismo severo de muro critico en dirección Y - Modulo Sullana 144
Tabla 27 Derivas en dirección XX e YY - Modulo Piura 145
Tabla 28 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Piura 145
Tabla 29 Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Piura 146

Tabla 30 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY – Modulo Piura 146
Tabla 31 Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Piura 147
Tabla 32 Cálculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Piura 150
Tabla 33 Cálculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X – Modulo Piura 150
Tabla 34 Cálculo de cortante por capacidad de muro en dirección X – Modulo Piura 151
Tabla 35 Cálculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección Y - Modulo Piura 154
Tabla 36 Cálculo de contribución del del acero y cortante total de muro en dirección Y - Modulo Piura 154
Tabla 37 Cálculo de cortante por capacidad de muro en dirección Y - Modulo..... 155
Tabla 38 Derivas en dirección XX e YY - Modulo Sechura 155
Tabla 39 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo 156
Tabla 40 Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo 156
Tabla 41 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Sechura 157
Tabla 42 Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Sechura..... 157
Tabla 43 Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Sechura 161
Tabla 44 Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Sechura 161
Tabla 45 Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo..... 162
Tabla 46 Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección Y - Modulo Sechura 165
Tabla 47 Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección Y - Modulo Sechura 165
Tabla 48 Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección Y - Modulo Sechura 166
Tabla 49 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Chulucanas 166
Tabla 50 Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Chulucanas..... 166
Tabla 51 Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Chulucanas 167
Tabla 52 Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Chulucanas..... 168
Tabla 53 Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Chulucanas 172
Tabla 54 Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Chulucanas 172
Tabla 55 Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo Chulucanas 173
Tabla 56 Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado de muro critico en dirección Y - Modulo Chulucanas 174

Tabla 57 Revisión de resistencia al corte por sismo severo de muro critico en dirección Y - Modulo Chulucanas 174
Tabla 58 Propiedades mecánicas del concreto 176
Tabla 59 Resumen de las propiedades de la unidad de prueba. 176
Tabla 60 Resultados de deformación para diferentes instantes de tiempo 182
Tabla 61 Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm 182
Tabla 62 Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm 184
Tabla 63 Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm 185
Tabla 64 Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm 187
Tabla 65 Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm 188
Tabla 66 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Paita 219
Tabla 67 Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17- Modelo Paita 219
Tabla 68 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Paita 222
Tabla 69 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño direcciónXX – Modulo Paita 222
Tabla 70 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Paita 222
Tabla 71 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Paita 223
Tabla 72 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Paita 224
Tabla 73 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Paita 224
Tabla 74 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 -Modelo Paita 226
Tabla 75 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Paita 228
Tabla 76 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY– Modelo Paita 229
Tabla 77 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modulo Sullana 233
Tabla 78 Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modulo Sullana 233
Tabla 79 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Sullana 237
Tabla 80 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Sullana 237

Tabla 81 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Sullana 238
Tabla 82 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Sullana 238
Tabla 83 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Sullana 239
Tabla 84 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Sullana 239
Tabla 85 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sullana 241
Tabla 86 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX– Modelo Sullana 242
Tabla 87 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sullana 243
Tabla 88 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY– Modelo 244
Tabla 89 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Piura 249
Tabla 90 Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Piura 249
Tabla 91 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Piura 252
Tabla 92 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Piura 252
Tabla 93 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Piura 252
Tabla 95 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Piura 254
Tabla 96 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Piura 254
Tabla 97 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Piura 256
Tabla 98 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX– Modelo 257
Tabla 99 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Piura 259
Tabla 100 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Piura 259
Tabla 101 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Sechura 263
Tabla 102 Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Sechura 264

Tabla 103 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Sechura 267
Tabla 104 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Sechura 267
Tabla 105 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Sechura 268
Tabla 106 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Sechura 268
Tabla 107 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Sechura 269
Tabla 108 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Sechura 269
Tabla 109 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sechura 271
Tabla 110 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sechura 272
Tabla 111 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sechura 273
Tabla 112 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Sechura 274
Tabla 113 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Chulucanas 279
Tabla 114 Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Chulucanas 280
Tabla 115 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Chulucanas 283
Tabla 116 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Chulucanas 283
Tabla 117 Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Chulucanas 283
Tabla 118 Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Chulucanas 284
Tabla 119 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Chulucanas 285
Tabla 120 Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Chulucanas 285
Tabla 121 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Chulucanas 287
Tabla 122 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Chulucanas 288
Tabla 123 Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Chulucanas 289

Tabla 124 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Chulucanas 290
Tabla 125 Registros sísmicos para el análisis dinámico no lineal 293
Tabla 126 Periodo en X e Y de modulo o edificio analizado 296
Tabla 127 Umbrales de espectro compatibilidad entre periodos de 0.2Tmin y 1.5Tmax..... 297
Tabla 128 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Paita 305
Tabla 129 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Paita 305
Tabla 130 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Paita..... 307
Tabla 131 Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Paita..... 307
Tabla 132 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Sullana 316
Tabla 133 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Sullana 316
Tabla 134 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sullana..... 318
Tabla 135 Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Sullana..... 318
Tabla 136 Desplazamientos Limites según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Sullana 322
Tabla 137 Desplazamientos máximos según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Sullana 323
Tabla 138 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Piura..... 329
Tabla 139 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Piura..... 330
Tabla 140 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Piura 332
Tabla 141 Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Piura 332
Tabla 142 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Sechura 341
Tabla 143 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Sechura 341
Tabla 144 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sechura..... 343
Tabla 145 Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Sechura..... 343
Tabla 146 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Chulucanas 351
Tabla 147 Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Chulucanas 351

Tabla 148 Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Chulucanas 353
Tabla 149 Desplazamientos Limites según nivel de desempeño dirección YY – Modulo 356
Tabla 150 Desplazamiento plástico según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Chulucanas..... 357
Tabla 151 Resumen de Resultados de análisis sísmico en la dirección XX 358
Tabla 152 Resumen de Resultados de análisis sísmico en la dirección YY 358

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa escale (MINEDU) 9
Figura 2. Propiedades básicas de una estructura vibrante 22
Figura 3. Curva esfuerzo deformación en tracción del acero de refuerzo 26
Figura 4. Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no-confinado 27
Figura 5. Modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida 28
Figura 6. Modelo no lineal del muro de albañilería 29
Figura 7. Curva de fragilidad con probabilidad de daños 31
Figura 8. Método Hazus de estimación de pérdidas por sismo 34
Figura 9. Cortante Basal 36
Figura 10. Modelo Paita: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 48
Figura 11. Modelo Paita: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 48
Figura 12. Columnas y muros de concreto armado de módulo Paita 49
Figura 13. Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Paita 49
Figura 14. Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Paita 49
Figura 15. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x80 cm. Módulo Paita 51
Figura 16. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x90 cm. Módulo Paita 52
Figura 17. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x40 cm. Módulo Paita 53
Figura 18. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Paita 54
Figura 19. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x55 cm. Módulo Paita 55
Figura 20. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x50 cm. Módulo Paita 56
Figura 21. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x55 cm. Módulo Paita 57
Figura 22. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Paita 58
Figura 23. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x115 cm. Módulo Paita 59
Figura 24. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 50x20 cm. Módulo Paita 60
Figura 25. Diagrama de Momento Curvatura – Placa C 796x93x30 cm. Módulo Paita 61
Figura 26. Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 150x55x30 cm. Módulo Paita 62
Figura 27. Modelo Sullana Vista planta - Eje X Sistema Placas, Eje Y Albañilería 64
Figura 28. Modelo Sullana. Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería 65
Figura 29. Columnas y muros de concreto armado de módulo Sullana 65
Figura 30. Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Sullana 65
Figura 31. Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Sullana 66
Figura 32. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sullana 67
Figura 33. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sullana 68
Figura 34. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm. Módulo Sullana 69
Figura 35. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm. Módulo Sullana 70

Figura 36. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm Tramo1. Módulo Sullana 71
Figura 37. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm Tramo2. Módulo Sullana 72
Figura 38. Diagrama de Momento Curvatura – Columna 25x50 cm. Módulo Sullana 73
Figura 39. Diagrama de Momento Curvatura – Columna L 50x50x25 cm. Módulo Sullana 74
Figura 40. Diagrama de Momento Curvatura – Placa T 180x50x25 cm. Módulo Sullana 75
Figura 41. Modelo Piura: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 77
Figura 42. Modelo Piura: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 77
Figura 43. Columnas y muros de concreto armado de módulo Piura 78
Figura 44. Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Piura 78
Figura 45. Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Piura 78
Figura 46. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x80 cm. Módulo Piura 80
Figura 47. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Piura 81
Figura 48. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x50 cm. Módulo Piura 82
Figura 49. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x55 cm. Módulo Piura 83
Figura 50. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Piura 84
Figura 51. Diagrama de Momento Curvatura – Placa C 796x93x30 cm. Módulo Piura 85
Figura 52. Diagrama de Momento Curvatura – Placa T 150x55x35 cm. Módulo Piura 86
Figura 53. Modelo Sechura: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 88
Figura 54. Modelo Sechura: Vista en 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas 88
Figura 55. Columnas y muros de concreto armado de módulo Sechura 89
Figura 56. Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Sechura 89
Figura 57. Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Sechura 89
Figura 58. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Sechura 91
Figura 59. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Sechura 92
Figura 60. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x20 cm. Módulo Sechura 93
Figura 61. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x30 cm. Módulo Sechura 94
Figura 62. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x30 cm. Módulo Sechura 95
Figura 63. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm. Módulo Sechura 96
Figura 64. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Sechura 97
Figura 65. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 40x20 cm. Módulo Sechura 98

Figura 66. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sechura 99
Figura 67. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x20 cm. Módulo Sechura 100
Figura 68. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x30 cm. Módulo Sechura 101
Figura 69. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x36 cm. Módulo Sechura 102
Figura 70. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Sechura 103
Figura 71. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Sechura 104
Figura 72. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Sechura 105
Figura 73. Diagrama de Momento Curvatura – Columna L 50x50x30 cm. Módulo Sechura 106
Figura 74. Diagrama de Momento Curvatura – Columna 30x50 cm. Módulo Sechura 107
Figura 75. Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 60x90x25x25x30 cm. Módulo Sechura 108
Figura 76. Diagrama de Momento Curvatura – Placa rectangular 240x25 cm de Módulo Sechura 109
Figura 77. Diagrama de Momento Curvatura – Placa rectangular T 140x60x25x25x30 cm. Módulo Sechura 110
Figura 78. Modelo Chulucanas. Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería 112
Figura 79. Modelo Chulucanas. Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería 112
Figura 80. Columnas y muros de concreto armado de módulo Chulucanas 113
Figura 81. Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Chulucanas 113
Figura 82. Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Chulucanas 113
Figura 83. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Chulucanas 115
Figura 84. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Chulucanas 116
Figura 85. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo3. Módulo Chulucanas 117
Figura 86. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm. Módulo Chulucanas 118
Figura 87. Diagrama de Momento Curvatura – Columna 24x50 cm. Módulo Chulucanas 119
Figura 88. Diagrama de Momento Curvatura – Columna 25x150 cm. Módulo Chulucanas 120
Figura 89. Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 50x50x25 cm. Módulo Chulucanas. 121

Figura 90. Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 150x50x25x30 cm. Módulo Chulucanas 122
Figura 91. Modelo Paita. Ubicación de muro critico en eje X 127
Figura 92. Modelo Paita. Diagrama de iteración de muro critico en dirección local XX 128
Figura 93. Modelo Paita. Diagrama de iteración de muro critico en dirección local YY 129
Figura 94. Modelo Paita: Ubicación de muro critico en eje Y 131
Figura 95. Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local XX 132
Figura 96. Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY 133
Figura 97. Modelo Sullana: Derivas máximas en la dirección XX 136
Figura 98. Modelo Sullana: Derivas máximas en la dirección YY 138
Figura 99. Modelo Sullana: Ubicación de muro critico en el eje X 139
Figura 100. Modelo Sullana: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX 140
Figura 101. Modelo Sullana: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY 141
Figura 102. Modelo Sullana: Ubicación de muro critico en el eje y 143
Figura 103. Modelo Piura: Ubicación de muro critico en el eje X 147
Figura 104. Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX 148
Figura 105. Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY 149
Figura 106. Modelo Piura: Ubicación de muro critico en el eje Y 151
Figura 107. Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local 152
Figura 108. Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY 153
Figura 109. Modelo Sechura: Ubicación de muro critico en el eje X 158
Figura 110. Modelo Sechura. Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local 159
Figura 111. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local 160
Figura 112. Modelo Sechura: Ubicación de muro critico en el eje Y 162
Figura 113. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local XX 163
Figura 114. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY 164
Figura 115. Modelo Chulucanas: Derivas máximas en la dirección XX 167
Figura 116. Modelo Chulucanas: Derivas máximas en la dirección YY 168
Figura 117. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro critico en el eje X 169
Figura 118. Modelo Chulucanas. Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX 170
Figura 119. Modelo Chulucanas: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY 171

Figura 120. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro critico en el eje Y 173
Figura 121. Sección de concreto y acero de refuerzo en muro seleccionado WSH6 175
Figura 122. Disposición del refuerzo vertical de la unidad de prueba WSH6 175
Figura 123. Histéresis fuerza-desplazamiento de muro WSH6..... 176
Figura 124. Modelo computacional de muro..... 177
Figura 125. Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto de muro WSH6. 178
Figura 126. Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo de muro WSH6 178
Figura 127. Grafica de respuesta de modelo tipo fibra en tracción en muro..... 179
Figura 128. Grafica de respuesta de modelo tipo fibra en comprensión en muro 179
Figura 129. Datos de definición modelo tipo layer de sección de muro 180
Figura 130. Datos de definición de propiedades de modelo tipo layer de sección de muro 180
Figura 131. Gráfico de curva comparativa ensayo experimental y computacional – Muro WSH6..... 181
Figura 132. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm 183
Figura 133. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm..... 183
Figura 134. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm..... 184
Figura 135. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm..... 185
Figura 136. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm 186
Figura 137. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm 186
Figura 138. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm 187
Figura 139. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm 188
Figura 140. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm..... 189
Figura 141. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm..... 189

Figura 142. Ensayo experimental de muro M1 albañilería confinada 192
Figura 143. Modelación de albañilería confinada como columna ancha con rótula de corte 193
Figura 144. Comparación de modelo con rotula tipo corte y ensayo experimental 194
Figura 145. Modelamiento de muro albañilería confinada con elementos Link 195
Figura 146. Comparación de modelo tipo Link de albañilería confinada y ensayo 196
Figura 147. Comparación de Ensayo, modelo con rótula tipo c|orte y modelo tipo Link 197
Figura 148. Espécimen del ensayo de interacción tabique-estructura ante cargas laterales 199
Figura 149. Calibración del ensayo tabique-estructura con elementos frame con rótulas axiales 200
Figura 150. Comparación: Ensayo vs Rotula Axial 201
Figura 151. Calibración del ensayo tabique-estructura con modelado tipo frame con límites de compresión y tracción 202
Figura 152. Comparación: Ensayo vs T/C Limits 203
Figura 153. Calibración del ensayo de tabique-estructura como muro diafragma con elementos Shell Layer y Links 205
Figura 154. Comparación: Ensayo vs Shell Layer Link 206
Figura 155. Comparación de modelos de interacción Tabique- Estructura 207
Figura 156. Modelo del edificio Chulucanas con elementos tipo Link que representan a la albañilería confinada 209
Figura 157. Modelo del edificio Chulucanas considerado solo como pórticos de concreto armado 210
Figura 158. Modelo del edificio Chulucanas modelado como columna ancha con rótulas por corte 211
Figura 159. Edificio Chulucanas modelado como muro diafragma para representar interacción Tabique-Estructura 212
Figura 160. Comparativa de curvas de capacidad de modelo representativo edificio Chulucanas 213
Figura 161. Comparativa de curvas de capacidad con puntos de desempeño 214
Figura 162. Modelo Paita : Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto 215
Figura 163. Modelo Paita: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo. 216
Figura 164. Modelo Paita: Curva de capacidad en la dirección XX 217
Figura 165. Modelo Paita: Curva de capacidad en la dirección YY 217
Figura 166. Modelo Paita: Espectro elástico en la Dirección XX 218
Figura 167. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 219
Figura 168. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 220
Figura 169. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000 221

Figura 170. Modelo Paita: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000 221
Figura 171. Modelo Paita: Curvas de fragilidad en la dirección XX 223
Figura 172. Modelo Paita: Curvas de fragilidad en la dirección YY 224
Figura 173. Modelo Paita: Ubicación de muro crítico en eje XX - Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 225
Figura 174. Modelo Paita: Ubicación de muro crítico en eje YY _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 225
Figura 175. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Paita 226
Figura 176. Modelo Paita: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX 227
Figura 177. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Paita 228
Figura 178. Modelo Paita: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY 229
Figura 179. Modelo Sullana: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto 230
Figura 180. Modelo Sullana: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo 230
Figura 181. Modelo Sullana: Curva de capacidad en la dirección XX 231
Figura 182. Modelo Sullana: Curva de capacidad en la dirección YY 232
Figura 183. Modelo Sullana: Espectro elástico en la Dirección XX 233
Figura 184. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 234
Figura 185. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17 235
Figura 186. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000 236
Figura 187. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000 236
Figura 188. Modelo Sullana: Curvas de fragilidad en la dirección XX 238
Figura 189. Modelo Sullana: Curvas de fragilidad en la dirección XX 239
Figura 190: Modelo Sullana: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 240
Figura 191. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Sullana 241
Figura 192. Modelo Sullana: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX 242
Figura 193. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Sullana 244
Figura 194. Modelo Sullana: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY 245
Figura 195. Modelo Piura: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto 246

Figura 196. Modelo Piura: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo 246
Figura 197. Modelo Piura: Curva de capacidad en la dirección XX 247
Figura 198. Modelo Piura: Curva de capacidad en la dirección YY 247
Figura 199. Modelo Piura: Espectro elástico en la Dirección XX 248
Figura 200. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 249
Figura 201. Modelo Piura: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17 250
Figura 202. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000 251
Figura 203. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000 251
Figura 204. Modelo Piura: Curvas de fragilidad en la dirección XX 253
Figura 205. Modelo Piura: Curvas de fragilidad en la dirección YY 254
Figura 206. Modelo Piura: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 255
Figura 207. Modelo Piura: Ubicación de muro crítico en eje YY _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 256
Figura 208. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Piura 257
Figura 209. Modelo Piura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX 258
Figura 210. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Piura 259
Figura 211. Modelo Piura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY 260
Figura 212. Modelo Sechura: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto 261
Figura 213. Modelo Sechura: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo 261
Figura 214. Modelo Sechura: Curva de capacidad en la dirección XX 262
Figura 215. Modelo Sechura: Curva de capacidad en la dirección YY 262
Figura 216. Modelo Sechura: Espectro elástico en la Dirección XX 263
Figura 217. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 264
Figura 218. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17 265
Figura 219. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000 266
Figura 220. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000 266
Figura 221. Modelo Sechura: Curvas de fragilidad en la dirección XX 268
Figura 222. Modelo Sechura: Curvas de fragilidad en la dirección YY 269
Figura 223. Modelo Sechura: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 270

Figura 224. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Sechura 271
Figura 225. Modelo Sechura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX..... 272
Figura 226. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Sechura 273
Figura 227. Modelo Sechura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY..... 274
Figura 228. Modelo Chulucanas: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto..... 275
Figura 229. Modelo Chulucanas: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo..... 276
Figura 230. Modelo Chulucanas: Curva de capacidad en la dirección XX..... 277
Figura 231. Modelo Chulucanas: Curva de capacidad en la dirección YY..... 278
Figura 232. Modelo Chulucanas: Espectro elástico en la Dirección XX 279
Figura 233. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17 280
Figura 234. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17 281
Figura 235. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000..... 282
Figura 236. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000..... 282
Figura 237. Modelo Chulucanas: Curvas de fragilidad en la dirección XX..... 284
Figura 238. Modelo Chulucanas: Curvas de fragilidad en la dirección YY..... 285
Figura 239. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17 286
Figura 240. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Chulucanas..... 287
Figura 241. Modelo Chulucanas: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX..... 288
Figura 242. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Chulucanas..... 290
Figura 243. Modelo Chulucanas: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY..... 291
Figura 244. Definición del Caso de Carga Gravitacional..... 292
Figura 245. Definición del Caso de Carga de Sismo Lima 1966 EW 292
Figura 246. Comparación de parámetros sísmicos por registro 294
Figura 247. Valores numéricos para cada parámetro de selección de registros..... 294
Figura 248. Filtración de registros seleccionados 295
Figura 249. Espectro objetivo según la norma peruana E030 para la espectro-compatibilidad a los 7 pares de registros seleccionados..... 296
Figura 250. Ingreso de datos para realización de la espectro-compatibilidad..... 297

Figura 251. Espectro de respuesta de acelerogramas compatibles 297
Figura 252. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 298
Figura 253. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS 299
Figura 254. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-EW 299
Figura 255. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS 300
Figura 256. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-EW 300
Figura 257. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS 301
Figura 258. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Lima 66 -EW 301
Figura 259 Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Lima 66 -NS 302
Figura 260. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Moquegua 2001-EW 302
Figura 261. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Moquegua 2001-NS 303
Figura 262. Modelo Paita: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-EW 303
Figura 263. Modelo Paita: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-NS 304
Figura 264. Modelo Paita: Derivas máximas por nivel – ANLTH EW 306
Figura 265. Modelo Paita: Derivas máximas por nivel – ANLTH NS 306
Figura 266. Modelo Paita: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X 308
Figura 267. Modelo Paita: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y 308
Figura 268. Modelo Sullana: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 309
Figura 269. Modelo Sullana: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 310
Figura 270. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Moquegua 2001-EW 310
Figura 271. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Moquegua 2001-NS 311
Figura 272. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Ica 2007-EW 311
Figura 273. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Ica 2007-NS 312
Figura 274. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Lima 66-EW 312

Figura 275. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Lima 66-NS 313
Figura 276. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW 313
Figura 277. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS 314
Figura 278. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW 314
Figura 279. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS 315
Figura 280. Modelo Sullana: Derivas máximas por nivel en dirección EW 317
Figura 281. Modelo Sullana: Derivas máximas por nivel en dirección NS 317
Figura 282. Modelo Sullana: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X 319
Figura 283. Modelo Sullana: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y 319
Figura 284. Límites de rotula según nivel de desempeño - Modelo Sullana 321
Figura 285. Rotula de muro critico de albañilería sismo LIMA 66 en dirección NS - Modelo Sullana 322
Figura 286. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 323
Figura 287. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS 324
Figura 288. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Moquegua 2001-EW 324
Figura 289. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Moquegua 2001-NS 325
Figura 290. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Ica 2007-EW 325
Figura 291. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Ica 2007-NS 326
Figura 292. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW 326
Figura 293. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS 327
Figura 294. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW 327
Figura 295. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS 328
Figura 296. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-EW 328
Figura 297. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-NS 329
Figura 298. Modelo Piura: Derivas máximas por nivel en dirección EW 331
Figura 299. Modelo Piura: Derivas máximas por nivel en dirección NS 331

Figura 300. Modelo Piura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X 333
Figura 301. Modelo Piura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y 333
Figura 302. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 334
Figura 303. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS 335
Figura 304. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-Ew 335
Figura 305. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS 336
Figura 306. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-Ew 336
Figura 307. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS 337
Figura 308. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW 337
Figura 309. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS 338
Figura 310. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW 338
Figura 311. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS 339
Figura 312. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW 339
Figura 313. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS 340
Figura 314. Modelo Sechura: Derivas máximas por nivel en dirección EW 342
Figura 315. Modelo Sechura: Derivas máximas por nivel en dirección NS 342
Figura 316. Modelo Sechura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X 343
Figura 317.Modelo Sechura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y 344
Figura 318. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW 345
Figura 319. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS 345
Figura 320. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-EW 346
Figura 321. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS 346

Figura 322. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-EW 347
Figura 323. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS 347
Figura 324. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW 348
Figura 325. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS 348
Figura 326. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico MOQUEGUA 2001-EW 349
Figura 327. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico MOQUEGUA 2001-NS 349
Figura 328. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW 350
Figura 329. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS 350
Figura 330. Modelo Chulucanas: Derivas máximas por nivel en dirección EW 352
Figura 331. Modelo Chulucanas: Derivas máximas por nivel en dirección NS 353
Figura 332. Modelo Chulucanas: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X 354
Figura 333. Límites de rotula según nivel de desempeño - Modelo Chulucanas 355
Figura 334. Rotula de muro critico de albañilería sismo ICA 2007 en dirección NS - Modelo Chulucanas 356
Figura 335. Planteamiento de mejora en estructuración en eje X – Edificio Chulucanas 359
Figura 336. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Chulucanas 360
Figura 337. Planteamiento de mejora en estructuración en eje X – Edificio Sechura 361
Figura 338. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Sechura 361
Figura 339. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Sullana 362

RESUMEN

Los colegios, como estructuras esenciales, están continuamente expuestos a riesgos derivados de eventos naturales y antrópicos adversos. Una de las mayores preocupaciones radica en la interrupción de su funcionamiento a causa de los daños generados por un sismo. Por ello, es imperativo disponer de escuelas cuya infraestructura pueda mantenerse operativa inmediatamente después de un evento sísmico, garantizando que su funcionalidad se mantenga plenamente operativa inmediatamente después de un sismo.

Para obtener la respuesta no lineal de la estructura, se utilizó el método de análisis no lineal estático y el análisis dinámico en el tiempo, cuyos resultados se presentan en términos de derivas, comparándolos con la normativa técnica peruana actual. La evaluación del desempeño se definió a través de los límites de deriva de entrepiso.

Finalmente, se observó que 3 de las 5 edificaciones de infraestructura educativa contemporánea analizadas no cumplieron con el desempeño adecuado. Las edificaciones fueron evaluadas en función del cumplimiento de la deriva según la norma E030 (2018), revisión de los muros conforme a la norma E060 (2009) o E070 (2006), desempeño acorde a SEAOC (1999), daños según las curvas de fragilidad y desempeño en función de las rotaciones conforme al ASCE 41-17 (2017).

Palabras Claves: tipología estructural, curva de capacidad, curvas de fragilidad, desempeño sísmico, estado de daño

ABSTRACT

Schools are essential structures that are permanently exposed to risk situations, both due to adverse natural and anthropic events. One of the main concerns is the interruption of their operation due to damage caused by an earthquake. For this reason, there is a great need to have schools whose infrastructure remains operational immediately after an earthquake.

To obtain the nonlinear response of the structure, the static nonlinear analysis method and the dynamic analysis over time were used, whose results are presented in terms of drifts, comparing them with the current Peruvian technical regulations. The performance evaluation was defined through the floor drift limits.

Finally, it was observed that 3 of the 5 contemporary educational infrastructure buildings analyzed did not meet the adequate performance. The buildings were evaluated based on compliance with drift according to standard E030 (2018), review of the walls according to standard E060 (2009) or E070 (2006), performance according to SEAOC (1999), damage according to fragility curves and performance based on rotations according to ASCE 41-17 (2017).

Keywords: structural typology, capacity curve, fragility curves, seismic performance, damage status

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, las normas de diseño sísmico a nivel mundial se han basado en el método de las fuerzas, pero se ha comprobado que este método no predice adecuadamente el comportamiento real de la estructura ante eventos sísmicos. Es por eso que se hace necesario considerar nuevas metodologías y procedimientos de diseño sísmicos alternativos, con los cuales se pueda predecir de manera confiable el comportamiento de las estructuras ante determinados niveles de demanda sísmica.

El enfoque principal de la mayoría de los códigos de diseño es asegurar la seguridad de la vida. Sin embargo, se trabaja de manera cada vez más intensa en el desarrollo de métodos de análisis, evaluación y diseño, lo suficientemente probados como para que en el futuro cercano puedan ser aceptados de implementarse en las normativas existentes.

Dado que el Perú es un país que posee un alto índice de peligrosidad sísmica, se hace indispensable considerar metodologías y procedimientos de diseño sísmicos alternativos.

CAPÍTULO I: PROTOCOLO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Identificación y descripción del problema de estudio.

1.1.1 Problemática.

Uno de los problemas de los procedimientos actuales de diseño y evaluación es que no aseguran un nivel de desempeño adecuado para las estructuras, ya que los procesos de evaluación establecidos en la mayoría de los reglamentos presentan una considerable incertidumbre, atribuible tanto a la imprevisibilidad de los eventos sísmicos como al comportamiento inelástico de las estructuras. Por ello, es esencial contar con métodos de diseño y evaluación que permitan predecir de manera confiable el comportamiento estructural frente a dichas condiciones.

Actualmente, en diversos países se ha incorporado el diseño sísmico basado en el desempeño para los diseños estructurales, con el fin de garantizar el nivel de comportamiento de los edificios ante eventos sísmicos. Por esta razón, es necesario considerar en nuestra normativa la incorporación de estas nuevas metodologías y procedimientos de diseño sísmico alternativos, que permitan predecir de manera confiable el comportamiento de las estructuras ante diferentes niveles de demanda sísmica (Otani, 1996).

El enfoque principal de la mayoría de los códigos de diseño es asegurar la seguridad de la vida; sin embargo, se está trabajando intensamente en el desarrollo de métodos de análisis, evaluación y diseño lo suficientemente probados, para que en un futuro cercano puedan ser aceptados e implementados en las normativas existentes (Bonnett, 2003). En el caso del Perú, al ser un país con un alto índice de peligrosidad sísmica, resulta indispensable considerar metodologías y procedimientos de diseño sísmico alternativos (Gálvez, 2011).

Existen métodos alternativos, como el diseño por desplazamiento, cuyo análisis se enfoca en la deformación que actúa sobre la estructura debido a las fuerzas que impactan los componentes estructurales. Asimismo, el diseño por desempeño de edificaciones proyectadas analiza el comportamiento de la estructura bajo niveles predefinidos de daño sísmico, con conocimiento de las normativas mundiales, y toma en cuenta la modificación de la concepción de resistencia por el de desempeño (Priestley, M. & Kowalsky, M., 2000).

1.1.2 Formulación del problema general

¿Cuál es evaluación del desempeño sísmico de diferentes tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente?

1.1.3 Formulación de los problemas específicos

¿Cómo se evalúa el análisis sísmico y diseño estructural de diferentes tipologías estructurales de las edificaciones educativas según la normativa peruana vigente?

¿Cómo se determina la curva de capacidad de las edificaciones educativas seleccionados, mediante el análisis no lineal estático (Pushover), según las provisiones del ASCE 41-17?

¿Cómo se determina el desempeño sísmico de las edificaciones educativas seleccionados, acorde al SEAOC VISION 2000?

¿Cómo se determina el estado de daño de edificaciones educativas seleccionados acorde a curvas de fragilidad?

¿Cómo se realiza el análisis no lineal dinámico tiempo historia de las edificaciones educativas seleccionados según las provisiones del ASCE 41-17 y norma peruana sismorresistente E030?

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General:

Evaluar el desempeño sísmico de principales tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente.

1.2.2 Objetivos específicos:

Evaluar el análisis sísmico y diseño estructural de principales tipologías estructurales de las edificaciones educativas según la normativa peruana vigente.

Determinar la curva de capacidad de las edificaciones educativas seleccionados, mediante el análisis no lineal estático (Pushover), según las provisiones del ASCE 41-17.

Determinar el desempeño sísmico de las edificaciones educativas seleccionados, acorde al SEAOC VISION 2000.

Determinar el estado de daño de edificaciones educativas seleccionados acorde a curvas de fragilidad.

Realizar el análisis no lineal dinámico tiempo historia de las edificaciones educativas seleccionados según las provisiones del ASCE 41-17 y norma peruana sismorresistente E030.

1.3 Hipótesis y variables

1.3.1 Hipótesis General

Es posible evaluar el desempeño sísmico de diferentes tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente mediante análisis no lineal

1.3.2 Hipótesis Específicas

Es posible evaluar el análisis sísmico y diseño estructural de diferentes tipologías estructurales de las edificaciones educativas según la normativa peruana vigente.

Es posible determinar la curva de capacidad de las edificaciones educativas seleccionados, mediante el análisis no lineal estático (Pushover), según las provisiones del ASCE 41-17.

Es posible determinar el desempeño sísmico de las edificaciones educativas seleccionados, acorde al SEAOC VISION 2000.

Es posible determinar el estado de daño de edificaciones educativas seleccionados acorde a curvas de fragilidad.

Es posible realizar el análisis no lineal dinámico tiempo historia de las edificaciones educativas seleccionados según las provisiones del ASCE 41-17 y norma peruana sismorresistente E030.

1.3.3 Variables

1.3.3.1 Variables de la Hipótesis principal

Variable independiente: Procedimiento estático no lineal y dinámico no lineal

Variable dependiente: desempeño sísmico

1.3.3.2 Variables de la Hipótesis Secundaria

Hipótesis secundaria 1

Variable independiente: Verificación de diseño sísmico y Análisis modal espectral

Variable dependiente: Parámetros de cumplimiento norma E030 vigente

Hipótesis secundaria 2

Variable independiente: Procedimiento estático no lineal.

Variable dependiente: nivel de desempeño sísmico

Hipótesis secundaria 3

Variable independiente: Procedimiento estático no lineal

Variable dependiente: nivel de desempeño sísmico

Hipótesis secundaria 4

Variable independiente: Procedimiento estático no lineal

Variable dependiente: estimación de estado de daño sísmico

Hipótesis secundaria 5

Variable independiente: Procedimiento dinámico no lineal

Variable dependiente: nivel de desempeño sísmico

Comportamiento estructural:

Los desempeños de las edificaciones describen un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación que se encuentra sujeta a movimientos sísmicos de distintas magnitudes. Es una definición de comportamiento generado por las estructuras que estarán involucradas en este análisis para encontrar el comportamiento y desempeño adecuado de una edificación que esté sometida a un determinado parámetro sísmico. (Bolaños, 2015)

1.4 Justificación y delimitación de la investigación

1.4.1 Justificación

1.4.1.1 Técnica

La presente investigación se realiza por la necesidad de contar con herramientas que puedan contribuir a realizar mejores diseños eficientes y conocer su comportamiento para contribuir con edificaciones seguras para la población estudiantil. Los cuales repercutirán en las secciones de los elementos y se podrán obtener diseños mejorados en cuanto al costo.

1.4.1.2 Metodológica

La presente investigación contribuirá a proponer nuevos métodos de evaluación por desempeño, con el propósito de poner en conocimiento de los profesionales métodos alternativos que permitan alcanzar niveles de desempeño predecibles en cuanto al comportamiento estructural de edificaciones. Además, se propone un método de evaluación aproximado a seguirse, la misma que ha sido desarrollada para aplicarse en las diferentes regiones del país.

Debido a la importancia del conocimiento de la respuesta de las estructuras ante un evento sísmico de cualquier magnitud, se han desarrollado nuevas metodologías, enfocadas a tener un mejor control sobre los objetivos de

desempeño estructural y considerar explícitamente los aspectos que influyen en el comportamiento estructural.

1.4.1.3 Teórica

La presente investigación se justifica teóricamente debido a que se implementan métodos alternativos, en la cual se propone uso para evaluación de desempeño sísmico de edificaciones diseñadas con normativa nacional.

1.4.1.4 Social

La presente investigación se justifica socialmente porque permitirá evaluar la infraestructura educativa, con el fin de implementar métodos alternativos en los que se propone el uso de evaluaciones de desempeño sísmico para edificaciones educativas diseñadas conforme a la normativa nacional. Esto repercutirá directamente en la población estudiantil, que es la usuaria de este tipo de edificaciones.

1.4.1.5 Económico

La presente investigación se justifica económicamente debido a que la implementación de los métodos permitirá contar con infraestructura educativa con menos daños, pues el nivel de seguridad estructural será mayor, así como la protección de la inversión económica de las edificaciones educativas, de tal forma que presente mínimas pérdidas ante un eventual evento sísmico severo.

1.4.2 Delimitaciones de la investigación

1.4.2.1 Espacial

Esta investigación se desarrolló para un conjunto de colegios modelados con un sistema estructural dual y de muros de concreto ubicada en la ciudad de Piura, zona altamente sísmica, para lo cual se tomaron todos los parámetros sísmicos correspondientes para su análisis.

1.4.2.2 Temporal

La investigación empezó en enero 2023 y culminó en setiembre 2024.

1.4.2.3 Social

Los principales entes sociales involucrados fueron:

El Ministerio de Vivienda y Construcción.

El Ministerio de Economía y Finanzas.

El Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo.

Contraloría General de la República

Organismo Supervisor de las Contrataciones del Estado.
Municipalidades distritales
Municipalidades provinciales
El Instituto Geofísico del Perú.
El Instituto Nacional de Defensa Civil.
Metodologías Alternas de diseño sísmico
Universidades públicas y privadas.

1.5 Metodología

1.5.1 Tipo de la investigación

Para el presente estudio, se diseñó un tipo de investigación enfocado en la estimación del desempeño sísmico de una estructura dual, compuesta por muros de concreto y de albañilería confinada, a través de un análisis estático no lineal con el uso de programas de análisis computacional. Esto configura la investigación como aplicativa, bajo un nivel comparativo, ya que se realizó una comparación de los resultados del comportamiento sísmico de edificaciones educativas duales y de muros.

1.5.2 Diseño

El diseño fue cuasi-experimental, ya que se realizó la manipulación de las variables y se utilizaron grupos experimentales (Bunge, 2014).

Se considera cuasi-experimental debido a que el estudio tiene como objetivo analizar el comportamiento estructural en el rango inelástico. Aunque se asemeja a los experimentos cuantitativos y cualitativos, carece de la asignación aleatoria de los grupos o de los controles adecuados.

Con base en lo expuesto, se manipuló la variable de los métodos de análisis sísmico no lineal, y se tomó en cuenta el análisis en las dos direcciones X e Y. A partir de las cuales se determinó el desempeño sísmico para cada una.

1.5.3 Nivel de investigación

El nivel de investigación es relacional, porque se ha buscado demostrar dependencia probabilística entre ambas variables, y se usa un análisis estadístico bivariado, correlación y medidas de correlación entre las variables.

1.5.4 Población y muestra

1.5.4.1 Población

De un grupo de instituciones educativas en etapa de culminación de expediente en el periodo 2019-2022 en región Piura (13) de las cuales se extraerá las más representativas según los parámetros de cantidad de alumnos y aulas de 3 a 4 pisos.

Tabla 1

Cuadro referencial de proyectos en departamento de Piura

N°	Codigos Locales	REGIÓN	PROVINCIA	DISTRITO	IE	ALUMNOS	AULAS	NIVEL EDUCATIVO
1	40513, 440527, 440532, 44055	PIURA	SECHURA	BERNAL	4	214		PRIMARIA
2	410323	PIURA	PIURA	NTISEIS DE OCTU	1	1247		INTEGRADO I P y S
3	434017	PIURA	PAITA	PAITA	1	706		INTEGRADO I P y S
4	424589, 424805, 425013	PIURA	HUANCABAMBA	CANCHAQUE	3	280	13	INTEGRADO I P y S
5	432037	PIURA	MORROPON	MORROPON	1	120	8	INTEGRADO P y S
6	423392	PIURA	AYABACA	SUYO	1	224	6	PRIMARIA
7	40424, 440457, 819703, 82105	PIURA	SECHURA	BERNAL	4	107	8	INICIAL
8	440495, 440508, 440481	PIURA	SECHURA	BERNAL	3	360	18	PRIMARIA
9	437761	PIURA	SULLANA	MIGUEL CHECA	1	473	18	PRIMARIA
10	541041	PIURA	HUANCABAMBA	SONDORILLO	1	23	2	INICIAL
11	434871	PIURA	PAITA	VICHAYAL	1	362	12	PRIMARIA
12	430340	PIURA	MORROPON	CHULUCANAS	1	465	16	SECUNDARIA
13	771598	PIURA	HUANCABAMBA	SONDORILLO	1	85	5	INTEGRADO I y P

Nota : Tomado de http://escale.minedu.gob.pe/mapas

1.5.4.2 Muestra

Según (Bernal, 2016) “es cada uno de los miembros individuales de una población. Cada unidad muestral proporciona una medida”.

La selección de la muestra se realizó mediante un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia y coincide con la población, es decir, 4 edificaciones.

La muestra está constituida por 4 instituciones educativas, las cuales cuentan con edificaciones educativas de 3 a 4 pisos.

1.5.5 Técnicas e instrumentos de recolección de la información

En la presente investigación se empleó la técnica de sistematización bibliográfica, la cual consiste en analizar la información relacionada con el diseño sísmico basado en el desempeño. Los instrumentos utilizados fueron las fichas de trabajo bibliográfico, con las que se recolectaron los datos para su posterior procesamiento y análisis.

Asimismo, se utilizaron tablas de recopilación de resultados, que permitieron obtener datos de medición después de realizar modelamientos computacionales mediante software de diseño sísmico, como ETABS versión 19.1.0. Este software proporciona información importante para conocer los estados de daño y el desempeño sísmico de los edificios a analizar, lo que permite establecer relaciones entre los niveles de desempeño sísmico y los estados de daño a través de las curvas de fragilidad.

La información estadística sobre la población estudiantil y el nivel educativo se obtuvo a través de la aplicación Escale (Estadística de la Calidad Educativa) del Ministerio de Educación. Esta información es fundamental para la tesis, ya que la población estudiantil es la principal afectada en caso de un mal diseño estructural que ponga en riesgo la infraestructura educativa. Un diseño sísmico inadecuado puede comprometer la seguridad de los estudiantes, por lo que es necesario garantizar que los edificios cumplan con los estándares de desempeño sísmico adecuados.



Figura 1:*Mapa escale (MINEDU)*

Nota : Tomado de http://escale.minedu.gob.pe/mapas

1.5.5.1 Procedimiento metodológico

Con el objetivo de llevar a cabo un correcto desarrollo del trabajo de investigación propuesto, se presenta a continuación el procedimiento con puntos básicos que seguiremos para el desarrollo del mismo.

Actividades preliminares:

Coordinaciones previas con el asesor.

Acopio de información referente a normativas, guías para evaluación de desempeño sísmico y selección de los edificios estructurales a evaluar.

Diseño estructural y modelado de edificios de sistema dual y de muros de concreto:

Modelación de los edificios de acuerdo a normativa vigente, de acuerdo a distintas tipologías y mediante el método de evaluación basado en desempeño, para tal propósito se ha realizado uso de programas estructurales.

Ejecución de procedimiento de análisis no lineal

Realización de procedimientos de análisis no lineal correspondientes a los cuales fueron sometidos cada uno de los edificios estructurales diseñados en la etapa anterior y análisis y procesamiento de los resultados obtenidos del análisis.

Evaluación del desempeño sísmico de estructuras evaluadas

Hacer uso de resultados se procede a la evaluación de desempeño sísmico de estructuras evaluadas.

Estructuración del edificio

Los edificios evaluados han sido estructurados en base al sistema estructural dual, placas de concreto armado y muros de albañilería; de esta forma, en los diferentes módulos se compone la estructura resistente a cargas gravitacionales y sísmicas. Para el sistema de diafragma de piso se ha considerado el uso de losas aligeradas tradicionales.

Las losas aligeradas, vigas, columnas y placas estructurales se dimensionaron de acuerdo a las especificaciones de la norma peruana E.060-Concreto Armado. Así como el diseño de muros de albañilería al tomar en cuenta lineamientos de norma peruana E.070. Para la regularidad en planta y elevación se tuvieron en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.030 (2018)-Diseño Sismorresistente.

Estado de cargas del edificio

En las estructuras analizadas se consideraron cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para las cargas gravitacionales se consideró el peso propio y la sobrecarga al tener en consideración las especificaciones de la Norma Peruana E.020-Cargas. Para las cargas sísmicas, acorde al análisis, se realizó en función

del espectro de diseño establecido en la Norma Peruana E.030 (2018)-Diseño Sismorresistente o un registro acelerográfico compatible con dicho espectro.

Modelamiento del edificio

Los modelos computacionales de los edificios serán realizados en el programa Etabs V.2019. Las vigas se modelaron como elementos de comportamiento dominado por flexión. Las columnas se modelarán como elementos de comportamiento dominados por flexocompresión.

Para la formulación del modelo estructural se consideraron los siguientes supuestos:

Las vigas se modelaron como elementos flexibles.

Las losas se modelaron como losas unidireccionales.

Se consideraron diafragmas rígidos en los pisos (tres grados de libertad por planta). Las masas sísmicas se encontraron concentradas en el centro de gravedad de cada piso.

Las columnas se modelarán como elementos flexibles.

Los niveles basales de las estructuras analizadas correspondieron al suelo de fundación para todos los casos.

Se consideraron empotradas en su base las estructuras y no se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación.

Propiedades dinámicas

Por propiedades dinámicas se refiere a los periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras, parámetros relevantes en el análisis sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa.

Para la determinación de los periodos y los modos naturales de las estructuras se realizó un análisis modal. En esta investigación se consideró la masa sísmica como la procedente del 100% de las cargas permanentes más el 25 % de la sobrecarga de uso, tal como lo indica la Norma Peruana E.030 (2018)-Diseño Sismorresistente.

Los modos naturales, además de que permitieron entender el comportamiento de las estructuras, fueron usados como base para el análisis no lineal estático y análisis tiempo-historia de tiempo, que son los dos tipos de análisis que se

realizarán en esta investigación. El análisis modal se realizará al utilizar valores y vectores propios.

Esfuerzos principales

En esta sección se mostraron la variación de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en los elementos estructurales que componen los pórticos principales de los edificios. Para ello, se consideraron los siguientes elementos estructurales representativos de los pórticos de los edificios:

Columnas centrales y extremas

Viga principales peraltadas y secundarias.

Losas aligeradas en una dirección.

Para cada una de las columnas, vigas y losas armadas, se obtuvieron los resultados de cargas axiales, esfuerzo de corte y momento flector. Se analizaron los resultados en la dirección "X" y "Y" para el análisis no lineal estático y para el análisis tiempo-historia. Para el cálculo de los esfuerzos se hizo uso del programa computacional Etabs V2019.

Comportamiento sísmico

En esta sección se presentaron los resultados de respuesta global de los edificios para el análisis no lineal estático. Para cada piso de las estructuras se obtuvo el cortante basal y el desplazamiento máximo en el techo para las dos direcciones de análisis. Dichos resultados fueron obtenidos a través del programa computacional Etabs V2019.

Evaluación del desempeño sísmico de estructuras evaluadas

Al hacer uso de resultados se procede a la evaluación de desempeño sísmico de estructuras evaluadas.

1.5.6 Técnicas de evaluación

En esta investigación se va a realizar el análisis sísmico de edificaciones educativas de sistema dual y de muros de concreto armado en la ciudad de Lima, a través del diseño sísmico basado por desempeño, en el que se va a realizar un análisis estático no lineal (AENL) y un análisis dinámico no lineal (ADNL). En primer lugar, se modelaron los edificios educativos de sistema dual y de placas de concreto armado. Luego, con el empleo de programas como el ETABS Ver. 19.1.0, se definió la curva de capacidad. Con el análisis sísmico dinámico y estático se estableció la curva de demanda y al intersecar ambas curvas (de capacidad y de demanda) se definió el punto de desempeño.

Conocido el punto de desempeño, se estableció el nivel de desempeño del edificio frente a las demandas sísmicas para las que se diseña; posterior a ello se van a establecer las curvas de fragilidad con la finalidad de establecer el estado de daño de la estructura; por lo que se encontró una relación directa entre el nivel de desempeño sísmico y el estado de daño de la estructura. Finalmente, se estableció relación directa entre los desempeños sísmicos con los estados de daño que tienen una estructura con una característica determinada.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

En el ámbito nacional, la norma vigente para el diseño sismo resistente de edificaciones, E.030, ha estado en constante evolución desde su primera versión publicada en Perú en 1970, seguida de la Norma Básica de Diseño Sismo Resistente en 1977, donde se presentaron las primeras fórmulas para determinar la fuerza sísmica lateral junto con sus respectivos parámetros sísmicos. A lo largo de este proceso, se han establecido ciertos lineamientos para la evaluación sísmica de edificios. Sin embargo, aún persisten interrogantes en cuanto a la seguridad que estas edificaciones ofrecen para cumplir adecuadamente su función durante un sismo. Esto es especialmente importante en edificaciones esenciales, como los colegios, que deben garantizar su operatividad inmediata tras un evento sísmico.

La norma vigente E.030 (2018) reconoce que los daños son aceptables en casos de sismos moderados y severos, siempre que, en el primer caso, sean reparables y, en el segundo, no generen el colapso de la estructura. No obstante, en edificaciones esenciales se debe garantizar la operatividad tras un sismo severo, considerando los daños permisibles especificados en la norma para estos niveles de movimiento sísmico.

En la presente Norma Técnica E.030 de Diseño Sismo resistente (2018), se acepta que las edificaciones tengan incursiones elásticas frente a las solicitaciones sísmicas, al ser esta una explicación no clara para conocer el desempeño. Según esto, si se desea que la edificación mantenga su completa operatividad luego del sismo severo, se debe considerar una reducción a las fuerzas o aceleraciones sísmicas que refleje la poca incursión en el rango inelástico, en la cual se denota la inconsistencia de estos criterios.

Dentro del contexto internacional, en los años 80, se empezaron a desarrollar métodos que proporcionaban guías para el diseño y reforzamiento, al considerar el comportamiento no lineal.

Debido a que algunas estructuras diseñadas con el método tradicional no han respondido de la manera esperada ante eventos sísmicos, como fueron los sismos de Loma Prieta (California, 1989) donde, si bien muchos edificios resistieron el evento sísmico sin colapsar, el nivel de daño que estos presentaron hacía su reparación económicamente inviable; y el terremoto de Kobe (Japón, 1995) en donde, además de presentar los mismos problemas observados para el terremoto de Loma Prieta, se observó que muchos edificios que habían sido diseñados con las especificaciones sísmicas para la época, colapsaron.

El diseño sísmico basado en el rendimiento (PBSD) es un marco de diseño conceptual cuyos desarrollos iniciales se pueden rastrear hasta la década de 1990, SEAOC (1995), FEMA 440 (2005), ASCE/SEI 41-17 (2017), entre otros, donde los criterios de diseño se expresan en términos de desempeños objetivos seleccionados.

Es un enfoque de diseño poderoso basado en la idea de que los objetivos de rendimiento (como la capacidad de servicio inmediata, la limitación de daños en grado reparable y la seguridad de la vida) pueden estar relacionados con el nivel de daño estructural y otros posibles indicadores, como derivas entre cuentos y/o deformaciones de los miembros.

Las instituciones FEMA 440 (2005), en su informe "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", en el cual se presentan los procedimientos de análisis sísmico no lineal estático para mejorar la seguridad sísmica de las edificaciones. El objetivo principal de este proyecto fue la evaluación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales (NSP) contenidos en el documento FEMA 356 (2000), la cual es una guía para la rehabilitación sísmica de edificios, y el informe ATC40 (1996) del Consejo de Tecnología Aplicada.

Existen diferentes métodos para este proceso, de los cuales para los análisis no lineales estáticos se tomarán en cuenta los lineamientos estipulados en la norma ASCE/SEI 41-17; estos métodos se basan en que la respuesta es controlada por el modo fundamental. La distribución de fuerza lateral y la conversión de los resultados al diagrama de capacidad se basan en el modo fundamental de vibración de un sistema elástico; estos procedimientos suponen que la forma del modo permanece invariable después de que la estructura haya cedido. ASCE/SEI 41-17 (Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, 2018)

Estos documentos han servido como referencia e impulsado a los códigos de diversos países a adoptar sus criterios o evolucionar de manera casi paralela. El objetivo principal de la mayoría de los códigos de diseño, incluido nuestro reglamento actual, es garantizar la seguridad de la vida. Sin embargo, se han incorporado métodos alternativos de análisis, evaluación y diseño, los cuales se emplean principalmente para la evaluación y reparación de estructuras existentes. Las investigaciones y propuestas más recientes se han enfocado en la inclusión explícita del punto de desempeño.

En investigaciones nacionales recientes, se tiene referencia al tema de investigación, las cuales en su mayoría emplearon propiedades mecánicas nominales del acero, basadas en el código ACI.

2.1.1 Antecedentes Nacionales

Burgos (2007), en su investigación: "Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño", desarrollado en la ciudad de Lima, en la cual llegó a comprobar que, con el Diseño por Capacidad, metodología de Nueva Zelanda, se puede conseguir una estructura dúctil tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo.

Borda y Pastor (2007), en su tesis de grado, investigan el comportamiento sísmico de una edificación de 6 pisos de concreto armado con sistema aporticado. En sus conclusiones, muestran que la ductilidad global es de 19 y la sobreresistencia global es equivalente a 2.5 para el cortante máximo y 1.3 para la primera rótula plástica.

Albarracin & Gallo (2010), en su investigación se diseñó un edificio aporticado de siete pisos de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones; se utilizaron las normas de Concreto Armado NTE-060 y la de Diseño Sismorresistente NTE-030, cuyo objetivo: estudiar el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes, en la cual se han modificado las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente.

Galvez (2011), en esta investigación se estudió un procedimiento para analizar una estructura en el rango inelástico y se han calibrado los elementos estructurales de la edificación con ensayos reales del PEER con el programa CANNY. Se utilizaron diagramas de esfuerzo-deformación de los materiales, hasta obtener resultados muy similares al ensayo. Modelaron y aplicaron solicitaciones sísmicas incrementales, de registros nacionales de la costa peruana, sobre suelos buenos a una edificación escolar de 2 pisos con sistema aporticado y de muros de albañilería confinada. Se evaluó el desempeño de la edificación, se han utilizado los criterios de desempeño del FEMA 368.

Santana (2012), en su tesis de maestría "Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada", tuvo como objetivo diseñar y evaluar el desempeño de una estructura de albañilería confinada diseñada con la norma E.030 y E.070, por medio del análisis no lineal estático y dinámico. Se basó en los criterios de Vision2000 y ATC-40 y el método de espectro de capacidad. Como resultado, la estructura tuvo un comportamiento casi elástico para sismos de servicio y un desempeño aceptable para un

sismo máximo. El autor también indicó tres puntos muy importantes, 1) que se debían recopilar datos sísmicos en la zona central del Perú, 2) que las estructuras de carácter esencial deben ser analizadas con un análisis no lineal para un óptimo reforzamiento y 3)que no existen muchos estudios respecto al análisis no lineal en estructuras de albañilería ni a nivel nacional ni internacional, por lo cual se debe tener mucho cuidado a la hora de realizar un análisis sobre este tipo de estructura.

Asmat (2016), en su investigación, se estudiaron lineamientos de análisis pushover y tiempo-historia, cuyo objetivo fue: brindar herramientas de análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el nivel de desempeño requerido, para lo cual se realizó un análisis sísmico convencional lineal a la estructura y luego se realizó un análisis pushover y tiempo-historia.

Calcina (2017), desarrolla en su investigación la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de 11 niveles, en la cual se ha obtenido su curva de capacidad utilizando el método de análisis de colapso “pushover” y el análisis dinámico incremental “IDA”. Dicha curva transformada en espectro de capacidad es comparada con los espectros de respuesta de terremotos, con la finalidad de conocer el desempeño de la estructura ante diferentes y posibles escenarios sísmicos.

2.1.2 Antecedentes Internacionales

Collins & Stojadinovic (2000), desarrollaron un artículo de investigación en la cual se presentan los estados límites para el diseño basado en desempeño. Se propusieron curvas, referidas a probabilidades de excedencia sobre medidas de desempeño estructural. Al efecto, se han propuesto formas conceptuales posibles de estas curvas, que dependen del sistema estructural, de la geometría de la estructura y de la calidad local del diseño. La curva real debe compararse con la curva de objetivos de desempeño y hacer los ajustes correspondientes.

Humar y Bagchi (2000), estudiaron el desempeño de pórticos de concretos resistentes a momento y muros de corte diseñados acorde a las líneas preliminares para el diseño sísmico propuesto por CANCEE (1996). Los análisis tiempo-historia con base en el movimiento del terreno compatible con diseño sísmico UHS fueron usados en el análisis dinámico.

Estos estudios proporcionaron guías para comprender el comportamiento básico y los niveles de desempeño alcanzados por los edificios diseñados con el código. Es necesario

realizar más estudios para comprender el comportamiento general de dichos edificios en diseño y niveles más altos de riesgo sísmico.

Bagchi (2001), Los principales objetivos de esta investigación fueron el estudio del rendimiento sísmico de edificios diseñados según las nuevas disposiciones sísmicas. En esta tesis se realizó un plan para un estudio exhaustivo del desempeño sísmico de tales edificios. Los siguientes tipos de formas estructurales se identifican para la investigación: (a) pórticos de concreto resistente a momentos, y (b) sistemas de muros de corte de concreto.

El análisis estático de empujón y análisis dinámico no lineal son usados para calcular el estado de daño en una estructura. El desempeño sísmico de una estructura es determinado con base en su estado de daño bajo un movimiento sísmico del terreno.

Albanesi et al. (2002) propusieron un análisis de empuje basado en la energía, basado en el principio de que los patrones de fuerza o desplazamiento que se aplicarán en la estructura deberían tomarse en cuenta las propiedades inerciales y la energía cinética de la estructura. Eso implica que los análisis de pushover deberían ser dependientes de las entradas sísmicas, ya que no existe una estructura estructural única de respuesta independiente de la intensidad sísmica.

Aguiar (2003), publica estudios relacionados al análisis del desempeño sísmico, donde muestra el momento-curvatura y la técnica pushover, que se sustenta en el Análisis No Lineal Estático, utilizando para el efecto un modelo de plasticidad muy sencillo como es el de Giberson.

Alba (2005), en su tema: “Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos”, presenta un método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos, considerando la contribución de sus modos superiores de vibrar, y con una aplicación a estructuras tanto regulares como irregulares en elevación. El propósito de esta tesis fue la obtención de índices de desempeño tales como desplazamientos y derivas de entrepiso, utilizando para ello un espectro de diseño y una serie de análisis modales espectrales, como los usados normalmente en los análisis elásticos.

Mohammad (2007) desarrolló un nuevo método para el diseño basado en desplazamiento (DBD) de una variedad de estructuras para resistir las fuerzas sísmicas experimentadas por ellos. El método propuesto requiere la determinación del rendimiento y los últimos desplazamientos de la estructura. Para el diseño preliminar, estos parámetros se determinan a partir de relaciones empíricas aproximadas. La resistencia requerida de la

estructura se determina luego a partir del espectro de la demanda inelástica correspondiente a la capacidad de ductilidad y la resistencia de rendimiento estimada.

El método se puede utilizar para un sistema de múltiples grados de libertad al transformarlo en un sistema equivalente de un solo grado de libertad.

Para el diseño final, se realizó un análisis modal de un modelo de la estructura que se basa en su diseño preliminar. Un análisis pushover de la estructura de las fuerzas que se distribuyen de acuerdo con el primer modo ahora proporciona mejores estimaciones del rendimiento y los desplazamientos finales.

Pietra (2008), en su tesis de maestría "Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings", tuvo como objetivo general evaluar y comparar los rendimientos de los esquemas de pushover tradicionales con los obtenidos con la propuesta más reciente de empuje adaptable basado en desplazamiento.

Las principales limitaciones de estos procedimientos de análisis están esencialmente relacionadas con el desarrollo de respuestas dominadas por el modo superior, y el aumento de la demanda de deformación inelástica en toda la estructura.

Sánchez (2010), en su tema: "Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado", concluye que: los resultados obtenidos del diseño por desempeño resultaron ser más precisos que el método por resistencia, y las curvas de capacidad proporcionaron información exacta de la rigidez inicial.

Silva (2011) relaciona la distribución de daños experimentada en distintas tipologías constructivas, con las clases de vulnerabilidad e índices de comportamiento sísmico. Presenta dos enfoques para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural: a) Asignación de clases de vulnerabilidad y b) Relación entre el índice de densidad de muros y el grado de daño promedio.

Mendoza (2011), en su tema: "Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios de concreto reforzado", tiene como objetivo general: desarrollar y validar un método dual de evaluación y diseño sísmico para estructuras formadas por marcos de concreto reforzado, usando los preceptos de la filosofía de diseño basada en el desempeño y tomando a los desplazamientos como el índice de desempeño a controlar.

Las conclusiones de esta investigación fueron:

El método de evaluación presentado en este trabajo es una alternativa para estimar el desempeño global de las estructuras.

Haindl (2014), en su trabajo de investigación cuyo objetivo radicó en evaluar el desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado de dos pisos, representativa de la construcción en Chile. Para evaluar el desempeño sísmico se utiliza la metodología FEMA P-695, la cual involucra un análisis no lineal estático y un análisis dinámico incremental. Para cumplir el objetivo se desarrolla un modelo no lineal simplificado de la estructura en OpenSees. Para simular el comportamiento no lineal de los muros, se consideran relaciones fuerza-desplazamiento.

Mohammed (2015), en su tesis de maestría "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads in Gaza Strip", tuvo como objetivo general reducir el riego sísmico en edificios existentes y nuevos de concreto armado en la franja de Gaza. Esta investigación se ocupó de la evaluación de edificios de concreto reforzado de baja altura que están diseñados solo para cargas de gravedad para resistir fuerzas sísmicas en la Franja de Gaza. Los edificios analizados en esta investigación son de baja altura, considerados con una altura que no supera los 21 metros. Es decir, el número de pisos no supera los 7 pisos.

Se considerará la contribución del sistema estructural del marco del edificio, paredes de mampostería de relleno, etc. para resistir las fuerzas sísmicas.

El análisis y evaluación se llevará a cabo utilizando el procedimiento de análisis pushover propuesto por ATC 40 y FEMA 356.

La herramienta computacional utilizada fue el software SAP2000 para realizar el análisis pushover en esta investigación.

Los edificios residenciales regulares serán considerados en esta investigación. En esta investigación se analizan los edificios de concreto reforzado regulares.

Cabrera & Sánchez (2016), en su tema: "Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440 ", tiene como objetivo general: evaluar el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado aporticado usando el MEC.

Las conclusiones de esta investigación fueron:

El método FEMA 440 permite considerar dos modelos: un modelo bilineal histerético y un modelo con degradación de rigidez.

Taewan & Yurim (2018), implementaron el procedimiento de evaluación de desempeño presentado en FEMA P695. Los resultados mostraron que la práctica del diseño coreano no siempre es aplicable a todos los edificios con marco de muro RC con muros de corte ordinarios. Este resultado negativo se debe a una reducción significativa en el momento

de diseño de las paredes. El momento reducido hace que el grosor y refuerzo vertical de Las paredes diseñadas por la práctica coreana son significativamente más pequeñas que las de ASCE 7, mientras que los tamaños de los miembros del marco son similares.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1. Evaluación del desempeño sísmico

El desempeño sísmico es el comportamiento que una estructura presenta frente a un determinado nivel del sismo, el cual es medido en niveles de daño y estados límites tanto en elementos estructurales como no estructurales y componentes internos.

La ingeniería sísmica basada en desempeño es un proceso que incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el comportamiento sísmico preliminar, el comportamiento sísmico final, las verificaciones de aceptabilidad de la estructura.

La predicción de la respuesta sísmica inelástica es un componente esencial del diseño y la evaluación sísmica del desempeño.

Algunos métodos, como el análisis estático no lineal o el análisis del tiempo no lineal, permiten a los ingenieros entender el comportamiento de la estructura y la secuencia del daño en componentes estructurales con una mayor intensidad de movimiento del suelo. De alguna manera, todos los métodos de diseño sísmico basado en desempeño evalúan si los mecanismos de colapso se producen de forma segura de la manera prevista. Al mismo tiempo, aseguran que toda la capacidad de fuerza es explotada.

Para la evaluación de los modelos considerados en esta investigación frente a un sismo, en términos de daños, se necesita una herramienta que permita analizar la estructura más allá del rango elástico, es así que, para la determinación del desempeño sísmico, se aplicará un procedimiento de análisis no-lineal estático como es el Método del Espectro de Capacidad (capacity spectrum method: CSM) incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996).

El desempeño probable del edificio se evalúa utilizando una serie de simulaciones, es decir, análisis de respuesta del edificio debido a las cargas. El proceso de evaluación detallada del desempeño del edificio que se incluye en el contenido del enfoque diseño sísmico basado en desempeño. Comienza con la caracterización del peligro de sacudidas del suelo y finaliza con la predicción de las pérdidas en función del daño. Es importante lograr una relación estadística entre el riesgo de terremoto, la respuesta del edificio, el daño y luego la pérdida, para llevar a cabo el proceso de evaluación del desempeño.

2.2.2. Comportamiento sísmico de edificios

2.2.2.1. Características de la acción sísmica

Una estructura vibrante tiene cuatro propiedades básicas: masa, rigidez, amortiguamiento y desplazamiento**.** Una vibración mecánica es la oscilación de la masa alrededor de su punto de equilibrio. La naturaleza de la oscilación está determinada no sólo por la masa sino también por la rigidez y el amortiguamiento propio de la estructura.

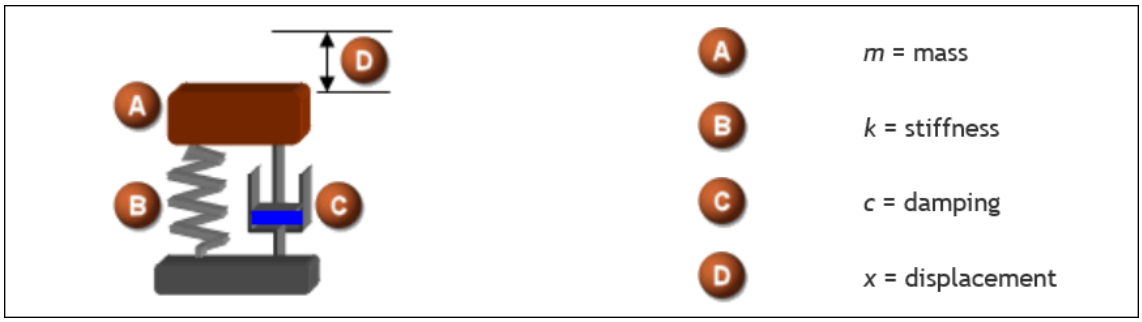


Figura 2 : *Propiedades básicas de una estructura vibrante*

Nota: Adaptado por Blas Molero (IBERISA), posteado el 22 de Enero del 2016

En teoría, la masa puede ser una partícula infinitesimal, tal como una masa condensada, y el amortiguamiento puede estar ausente. En la práctica, la masa de una estructura mecánica tiene peso y dimensiones espaciales, y el amortiguamiento es siempre un factor a considerar.

Las vibraciones mecánicas aparecen cuando la estructura se perturba a partir de su posición de equilibrio, aplicando bien un impulso o una excitación periódica.

Una excitación del tipo impulso produce una vibración libre de la estructura, que vibra a una o más frecuencias naturales (o frecuencias de resonancia) de la estructura y genera una respuesta de cierta magnitud.

Una excitación periódica produce una vibración forzada de la estructura, que vibra a la frecuencia de la excitación periódica.

Cuando el amortiguamiento está presente en cualquier vibración libre o forzada, el movimiento de la estructura eventualmente se reduce a cero debido a la disipación de energía.

Comportamiento sísmico consiste en el estudio de parámetros generados durante un movimiento sísmico, como lo son las fuerzas y los desplazamientos. Para ello, se cuenta con una gran diversidad de métodos que otorgan valores numéricos, los cuales, si son

bien desarrollados por medio de un adecuado diseño que mitigue que controle los efectos de estos movimientos, hacen que el efecto sísmico deje de ser una fuerte amenaza que vulnere contra la vida humana, puesto que el colapso total o parcial de la estructura es el principal causante de este tipo de pérdidas (Oviedo y Duque, 2006).

2.2.3. Objetivos de desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Los objetivos de desempeño describen claramente los desempeños sísmicos deseados de las estructuras, reflejan los riesgos aceptables.

El primer formato de riesgo que se puede establecer para los objetivos de desempeño basado en la intensidad. En este formato de riesgo, el nivel aceptable de pérdida se cuantifica, bajo la suposición que se experimenta una intensidad específica de movimiento del suelo.

El segundo es un objetivo de desempeño basado en escenarios. En este formato de riesgo, el nivel aceptable de pérdida se cuantifica bajo la suposición que ocurra un evento sísmico específico.

El tercer formato de riesgo se denomina objetivo de desempeño basado en el tiempo. En este formato de riesgo se cuantifica una probabilidad aceptable en un período de tiempo de que se experimente o supere un cierto nivel de pérdida, al considerar todos los demás terremotos que pueden afectar al edificio en ese período y su probabilidad de ocurrencia.

2.2.4. Niveles de Peligro Sísmico

Se define peligro sísmico como la probabilidad de ocurrencia de una comprobación sísmica internamente, de un periodo exclusivo de sesión y sobre un espacio de órbita establecido, con un valor determinado.

Se definen cuatro niveles de demanda sísmico: el delantero está representado por sismos frecuentes, con 43 años de fase de retorno; el que está representado por sismos ocasionales, con 75 años de temporada de retorno, el tercero por sismos raros, con 475 años de tiempo de retorno y el extremo por sismos muy raros, con 1000 años de estación de retorno. Cada uno de los peligros sísmicos, todavía de poder ser definidos por un tiempo de retorno, además están determinados por una velocidad altura del suelo, para sismos frecuentes es de 0.20g, para sismos ocasionales es de 0.25g, para sismos raros es

de 0.40g, mientras tanto que para sismos muy raros es de 0.50g, donde g es la aceleración de la gravedad. Borda (2007).

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité Vision 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio.

Tabla 2

Movimientos sísmicos de diseño

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

Nota: Adoptado de Comité Visión 2000 SEAOC (1995)

2.2.5. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño refiere a un estado límite de daño. Y esto representa una condición de estado límite o tolerable establecida en función de los potenciales daños físicos sobre la estructura a analizar, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la estructura es inducida por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. ATC-40 (1996).

La ingeniería basada en el desempeño establece como referencia cuatro niveles de desempeño (SEAOC, 1995):

Totalmente operacional: corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños.

Operacional: en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales.

Seguridad: está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales.

Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación.

Próximo ·al colapso: la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura, aproximándose al colapso.

La Tabla 3 resume los principales niveles de desempeño.

Tabla 3

Definición de niveles de desempeño

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

Nota: Adoptado de Comité Visión 2000 SEAOC (1995)

2.2.6. Relaciones de esfuerzo – deformación de los materiales

2.2.6.1 Acero de refuerzo

Del trabajo realizado por Sánchez et al. (2015), en la tabla 3 se presenta un resumen de los ensayos monotónicos a tracción de varillas fabricadas en el medio local, donde X, es el promedio, S, la desviación estándar, V, es el coeficiente de variación, Max y Min, son los valores máximos y mínimos, per 5 % y per 95 %, son los percentiles, P, factor de calibración del modelo de Mander (1984). Los valores usados en aquella tesis son los correspondientes al promedio (X).

Tabla 4

Valores estadísticos de las características mecánicas de la totalidad de las varillas ensayadas

Prop.	f_y (kg/cm^2)	εsh	$f_{su}(kg/cm^2)$	εsu	$fsuu$	εsuu	P
X	4605	0.0139	7457	0.0809	5819	0.1047	2.99
S	164	0.0037	286	0.0058	449	0.0103	0.23
V	0.0336	0.27	0.038	0.071	0.077	0.099	0.058
Min	4140	0.0065	6977	0.0687	5019	0.083	2.09
Máx	4863	0.0229	8019	0.095	7147	0.1373	3.57
per 5 %	4351	0.0089	7090	0.0732	5200	0.912	2.7
per 95 %	4841	0.0214	7965	0.0914	6545	0.1221	3.34

Nota: Adoptado Sánchez et al. (2015)

El modelo de Mander (1984) se emplea para determinar la curva esfuerzo-deformación del acero. La zona de endurecimiento por deformación depende de los ensayos experimentales.

La curva esfuerzo-deformación del acero presenta tres zonas (veáse Figura 3.1):

La zona elástica donde se cumple la relación lineal (Ley de Hooke) entre el esfuerzo (fs) y la deformación(ε_s).

La zona de fluencia, es la zona plana de la curva, donde se da el incremento de la deformación mas no del refuerzo.

La zona de endurecimiento donde se produce un incremento de la deformación y los esfuerzos mayores a la fluencia. Mander et al. (1984) propone una curva de esfuerzo para la zona de endurecimiento dada por:

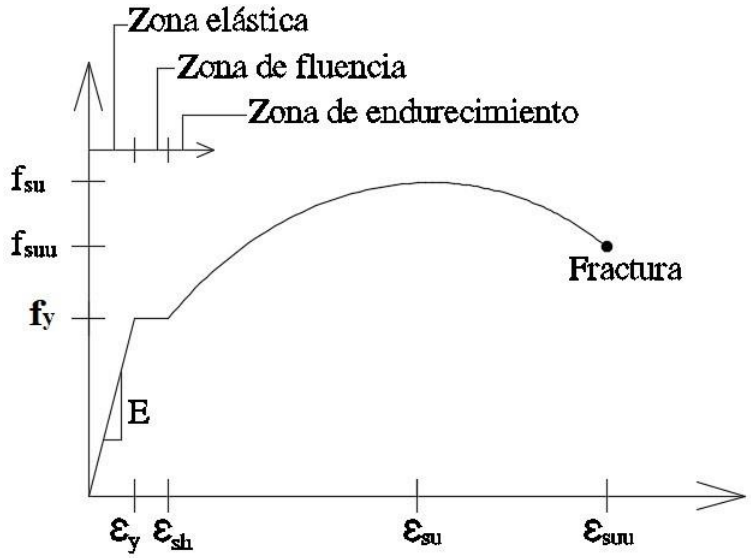


Figura 3:*Curva esfuerzo deformación en tracción del acero de refuerzo*

Nota: Adoptado Sánchez et al. (2015).

2.2.6.2 Concreto

En la literatura se proponen modelos de la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado y confinado.

Modelos como los propuestos por Hognestad (1951) y de Mander et al. (1988) son empleados para representar el comportamiento del concreto no confinado, mientras que para el concreto confinado los más empleados son los de Kent y Park (1971), Park modificado (1982) y Mander et al. (1988).

En la presente tesis se empleará para el concreto confinado el modelo de Mander et al. (1988), basado en la ecuación propuesta por Popovics (1973). La característica principal de este modelo radica en definir el punto de falla del concreto confinado cuando ocurre la fractura del acero transversal, mientras que en los otros dos modelos mencionados no existe un punto de falla definido. (véase figura 3). Asimismo, considera el incremento de la resistencia a la compresión (fcj) y de la deformación unitaria última (εcu) debido al confinamiento. Es aplicable en secciones circulares y rectangulares (según muestra figura 3).

La resistencia a la compresión del concreto (fcj) viene dada por la expresión**:**

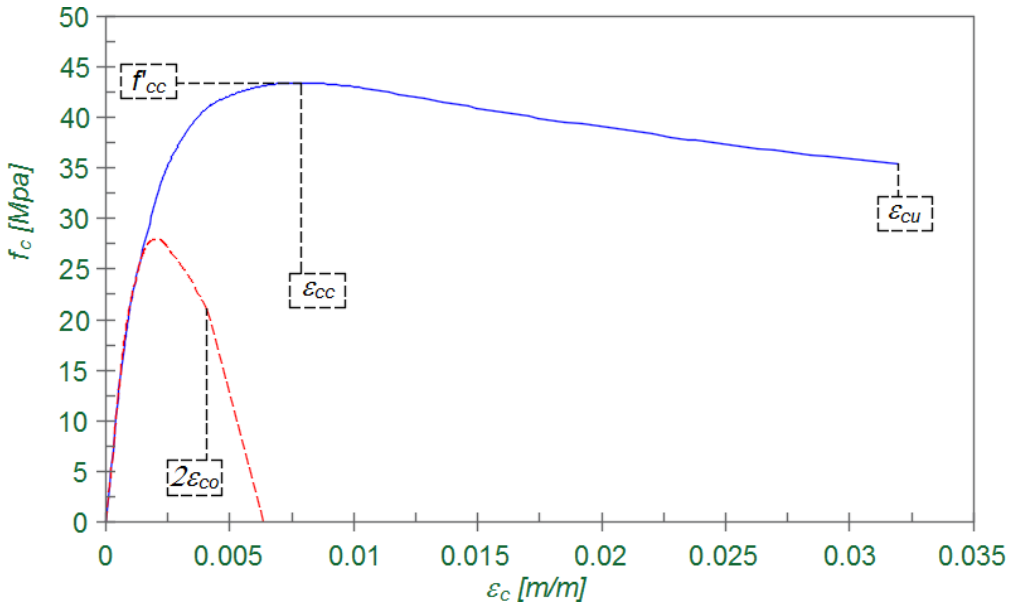


Figura 4 : *Curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no- confinado*

Nota. Adoptado de Mander, Priestley y Park (1988)

2.2.7. Diagrama de momento – curvatura (M – φ)

Los diagramas de momentos curvatura se utilizan en el diseño basado en desplazamientos para deducir analíticamente el comportamiento tanto lineal como no lineal de secciones de concreto armado. Mediante esta herramienta se pueden hallar los estados límite de la sección. A continuación, se menciona las suposiciones para la elaboración de un diagrama de momento curvatura.

Las secciones planas permanecen planas durante la carga del elemento.

La deformación del concreto y el acero son iguales a una misma distancia del eje neutro, lo que supone una adherencia perfecta entre los dos materiales.

Las propiedades lineales y no lineales del concreto y el acero de refuerzo son conocidas de antemano.

La resistencia a tensión de concreto se ignora.

Las cargas axiales se aplican en el centroide de la sección.

2.2.8. Tipos de plasticidades para el concreto armado y albañilería

Los modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida nos permiten simular la no linealidad de los elementos de concreto armado. El primer modelo concentra todos los efectos de no linealidad en resortes o articulaciones de longitud cero, pero tiene un inconveniente en la determinación de los parámetros de calibración, ya que requiere resultados experimentales. En el segundo modelo, los miembros o nudos son discretizados en un número de elementos finitos.

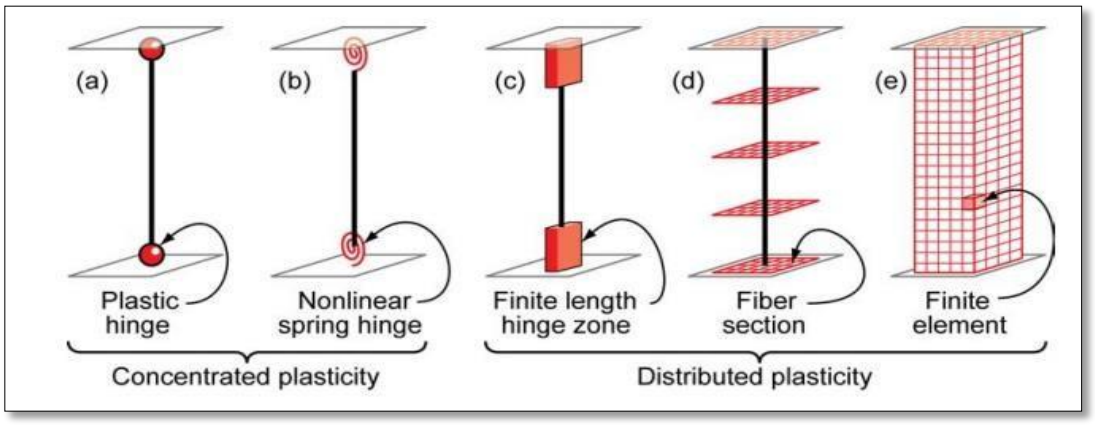


Figura 5: *Modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida*

Nota: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design

En la figura 5 se muestran cinco tipos de modelos que pueden representar la no linealidad de los elementos vigas y columnas. Estos presentan una plasticidad que puede ubicarse en secciones transversales o a lo largo de toda la longitud del elemento. El primer modelo es de una rótula plástica, concentrando su no linealidad en los extremos del elemento; el segundo modelo es una rótula de resorte no lineal con propiedades histeréticas; el tercer modelo es de una rótula de longitud finita, perteneciente al grupo de plasticidad distribuida con rótulas en los extremos de los miembros; el cuarto modelo es de sección fibra, en la que se distribuye la no linealidad en secciones transversales y a lo largo de toda la longitud

del elemento, consta principalmenteen una división de pequeños trazos en los cuales se pueden observar con mayor facilidad los esfuerzos de cada uno de ellos; finalmente el último modelo es de elementos finitos, en el cual discretizan en secciones transversales y a lo largo de toda la longitud de manera continua. En la presente investigación se va a utilizar un modelo de plasticidad distribuida sección fibra en columnas, vigas y muros.

Con el fin de simular las propiedades no lineales del muro de albañilería, se investigó un modelo con elemento frame de concreto. Cabe recalcar que en este modelo se deben utilizar las propiedades y dimensiones del muro de albañilería en estudio. Luego al elemento frame se le asigna una rótula de corte a la mitad de la altura del elemento en su dirección lateral de deformaciones con las propiedades de la curva de capacidad del muro. Sobre el frame se le agrega una viga con rigidez infinita, tal como se aprecia en la figura 6.

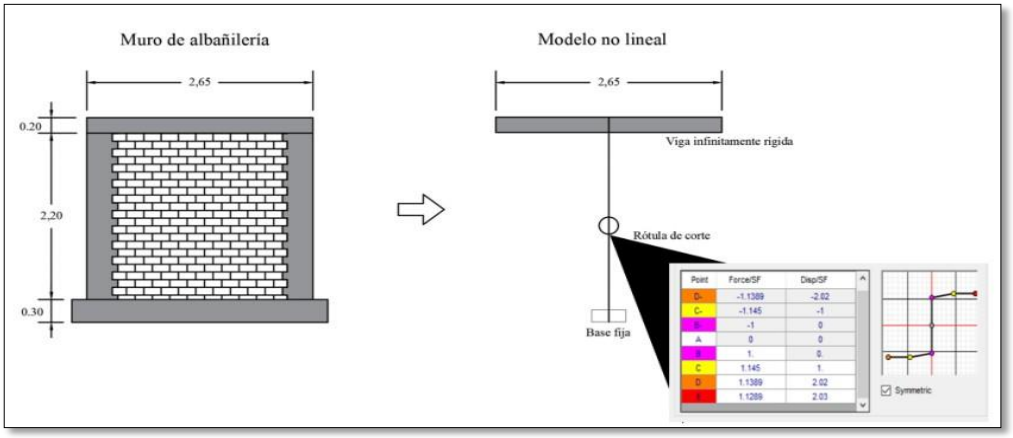


Figura 6 : *Modelo no lineal del muro de albañilería*

Nota: Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Murosde Albañilería Artesanal.

2.2.9. Capacidad estructural

Los modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida nos permiten simular la no linealidad de los elementos de concreto armado. El primer modelo concentra todos los efectos de no linealidad en resortes o articulaciones de longitud cero, pero tiene un inconveniente en la determinación de los parámetros de calibración, ya que requiere resultados experimentales. En el segundo modelo los miembros o nudos son discretizados en un número de elementos finitos de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

2.2.10 Daños sísmicos en estructuras de concreto armado

El daño sísmico sobre un tipo de estructura se puede definir como la condición en la cual la estructura, o una parte significativa de esta es incapaz de sostener las cargas de gravedad durante una acción sísmica, la cual puede ser causada por el deterioro gradual de la rigidez y resistencia de alguno de los elementos estructurales cuando están sometidas a repetidas deformaciones inelásticas.

En elementos estructurales de concreto armado, la presencia de daños es originada debido a los esfuerzos de corte, flexión, tracción, compresión, flexo-compresión, fluencia, traslapes y deslizamiento de refuerzos.

Uno de los factores que contribuyen significativamente a los daños sísmicos es el resultado de los defectos constructivos, que no se materializan hasta que el edificio se ponga a exposición de las fuerzas sísmicas con las que fue diseñado para soportarlas.

Estos defectos incluyen, las deficiencias en el diseño, construcción o los materiales utilizados durante la construcción.

Los daños sísmicos en estructuras de concreto armado están relacionados con distintos parámetros tales como la deriva, ductilidad, resistencia y rigidez bajo cargas sísmicas.

2.2.10.1 Curvas de fragilidad

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como resultado de la observación de los efectos de los terremotos sobre las estructuras ha contribuido a la calibración de funciones de pérdidas de resistencia o funciones de vulnerabilidad. En los últimos años se han creado y utilizado dos tipos de curvas: de fragilidad y de capacidad. Estas se usan para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

La probabilidad de alcanzar un estado de daño, mediante esta técnica, se calcula con la diferencia entre las curvas de fragilidad (Kircher, Nassar, Kustu y Holmes et al. 1997). Para el desarrollo de estas funciones, normalmente, se ha hecho primero una clasificación de los edificios según su sistema estructural, su uso, altura, etc. En algunos casos, estas funciones predicen el daño en forma separada sobre el sistema estructural, los elementos no estructurales sensibles a inclinaciones (como muros divisorios) y sensibles a la aceleración (como techos suspendidos). En general, para estas funciones se definen cuatro niveles de daño: Leve, Moderado, Fuerte y Total. Por lo tanto, las curvas de fragilidad son, en síntesis, funciones que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel

de daño estructural o no estructural, dado un valor determinístico de respuesta, como de desplazamiento espectral. Un ejemplo de este tipo de curva se ilustra en la Figura 7 (Arevalo Perez & Fernando, 2012).

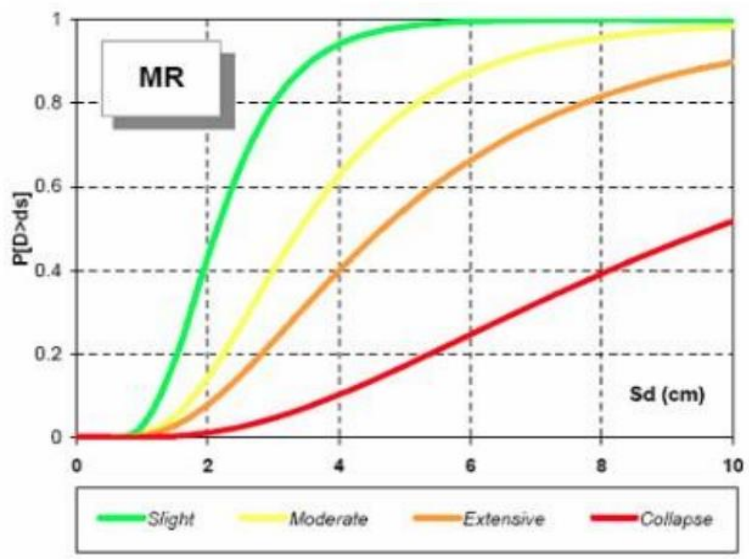


Figura 7: *Curva de fragilidad con probabilidad de daños*

Nota: Fema 58, 2015

2.2.10.2 Daño en elementos estructurales

Según método Hazus presenta relaciones de deriva de piso (desplazamiento lateral de piso para la altura del piso), que determinan el umbral del estado de daño (Tabla 5).

Tabla 5

Relaciones de deriva en el umbral de daño estructural

Tipo de Edificio	Relaciones de Deriva en el umbral de Daño Estructural			
	LIGERO	MODERADO	EXTENSIVO	COMPLETO
W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
C1L, S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
C1L, S2L	0.005	0.009	0.023	0.060
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.007	0.019	0.053
W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
C1L, S2L	0.005	0.008	0.031	0.050
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.006	0.016	0.044
URML,C3L,S5L	0.003	0.006	0.015	0.035
W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060
C1L, S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.003	0.005	0.013	0.035
URML,C3L,S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

Nota : Hazus (1999)

Daño ligero. - Se observan pequeñas fisuras en los extremos de los elementos. Estas fisuras son debidas a la flexión y al corte de las columnas y vigas. Las fisuras por flexión son verticales, en cambio las fisuras de corte son inclinadas con un ángulo aproximado a los 45 grados. En términos del diagrama momento curvatura se puede indicar que los elementos han sobrepasado el punto A de agrietamiento, pero están distantes del punto Y de fluencia.

Daño moderado. - Se observa que la mayor parte de vigas y columnas en sus extremos presentan fisuras en general. Adicionalmente en pórticos dúctiles se observa que algunos elementos han alcanzado el punto de fluencia Y. Es decir, llegaron al máximo límite elástico, por este motivo las fisuras son pronunciadas.

Daño extensivo. - Algunos de los elementos estructurales llegan al punto U, que corresponde al punto en el cual el hormigón llega a la máxima deformación útil a la compresión. En los elementos que no son dúctiles se observa que han fallado por cortante, se observa además que las armaduras de algunos elementos han sufrido gran deformación o se han llegado a romper. En estas condiciones la estructura está sumamente dañada.

Daño Completo. - La estructura ha colapsado o está en peligro inminente de colapso. Si permanece en pie después del sismo, debe ser derrocada por el gran daño que presenta.

2.2.11. Estimación de pérdidas económicas por sismos

En general los datos de ingreso para pérdidas económicas, consiste en la estimación del daño del edificio a partir del módulo de daño físico directo. Las estimaciones de daño se expresan en forma de probabilidad de ocurrencia en un estado de daño específico para cada tipo estructural o clase de ocupación del edificio. Las probabilidades del estado de daño se obtienen a partir del módulo de daño físico directo tanto para el daño estructural como no-estructural. Estas probabilidades de estado de daño son luego convertidas a pérdidas monetarias, usando información de las construcciones y datos económicos.

Según Hazuz para realizar su análisis de pérdidas clasifica de forma estandarizada a los edificios dentro de tres amplias categorías de ocupación y uso: residenciales, comerciales

y/o institucionales e industriales. Estas categorías sirven para determinar el componente no estructural de los edificios y la naturaleza y valor de sus contenidos. Para un más refinado análisis de pérdidas económicas se realiza una clasificación que categoriza a los edificios de acuerdo a su ocupación, según tabla 6.

Tabla 6

Clases de ocupación de edificios

No	Nivel	Clase de Ocupación	Descripción
		Residencial	
1	RES1	Unifamiliar	Casa Techada
2	RES2	Casa Móvil	Casa Móvil
3	RES3	Multifamiliar	Apartamentos/Condominios
4	RES4	Hoteles	Hotel/Motel
5	RES5	Dormitorios Institucionales	Grupo de villas
6	RES6	Nursing Home	
		Comercial	
7	COM1	Retail Trade	Tienda
8	COM2	Wholsale Trade	Bodegas
9	COM3	Servicios Personales y de reparación	Estación de servicio/ Compras
10	COM4	Sev. Profecionales y Técnicos	Oficinas
11	COM5	Bancos/Institucines Financieras	
12	COM6	Hospitales	
13	COM7	Ofic.Médicas/Clínicas	Oficinas
14	COM8	Entretenimiento/recreación	Restaurantes/Bares
15	COM9	Teatros	Teatros
16	COM10	Parqueaderos	
		Industrial	
17	IND1	Pesada	Fábrica
18	IND2	Liviana	Fábrica
19	IND3	Comida/Medicinas/P.Químicos	Fábrica
20	IND4	Metales/ Procesos con minerales	Fábrica
21	IND5	Alta Tecnología	Fábrica
22	IND6	Construcción	Oficinas
		Agrícola	
23	AGR	Agricultura	
		Religiosa	
24	REL	Iglesia	
		Gubernamental	
25	GOV1	Servicios Generales	Oficinas
26	GOV2	Respuesta Emergente	Policia/Bomberos
		Educacional	
27	ED1	Escuelas	No incluye residencias
28	ED2	Colegios/Universidades	

Nota: Hazus (1999)

2.2.11.1 Procedimiento para estimación de pérdidas mediante el modelo Hazus

A partir del desarrollo de las curvas de fragilidad, FEMA desarrolló la metodología HAZUS (FEMA 1999). Esta metodología se basa fundamentalmente en los conceptos de curva de capacidad, punto de desempeño y curva de fragilidad.

Las curvas de fragilidad obtenidas por el método analítico pueden implementarse en la metodología HAZUS para estimar el riesgo sísmico (pérdidas) de edificios peruanos. El resultado del estudio de riesgo involucra el cálculo de costos de reposición. La

metodología relaciona costos con estados de daño mediante índices que deben serestudiados y adaptados a nuestro entorno. El enfoque global de esta metodología se ilustra en la figura 8.

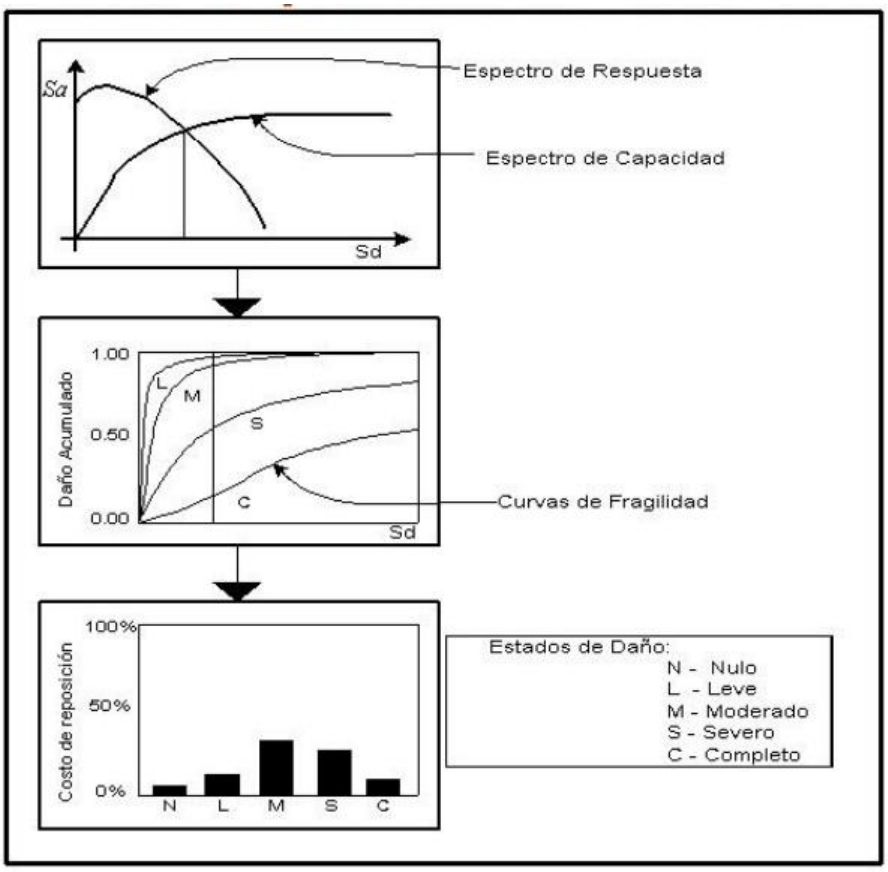


Figura 8 Método Hazus de estimación de pérdidas por sismo

Nota: Fema (1999)

2.2.11.2 Estimación simplificada usando factores de daño

Para estudiar el efecto de los sismos se utiliza el factor de daño que representa la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición (reemplazo total) del edificio. Los valores mostrados en la tabla 7. son los recomendados por Hwang y Lin (2002) y que han sido utilizados en esta metodología. Por ejemplo, a partir de esta tabla, podríamos afirmar que para reparar una estructura que ha sufrido daño moderado, el costo de reparación equivale al 20% del costo de reposición.

Debido a que los elementos estructurales y no-estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos de entrepiso, en este estudio se usa la deriva máxima de

entrepiso, δmáx, como PID. A partir de la curva de capacidad de la estructura se definen los rangos de δmáx asociados con los estados de daño (SEAOC 1999).

Tabla 7

Estados de daño y factores de daño sugeridos por Hwang y Lin

Estado de Daño	Factor de Daño
Sin Daño	0%
Leve	5%
Moderado	20%
Severo	65%
Completo	100%

Nota: Adoptado de Hwang y Lin (2002)

Las curvas de fragilidad permiten calcular directamente los costos de reparación, al escoger adecuadamente escenarios de intensidad sísmica. Cabe mencionar que no se toma en cuenta el daño producido en los elementos no-estructurales. El procedimiento consiste en determinar las probabilidades para los diversos estados de daño y los factores de daño (FD), que permiten calcular un Factor de Daño Medio, FDM (Hwang y Lin 2002).

2.2.12. Análisis sísmico métodos no lineales

Procedimientos de análisis relativamente nuevos ayudan a describir el comportamiento inelástico de los componentes estructurales de un edificio. Estas técnicas pueden estimar, con mayor precisión, el comportamiento real de un edificio durante un movimiento específico del suelo.

Algunos de estos métodos, como el método N2, buscan incorporar las características no lineales del comportamiento de una estructura en su análisis. Pero todos estos métodos tienen mucho en común en cuanto a la necesidad de contar con información referida al comportamiento de los elementos componentes.

2.2.13. Análisis estático no lineal (Pushover)

Consiste en someter una carga lateral estática, monotónica creciente a una estructura, hasta llegar al nivel de colapso o hasta un nivel de desplazamiento predefinido; en donde la deformación debido a la aplicación de cargas debe ser similar a la deformación que ocurriría durante la acción sísmica.

Con el análisis pushover se obtiene la gráfica de cortante basal vs desplazamiento del punto de control, hasta el nivel de colapso, el cual se obtiene después de una cierta reducción de la resistencia, luego de llegar a su valor máximo. Saavedra (2016)

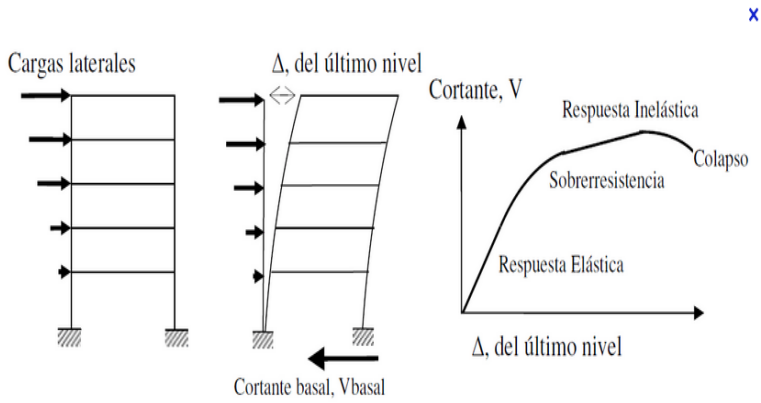


Figura 9 Cortante Basal

Nota: Adoptado de Saavedra ,2016.

2.2.14. Análisis tiempo-historia

El análisis dinámico tiempo historia, se emplea para calcular la demanda sobre la estructura, al someter a la estructura a varios registros sísmicos escalados a una pseudoaceleración cuyo valor depende de los parámetros sísmicos de la zona y el tipo de estructura a analizar, considerando las propiedades no lineales del material, el comportamiento de histéresis, la perdida de la rigidez, por lo que se hace necesario reducir el registro sísmico.

2.2.15. Modelos de clasificación tipologías de edificios

2.2.15.1 Clasificación Risk-UE (2003)

La matriz de clasificación de edificios (Building Typology Matrix, BTM) sintetiza las diferentes características del inventario de edificios construidos en los países europeos participantes en el proyecto Risk-UE (2003): Bulgaria, España, Francia, FYRoM (Former Yugoslav Republic of Macedonia), Grecia, Italia y Rumania, denominados como países Risk-UE (Lungu et al., 2001). Esta matriz tiene por objetivo agrupar en una serie de clases los edificios con una tipología estructural y comportamiento similar. Esta clasificación se realizó con base en una serie de parámetros de los edificios que intervienen en el grado de daños y pérdidas: parámetros estructurales, nivel de diseño sísmico, sistema estructural base y altura de los edificios.

Tabla 8

Matriz de tipologías de edificios (BTM) de Risk-UE (2003).

Label	Description	Height classes		
		Name	Nº of stories	Height range (m)
M1.1L	Rubble stone, fieldstone.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M1.1M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M1.2L	Simple stone.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M1.2M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M1.2H		High-rise	6 +	> 15
M1.3L	Massive stone.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M1.3M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M1.3H		High-rise	6 +	> 15
M2L	Adobe.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M3.1L	Wooden slabs URM.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M3.1M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M3.1H		High-rise	6 +	> 15
M3.2L	Masonry vaults URM.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M3.2M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M3.2H		High-rise	6 +	> 15
M3.3L	Composite slabs URM.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M3.3M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M3.3H		High-rise	6 +	> 15
M3.4L	RC slabs URM.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M3.4M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M3.4H		High-rise	6 +	> 15
M4L	Reinforced or confined masonry.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M4M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M4H		High-rise	6 +	> 15
M5L	Overall strengthened masonry.	Low-rise	1 - 2	≤ 6
M5M		Mid-rise	3 - 5	6 - 15
M5H		High-rise	6 +	> 15
RC1L	RC moment frames.	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC1M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC1H		High-rise	8 +	> 21
RC2L	RC shear walls.	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC2M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC2H		High-rise	8 +	> 21

Label	Description	Height classes		
		Name	Nº of stories	Height range (m)
RC3.1L	Regularly infilled RC frames.	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC3.1M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC3.1H		High-rise	8 +	> 21
RC3.2L	Irregular RC frames.	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC3.2M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC3.2H		High-rise	8 +	> 21
RC4L	RC dual systems	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC4M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC4H		High-rise	8 +	> 21
RC5L	Precast concrete till-up walls.	Low-rise	1 - 3	≤ 9
RC5M		Mid-rise	4 - 7	9 - 21
RC5H		High-rise	8 +	> 21
RC6L RC6M	Precast concrete frames with concrete shear walls.	Low-rise Mid-rise	1 - 3	≤ 9
RC6H		High-rise	4 - 7	9 - 21
			8 +	> 21
S1L	Steel moment frames.	Low-rise	1 - 3	≤ 10
S1M		Mid-rise	4 - 7	10 - 25
S1H		High-rise	8 +	> 25
S2L	Steel braced frames.	Low-rise	1 - 3	≤ 10
S2M		Mid-rise	4 - 7	10 - 25
S2H		High-rise	8 +	> 25
S3L	Steel frames with URM infill walls.	Low-rise	1 - 3	≤ 10
S3M		Mid-rise	4 - 7	10 - 25
		High-rise	8 +	> 25
S3H				
S4L S4M	Steel frames with cast-in-place concrete shear walls.	Low-rise	1 - 3	≤ 10
S4H		Mid-rise High-rise	4 - 7	10 - 25
			8 +	> 25
S5L S5M	Steel and RC composite systems.	Low-rise	1 - 3	≤ 10
		Mid-rise	4 - 7	10 - 25
S5H		High-rise	8 +	> 25
WL	Wooden structures.	Low-rise	1 - 2	≤ 5.5
		Mid-rise	3 +	> 5.5
WM				

Nota: Adoptado de Lungu et al. (2003).

2.2.15.2 Clasificación Hazus (1999)

Hazus realiza una clasificación de edificios tipo para los cuales realiza una serie de análisis tanto de daño como de pérdidas económicas.

Tabla 9

Clasificación de edificios según Hazus

Niv	Descripción		RANGO		TIPICAMENTE	
			ELEVACION	*PISOS*	*PISOS*	*MTS.*
1	W1	Pared, Luz del Marco (≤ 5000 p2)		1-2	1	4.3
2	W2	Pared, Comercial e Industrial (>5000p2)		TODOS	2	7.3
3	S1L		BAJA	1-3	2	7.3
4	S1M	Marco de acero resistente a	MEDIA	4-7	5	18.3
5	S1H	momento	ALTA	8+	13	47.5
6	S2L		BAJA	1-3	2	7.3
7	S2M	Marco atirantado de acero	MEDIA	4-7	5	18.3
8	S2H		ALTA	8+	13	47.5
9	S3	Marco de acero		TODOS	1	4.6
10	S4L		BAJA	1-3	2	7.3
11	S4M	Marco de acero con paredes de	MEDIA	4-7	5	18.3
12	S4H	corte de concreto	ALTA	8+	13	47.5
13	S5L	Marco de acero con paredes	BAJA	1-3	2	7.3
14	S5M	internas de mampostería no	MEDIA	4-7	5	18.3
15	S5H	reforzada	ALTA	8+	13	47.5
16	C1L		BAJA	1-3	2	6.1
17	C1M	Marcos de concreto	MEDIA	4-7	5	15.2
18	C1H	resistente a momento	ALTA	8+	12	36.6
19	C2L		BAJA	1-3	2	6.1
20	C2M	Paredes de corte de	MEDIA	4-7	5	15.2
21	C2H	concreto	ALTA	8+	12	36.6
22	C3L	Marco de concreto con paredes	BAJA	1-3	2	6.1
23	C3M	internas de mampostería no	MEDIA	4-7	5	15.2
24	C3H	reforzada	ALTA	8+	12	36.6
25	PC1	Paredes de concreto pre-fábrica.		TODOS	1	4.6
26	PC2L	Marco de concreto pre-fábrica.	BAJA	1-3	2	6.1
27	PC2M	con paredes de corte	MEDIA	4-7	5	15.2
28	PC2H	de hormigón armado	ALTA	8+	12	36.6
29	RM1L	Estruc. con mampostería refor-	BAJA	1-3	2	6.1
30	RM1M	zada y con diafragmas.	MEDIA	4+	5	15.2
31	RM2L	Estruc. con mampostería refor-	BAJA	1-3	2	6.1
32	RM2M	zada y con diafragmas de con-	MEDIA	4-7	5	15.2
33	RM2H	creto-Prefabricado	ALTA	8+	12	36.6
34	URML	Mampostería no	BAJA	1-2	1	4.6
35	URMM	reforzada	MEDIA	3+	3	10.7
36	MH	Casas Móviles		TODOS	1	3

Nota: Hazus (1999).

2.3 Marco Conceptual

2.3.1 Conceptos relacionados al problema

Acción Sísmica:

Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

Análisis Dinámico:

En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Cedencia:

Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

Curva Bilineal:

Es una representación bilineal de la curva de capacidad para determinar cuándo estructura entra en rango no lineal.

Curva de Capacidad:

Es la representación gráfica de la resistencia lateral de una estructura.

Deriva de Piso:

Es el desplazamiento medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Diafragma:

Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos

Ductilidad:

La propiedad de la sección de los elementos que conforman la estructura de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, al perder su capacidad de resistir esfuerzos. Y define qué tanto puede deformarse la sección hasta llegar a la falla. La importancia de la ductilidad en los elementos estructurales radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que ésta pueda deformarse sin colapsar.

Efecto P-Δ:

Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

Entrepiso:

Espacio entre dos pisos consecutivos.

Espectro de Diseño:

Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Espectro de Respuesta:

Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período.

Evaluación sísmica:

Determinación de la respuesta que tendrá el edificio ante un sismo.

Método de Desempeño:

Consiste en la evaluación de niveles que permitan el dimensionado de los componentes estructurales.

Nivel de Diseño:

Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en esta Norma.

Performance Point:

Representa el estado, hasta cual será exigida una estructura al ser sometida a una exigencia sísmica.

Peligro Sísmico:

Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.

Resistencia Lateral de un Entrepiso:

Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso.

Rigidez:

Es la propiedad de un elemento que indica su capacidad de resistencia a deformarse ante la acción de fuerzas aplicadas.

Rigidez Lateral de un Entrepiso:

Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

Rótulas Plásticas:

Es el estado plástico que alcanzan los elementos estructurales al producirse una articulación en una sección.

Sismo de Diseño:

Se refiere al evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Zona Sísmica:

Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

CAPÍTULO III: DESARROLLO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

3.1 Análisis de los datos y resultados

3.1.1 Descripción de las estructuras seleccionadas

Se analizaron cinco módulos educativos representativos de cinco instituciones educativas, cuya cantidad de pisos varía entre 3 y 4 pisos. Para el estudio, se han seleccionado para representar diferentes tipologías de edificios educativos de mediana altura ubicados en la región de alta sismicidad del departamento de Piura, Perú. Los edificios educativos seleccionados son de sistema estructural dual, de placas y de albañilería confinada. Las vistas en planta de los edificios se muestran en las figuras del 10 al 79.

Se seleccionaron cinco edificios de sistema estructural tipo dual, placas de concreto armado y muros de albañilería cuya altura varía entre 3 y 4 pisos y planta regular, dispuestos según su ubicación sobre distintos tipos de suelo que varían entre S2 y S3 en el departamento de Piura. Los edificios fueron diseñados y detallados según las disposiciones de la Norma Técnica de Edificaciones E-030 como una estructura de sistema dual, placas y albañilería ubicada en diferentes tipos de suelo en el departamento de Piura. La carga viva fue de 250 kg/m2 para todos los pisos, así como en los techos la carga viva considerada fue de 100 kg/m2, incluido el techo, y la carga muerta fue de 400 kg/m2 sobre el peso propio. El espectro para Piura se calculó con base en la NTE E-030 de 2018 para calcular las fuerzas cortantes sísmicas en la base.

La aceleración máxima del terreno (PGA) para el diseño sísmico fue de 0.45 g. Los edificios esenciales seleccionados de uso de colegios con coeficiente de uso (U=1.5) ubicado según el tipo de suelo que le corresponda, dentro de los que tenemos los siguientes tipos de suelo, como suelo intermedio (S2) y suelo flexible (S3). Los edificios fueron analizados bajo las cargas sísmicas estáticas equivalentes, así como las cargas de gravedad que lo acompañan según las disposiciones de la NTE E-020, utilizando el software Etabs Versión 19.1.0 y las combinaciones de carga adecuadas.

Tabla 10

Características de los modelos numéricos

Inst. Educativa	Señor de Los Milagros-Paita	N° 14857 San Miguel Arcangel-Sullana	N° 14008 Leonor Cerna-Piura	N° 14027 de Coronado-Sechura	Dos de mayo de Paccha-Chulucanas
Identificacion	Modulo Paita	Modulo Sullana	Modulo Piura	Modulo Sechura	Modulo Chulucanas
N° Pisos	4	4	3	3	3
Tipo Suelo	S2	S3	S3	S3	S3
Sist. Est. X	Placas	Placas	Placas	Dual	Dual
Sist. Est. Y	Placas	Albañileria	Placas	Dual	Albañileria
Seccion vigas	0.3m x 0.70m	0.30m x 0.60m	0.3m x 0.70m	0.30m x 0.60m	0.30m x 0.60m
		0.25m x 0.60m		0.25m x 0.60m	0.25m x 0.60m
Seccion Columnas	T (0.55mx1.50mx 0.30m)	L(0.60mx0.60mx0.25m)	T (0.55mx1.20mx 0.30m)	T (0.60mx0.90mx 0.25m)	0.25m x 1.50m
	L(0.45mx0.88mx0.30m)		L(0.45mx0.73mx0.30m)	L(0.50mx0.50mx0.24m)	L(0.50mx0.50mx0.24m)
Seccion Placas en eje X	T (0.55mx1.50mx 0.30m)	T (0.50mx1.90mx 0.25m)	T (0.55mx1.20mx 0.30m)	T (0.60mx1.40mx 0.25m)	T (0.50mx1.50mx 0.25m)
Seccion Placas en eje Y	0.15m x 7.90m		0.15m x 7.90m	0.24m x 2.40m	
Seccion Muros Alba en eje Y		0.24m x 7.80m			0.24m x 7.80m
Altura de entrepiso	P1 (4.45m)	P1 (4.55m)	P1 (4.45m)	P1 (4.65m)	P1 (4.30m)
	P2-4 (3.35m)	P2-4 (3.75m)	P2-3 (3.35m)	P2-3 (3.85m)	P2-3 (3.75m)
Altura Total (m)	14.50	15.80	11.15	12.35	11.80
Dimensiones en X (m)	25.15m	21.54m	25.15m	23.72m	29.90m
Dimensiones en Y (m)	7.90m	7.80m	7.90m	7.48m	7.80m
Peso estructura Ton	1099.23	1100.05	857.80	820.00	1039.00
Periodo estructura (seg)	0.33	0.37	0.26	0.36	0.39

Nota: Elaboración propia

3.1.2 Desarrollo de modelos numéricos de los casos en estudio

Se seleccionó el software computacional Etabs v.19.1.0 para realizar un análisis estático no lineal y dinámico no lineal. Etabs es un software que permite el monitoreo del comportamiento inelástico de los componentes estructurales.

Los edificios fueron modelados con elementos frame para vigas y columnas; y elementos shell para muros. Las losas aligeradas se consideraron como elementos de membrana. Se ha considerado que los elementos verticales están empotrados en la base de la edificación. Así como también se ha considerado un diafragma rígido por nivel con 3 grados de libertad.

Las relaciones de momento-rotación de los elementos estructurales se modelaron de acuerdo con ASCE 41-17. Se usaron los valores de rotación plástica de cuerda proporcionados en el documento.

La curva esqueleto de momento-rotación de un elemento viga o columna se desarrolló de acuerdo con las pautas del ASCE 41-17.

Los elementos de viga / columna fueron modelados como elementos elásticos consistentes y rotulas en los extremos. Las propiedades no lineales de momento-rotación fueron asignadas a las rotulas en los extremos de los elementos de viga / columna. Las mismas propiedades de rotación, según lo recomendado por ACI 369R-19, se utilizaron en las rotulas plásticas de los modelos en software Etabs. La rama descendente de la curva

de envolvente de momento-rotación también se especificó según las recomendaciones de ACI 369R-19. Se usaron modelos histeréticos apropiados con características de rigidez degradantes para modelar el comportamiento no lineal histerético de los elementos estructurales.

La amortiguación de Rayleigh se aplicó como 5% de la amortiguación crítica.

Para el diseño elástico, está realizado con base en el actual "Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)", donde se presentan puntos importantes en las normas del área de estructuras mencionadas a continuación.

Norma Técnica **E-020** Cargas.

Norma Técnica **E-030** Diseño Sismorresistente.

Norma Técnica **E-060** Diseño en Concreto Armado.

Norma Técnica **E-070** Diseño de Albañilería

En cuanto a los materiales a utilizar tenemos los siguientes:

Resistencia del Concreto $\boldsymbol{f'c}$ = 210 kg/cm^2

Módulo de Elasticidad del Concreto $\boldsymbol{Ec}$ = $15000\sqrt{f'c}$ = 217371 kg/cm^2

Módulo de Poisson $\boldsymbol{\mu}$ = 0.15

Esfuerzo de fluencia del acero $\boldsymbol{fy}$ = 4200 kg/cm^2

Para los muros de albañilería

Resistencia a la Compresión Axial $f'm$ = $65kg/cm2$

Resistencia al Corte de Ensayo en Muretes vm = 8.1 $kg/cm2$

Módulo de Elasticidad Em = $500 * f'm$ = 32500 $kg/cm2$

Módulo de Poisson μ = 0.25

El metrado de cargas se realiza por el método de áreas tributarias. Los valores de cargas y pesos unitarios utilizados según NTE E.020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones, son lo siguiente.

En cuanto a los pesos unitarios

Losa aligerada (25cm)	350 kg/m2
Piso terminado	100 kg/cm2
Concreto armado	2400 kg/cm2
Albañilería hueca	210 kg/m2

En cuanto a las Sobrecargas asignadas

Aulas	250 kg/m2
Corredores y escaleras	400 kg/m2
Techo	100 kg/m2

3.1.3 Etapas y desarrollo de la investigación

El presente proyecto a desarrollar, tendrá su respectiva secuencia de etapas para su procedimiento, y así poder cumplir con los objetivos de la presente, a continuación, describiremos estas:

La Primera etapa se dará inicio con la recolección de datos consistirá en la selección y acopio de información de instituciones educativas representativas, así como recopilación de información de edificaciones educativas de expedientes de proyectos aptos para construcción, los cuales nos permitirá evaluaciones estrcuturales en el departamento de Piura de alto riesgo sísmico. Así como acopio de material bibliográfico, artículos científicos, manuales e investigaciones sobre temas de modelación estructural de edificaciones, criterios de modelación no lineal de sistemas estructurales duales y de muros de concreto armado.

La Segunda etapa consistirá en la verificación del diseño y comprobación de derivas según el sistema estructural en la dirección de análisis, toda esta información se obtendrá del “Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)”, de las Normas Técnicas E – 020 “Cargas”, E – 030 “Diseño Sismorresistente”, E-060 “Concreto Armado”.

La Tercera etapa consiste realizar el modelamiento estructural de las edificaciones, así como la cuantificación y metrado de las diferentes cargas actuantes que se detallan en la Norma Técnica E – 020 “Cargas”.

La Cuarta etapa consta de la modelación estructural de los módulos representativos de instituciones educativas ubicados en la zona sísmica del departamento de Piura, el software a utilizar para dicha modelación y evaluación, es el Etabs v.19.1.0, una vez realizadas las etapas anteriores identificación de los materiales utilizados, características de la institución entre otros, procedemos a realizar el modelado.

La quinta etapa consiste en realizar el modelado, ingresaremos las propiedades de los materiales utilizados, geometrías de los diferentes elementos estructurales como

(columnas, vigas, losas, muros de concreto), de la misma forma procederemos a definir los patrones de cargas, casos de cargas, casos de combinaciones.

La sexta etapa consiste en realizar los diferentes análisis que se encuentra estipulado en el “Reglamento Nacional de Edificaciones” en la Norma Técnica E – 030 “Diseño Sismorresistente” para lo cual poder hallar la respuesta sísmica de la estructura

Para una séptima etapa tenemos la realización de un Análisis Estático No Lineal “pushover” consignando la utilización de rótulas plásticas en diferentes Elementos Estructurales tales como vigas y columnas, placas y asignando un diafragma rígido en los elementos losa.

En la octava etapa realizaremos la evaluación de los valores obtenidos del Análisis realizado a la estructura, y realizar la verificación de los límites de deriva según el desempeño de la estructura.

3.1.4 Tipologías de modelos a analizar

3.1.4.1 Tipología 1: IE Señor de los Milagros de Paita-Piura

Sistema estructural: Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

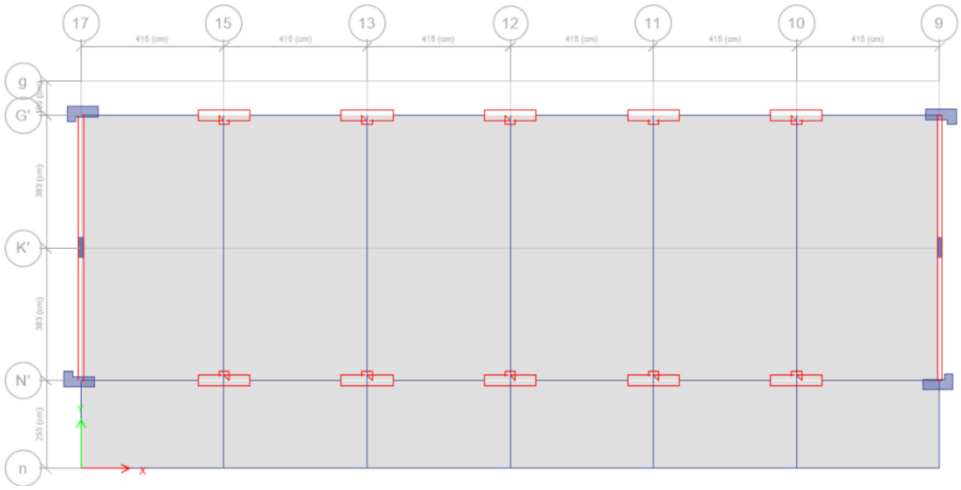


Figura 10 Modelo Paita: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

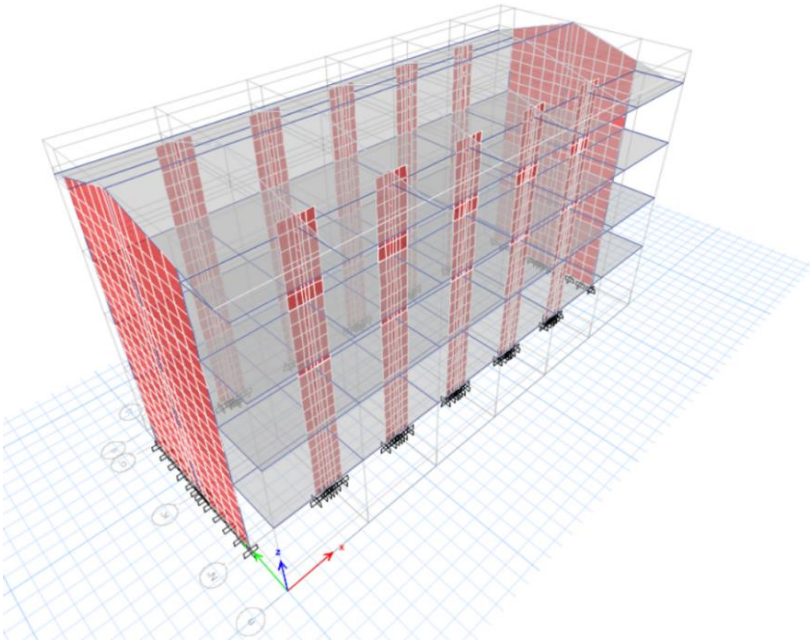


Figura 11 Modelo Paita: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

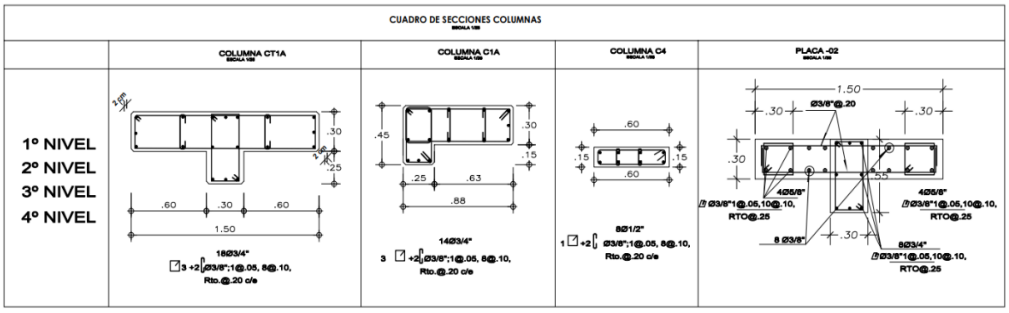


Figura 12 Columnas y muros de concreto armado de módulo Paita

Nota: Elaboración propia

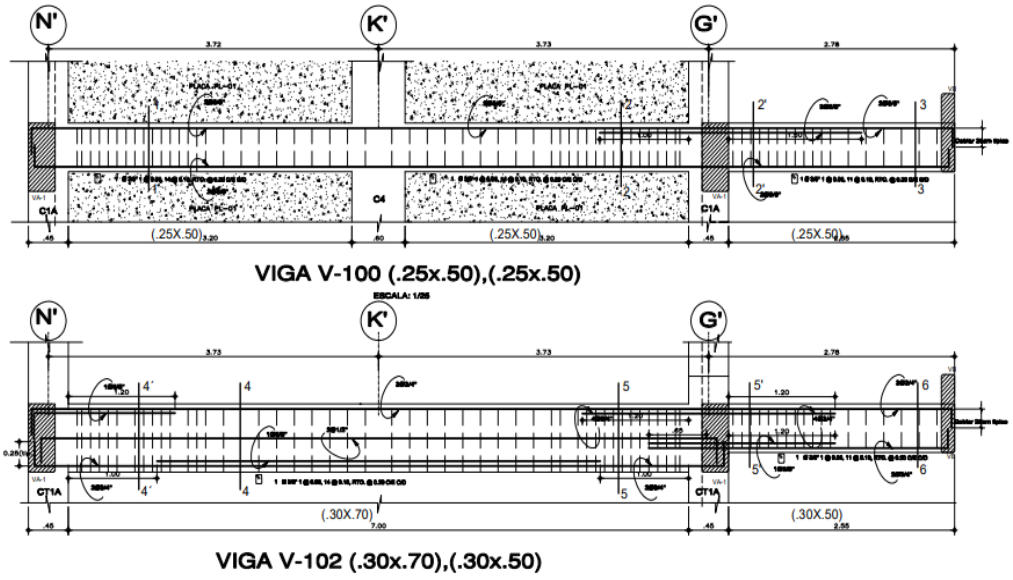


Figura 13 Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Paita

Nota: Elaboración propia

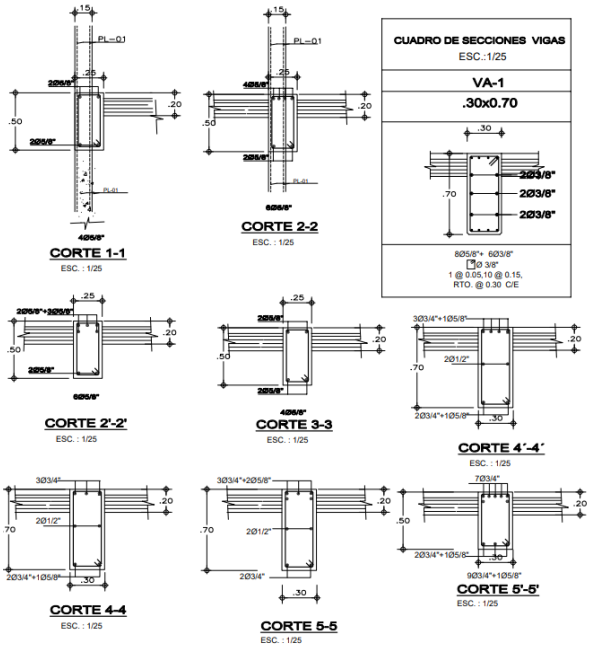


Figura 14 Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Paita

Nota: Elaboración propia

A continuación, se presentan los diagramas momento-curvatura generados utilizando el Section Designer del programa Etabs. Estos diagramas fueron obtenidos tomando en cuenta la caracterización adecuada de las propiedades de los materiales y la configuración estructural definida para cada elemento.

Asimismo, se han considerado los criterios de desempeño establecidos en el ASCE/SEI 41-17, especialmente los giros límite asociados a cada nivel de desempeño estructural acorde al valor de cortante basal, resistencias, dimensiones, acero de refuerzo, entre otros.

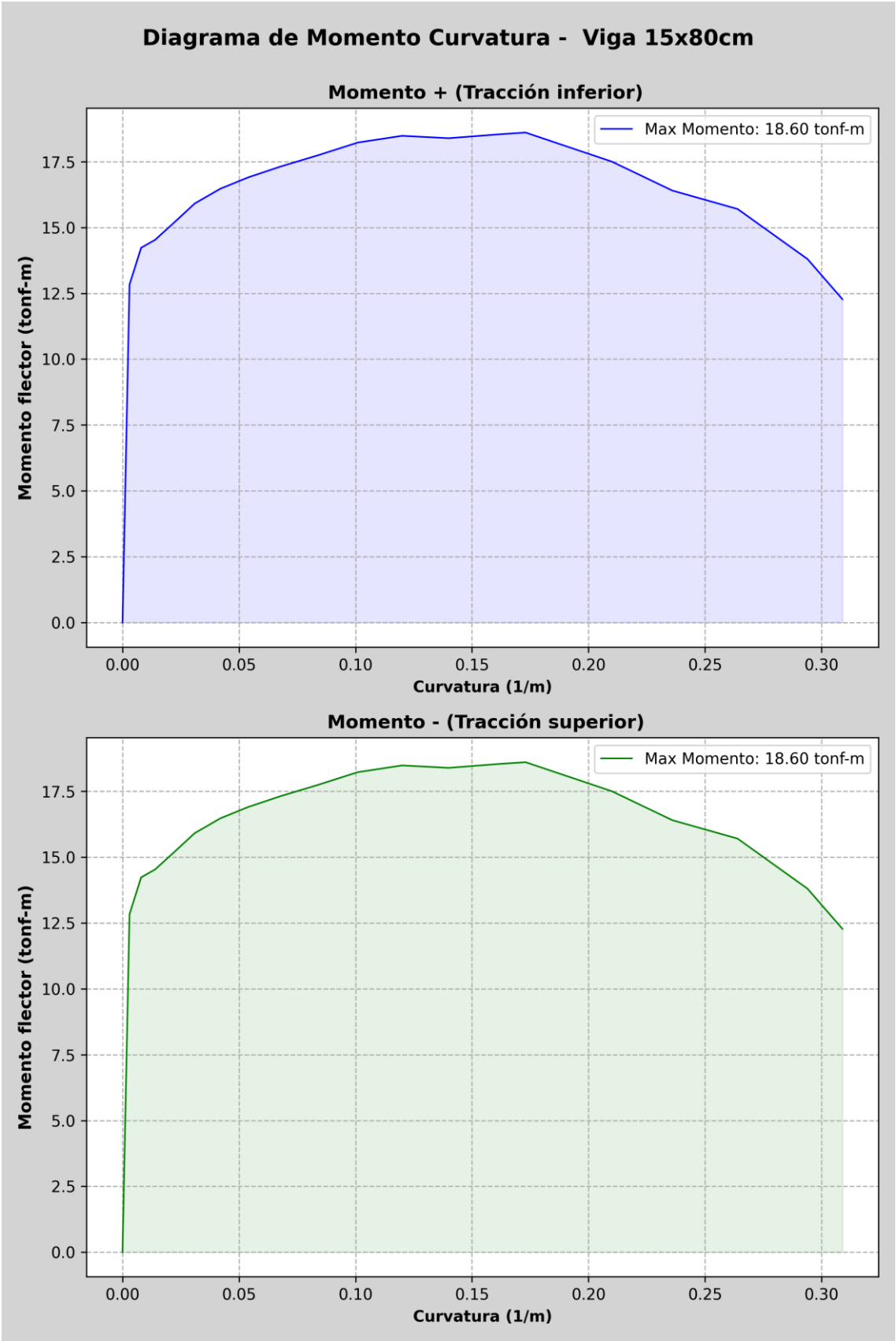


Figura 15: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x80 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

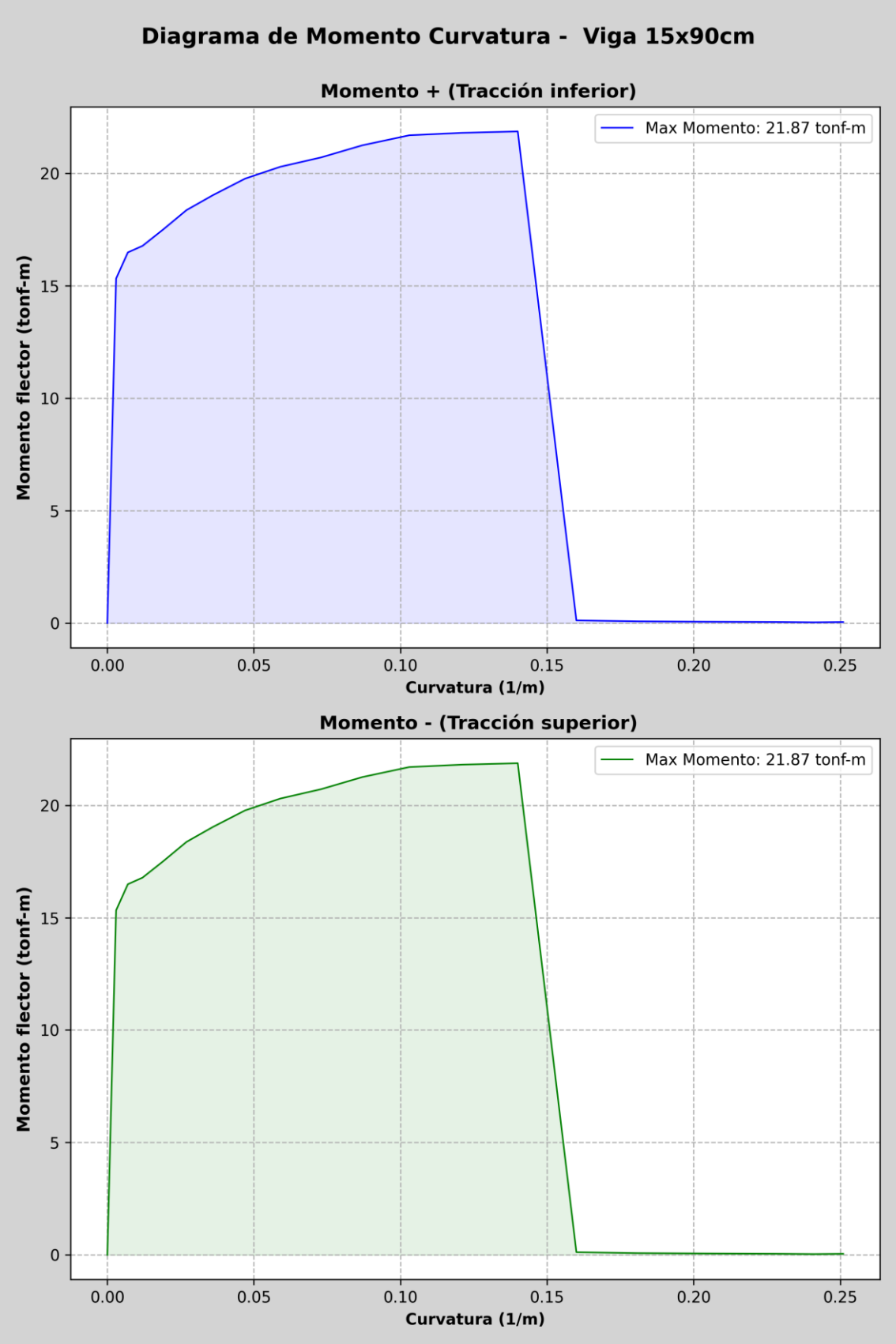


Figura 16: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x90 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

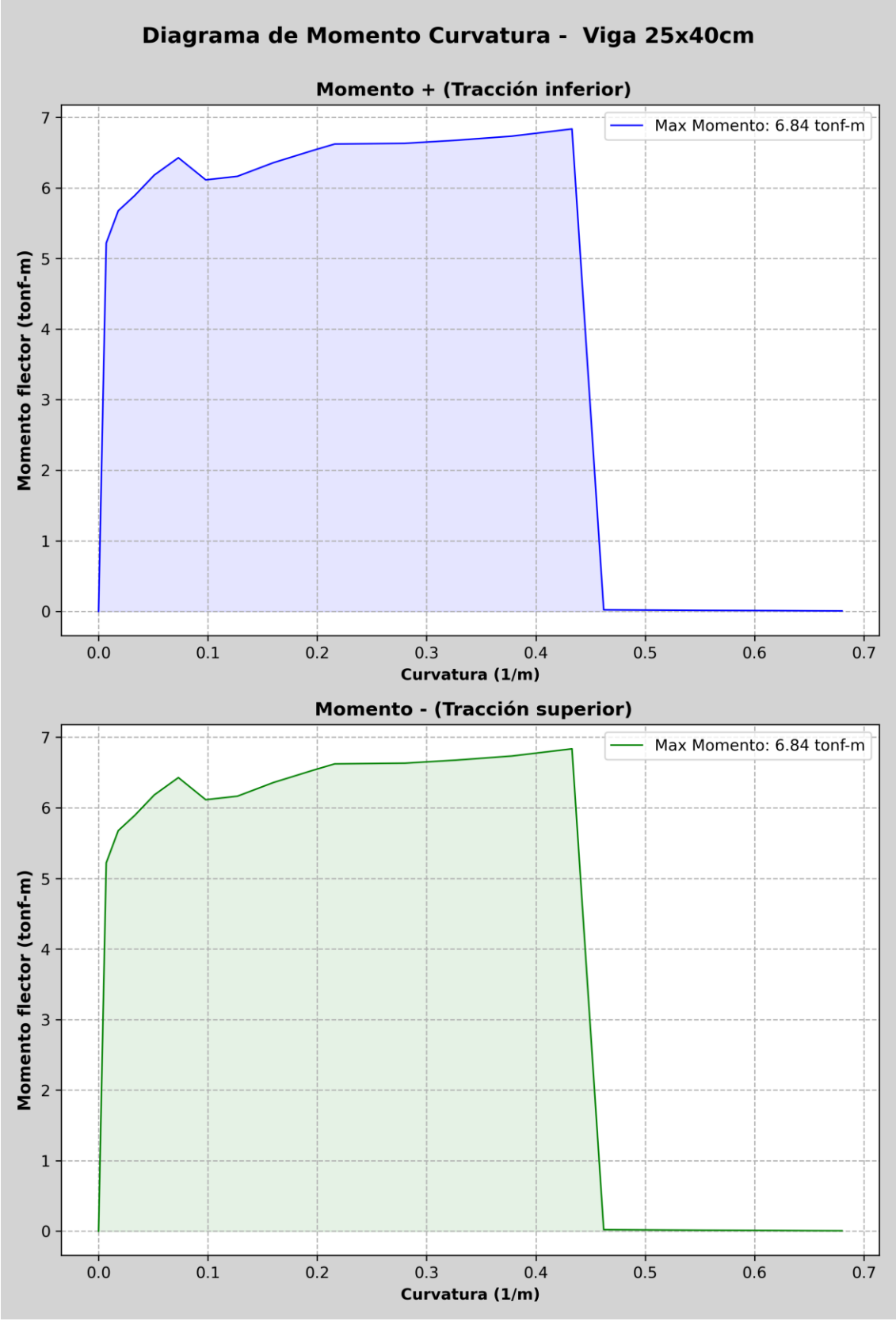


Figura 17: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x40 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

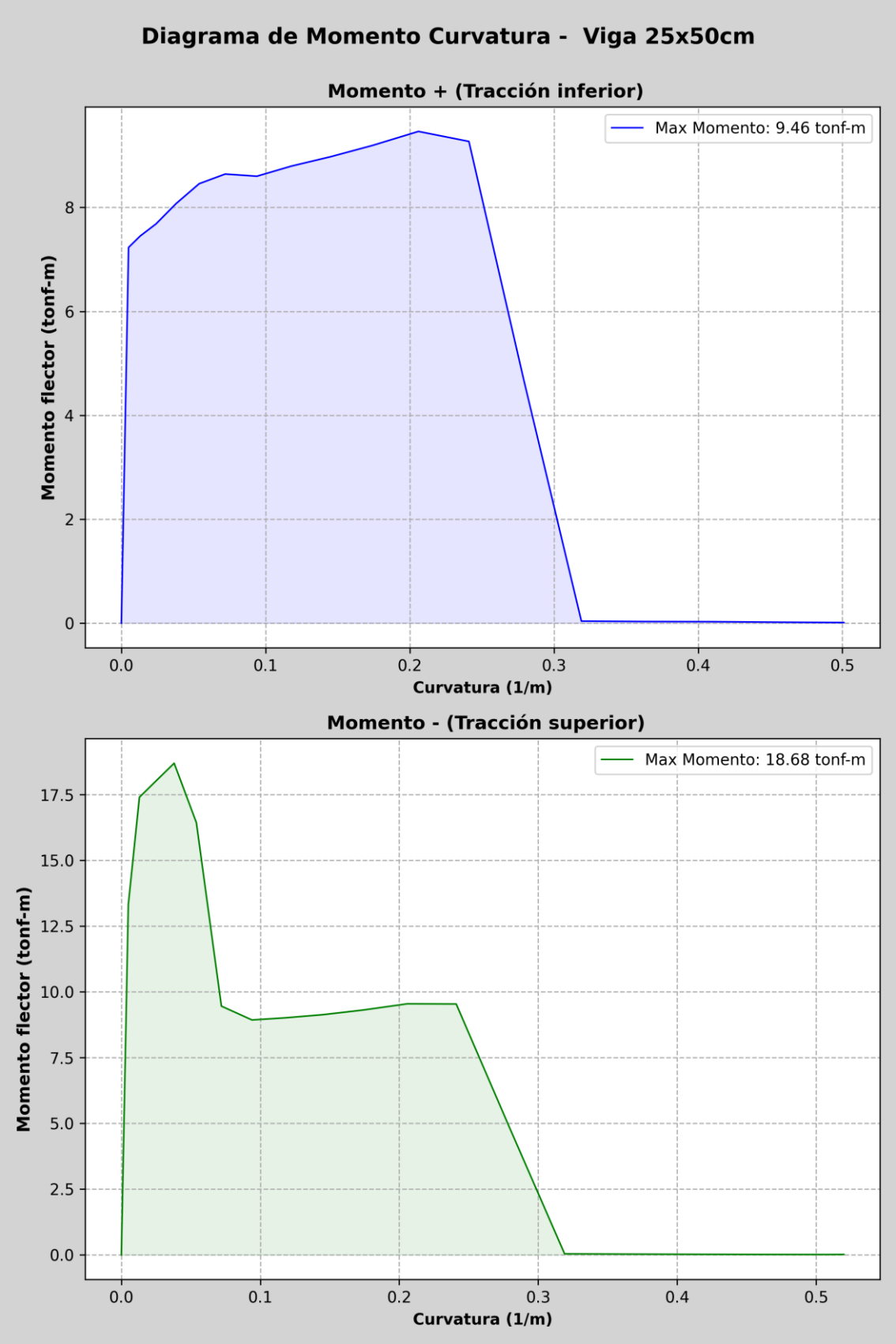


Figura 18: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

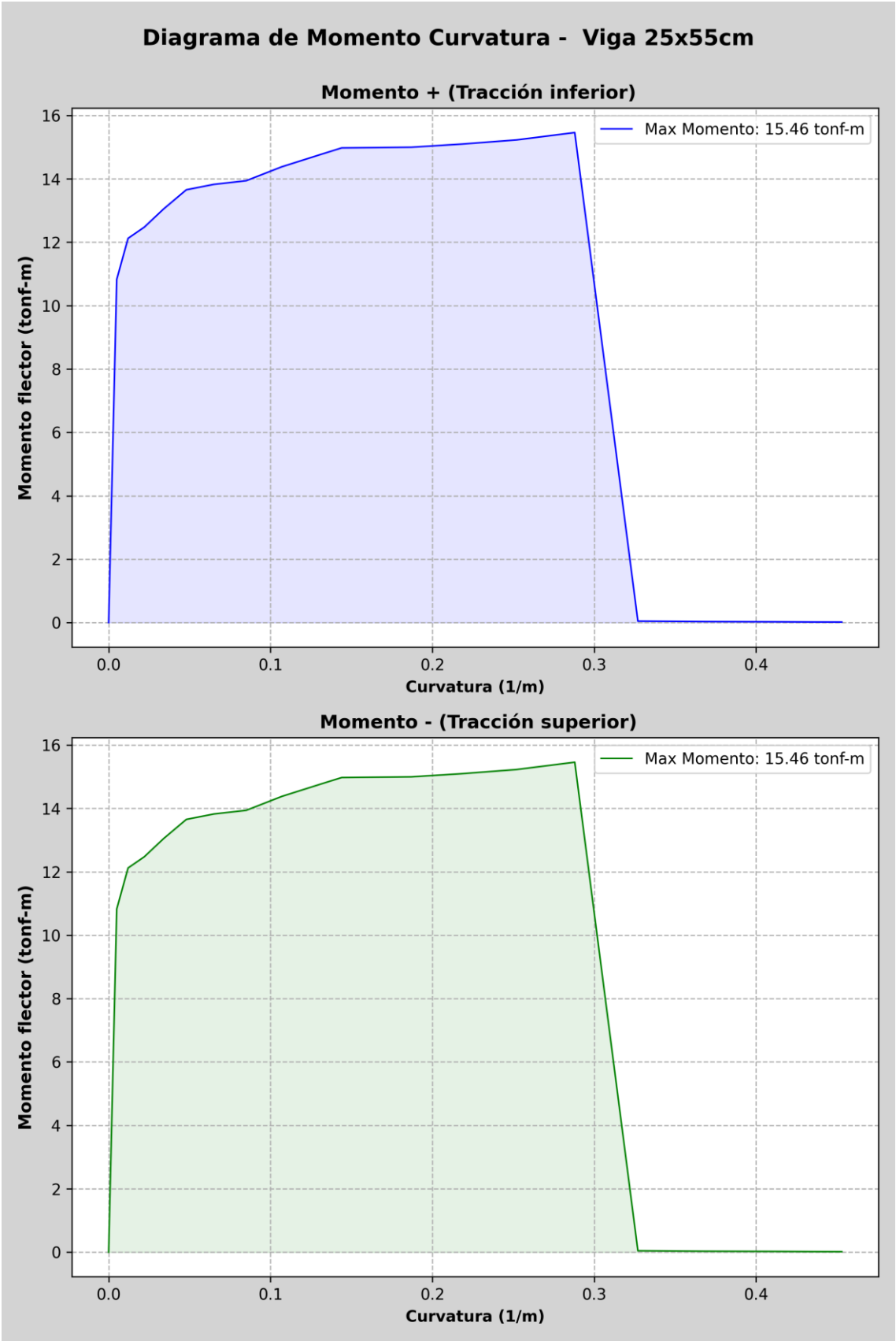


Figura 19: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x55 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

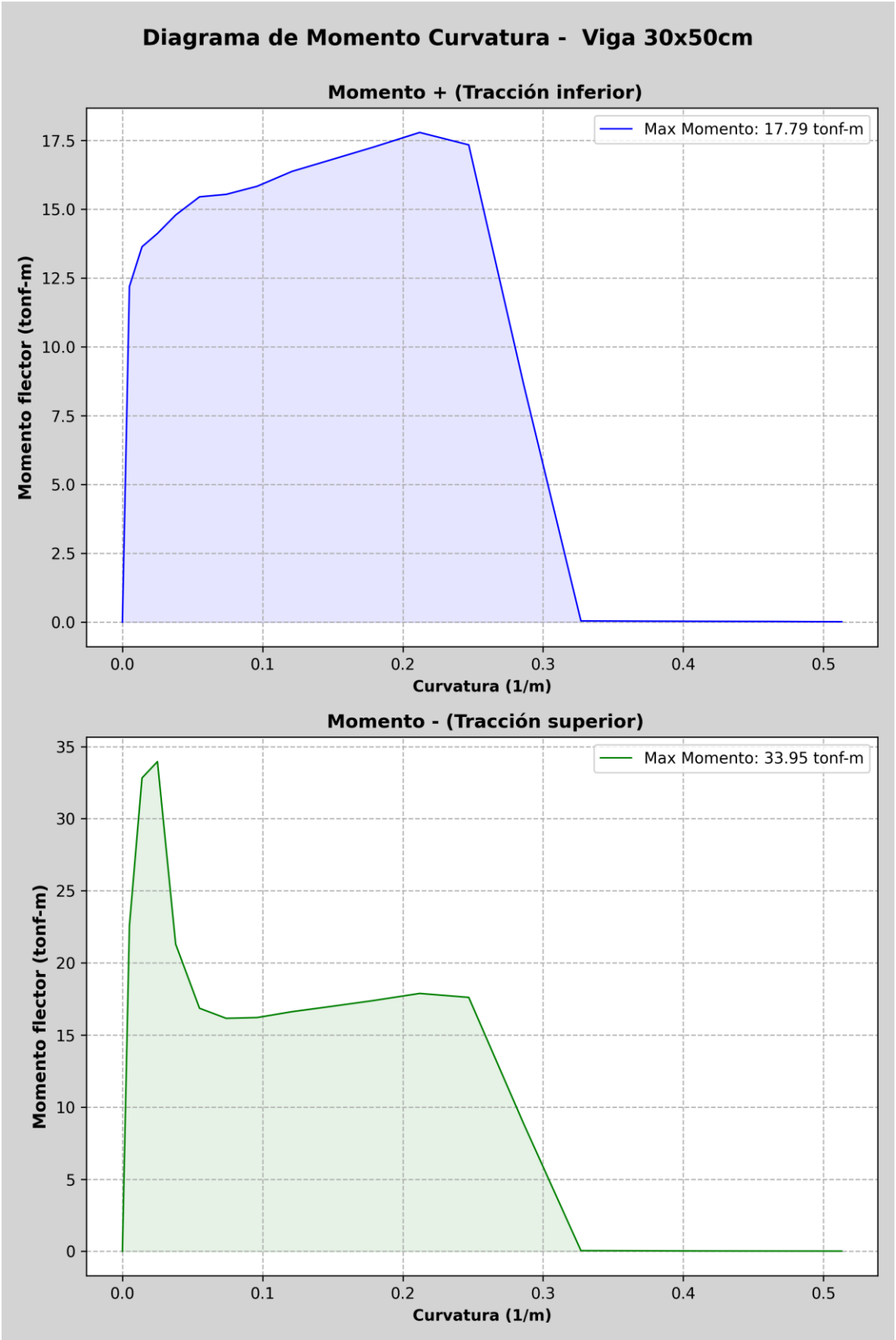


Figura 20: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x50 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

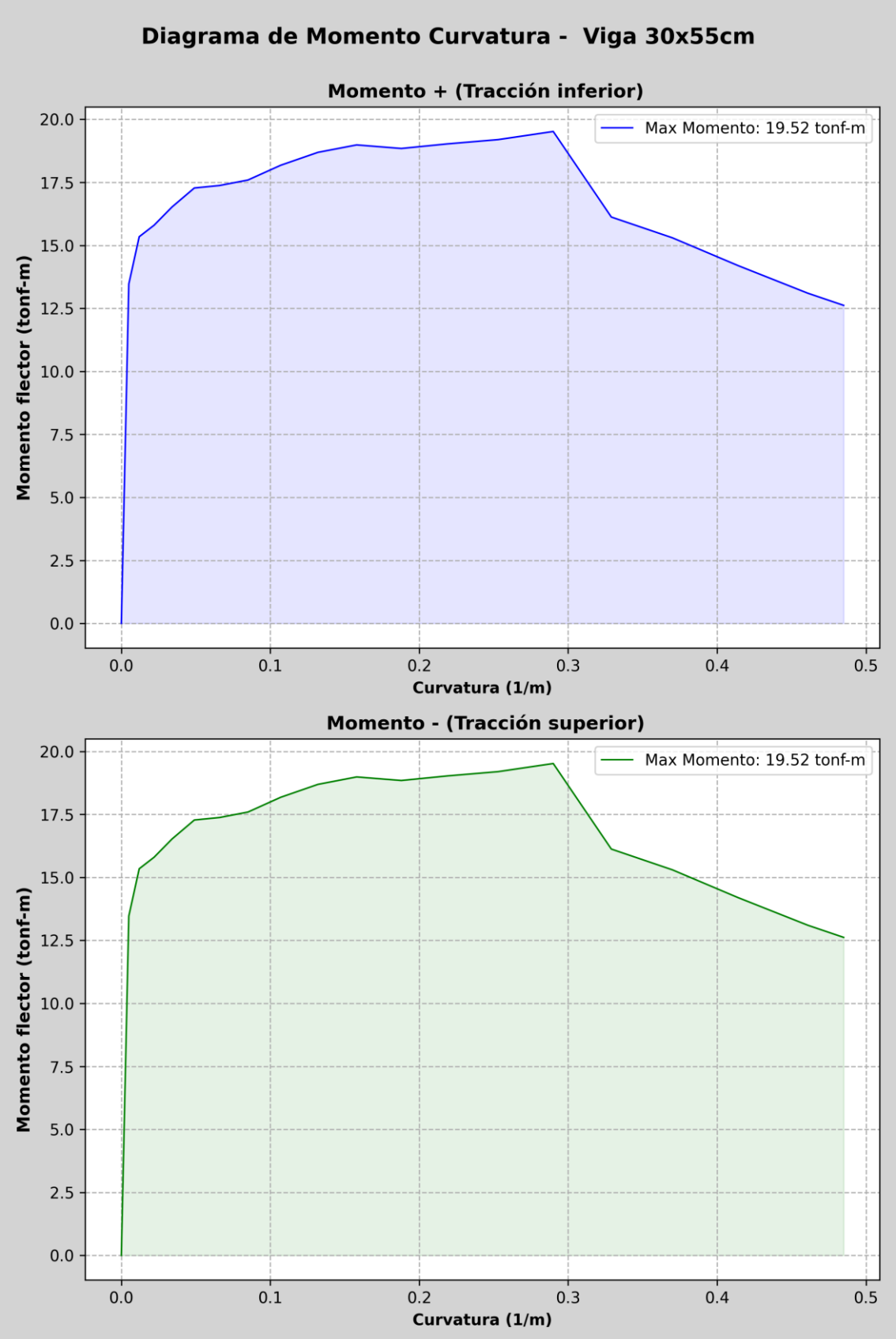


Figura 21: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x55 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

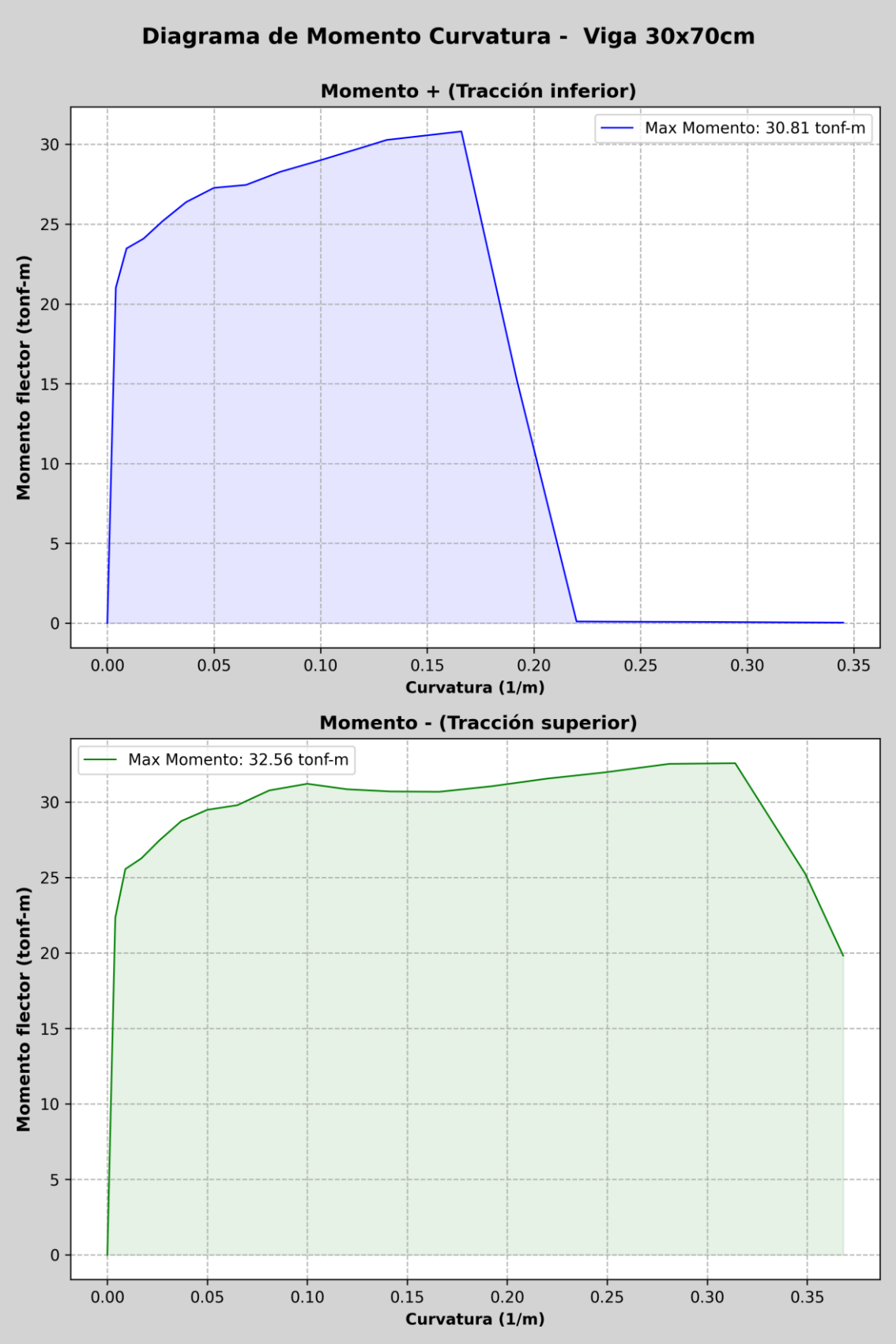


Figura 22: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

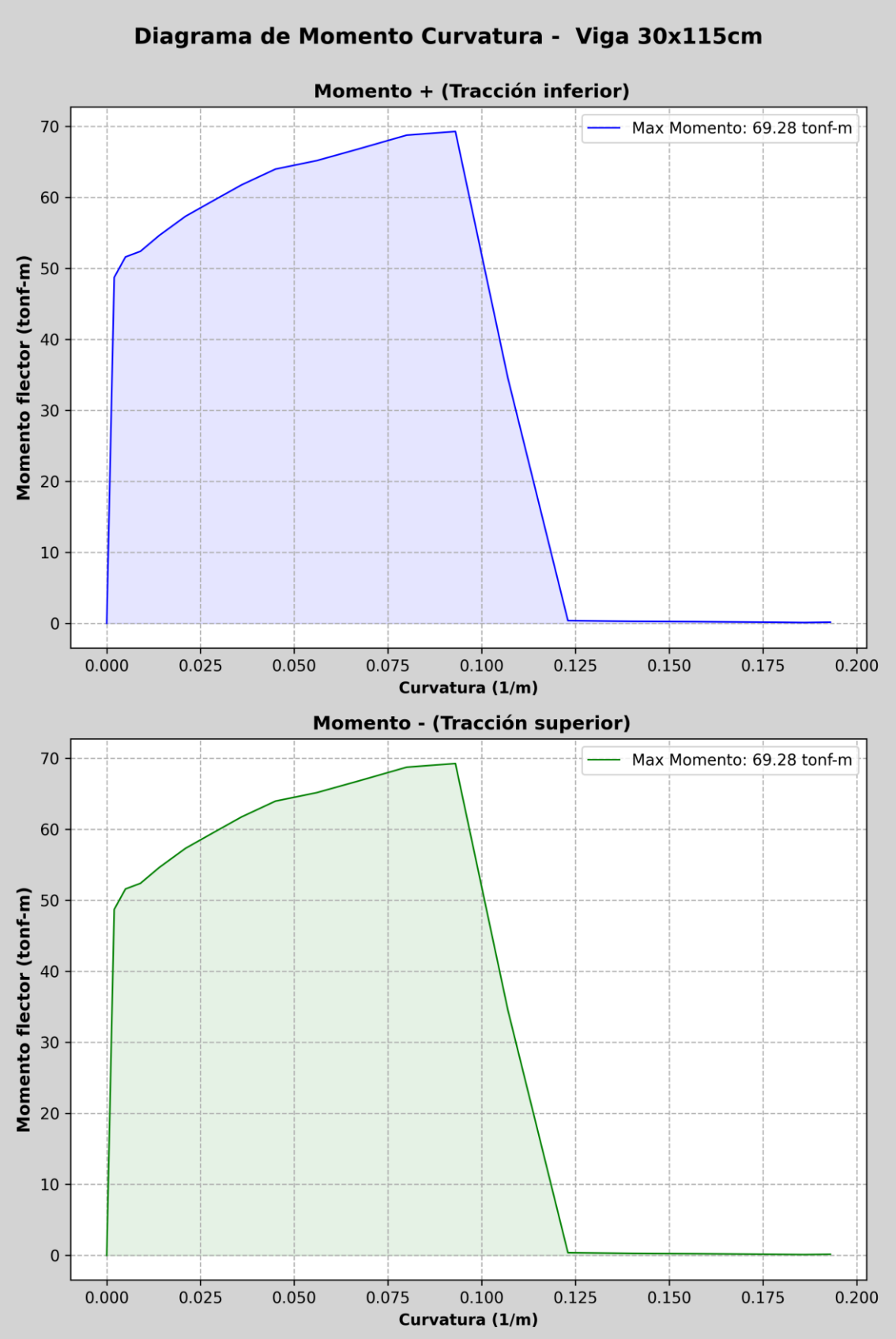


Figura 23: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x115 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

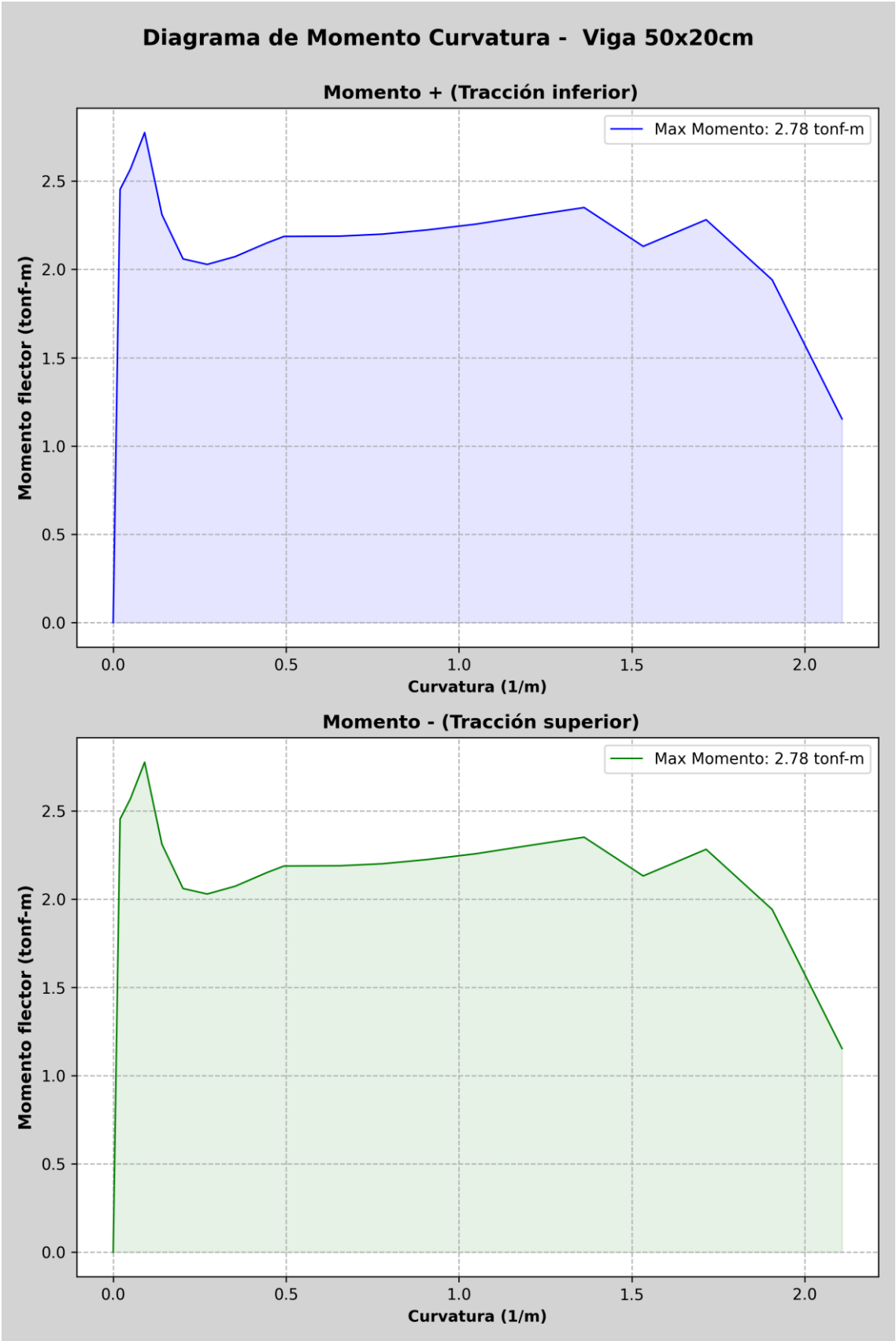


Figura 24: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 50x20 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

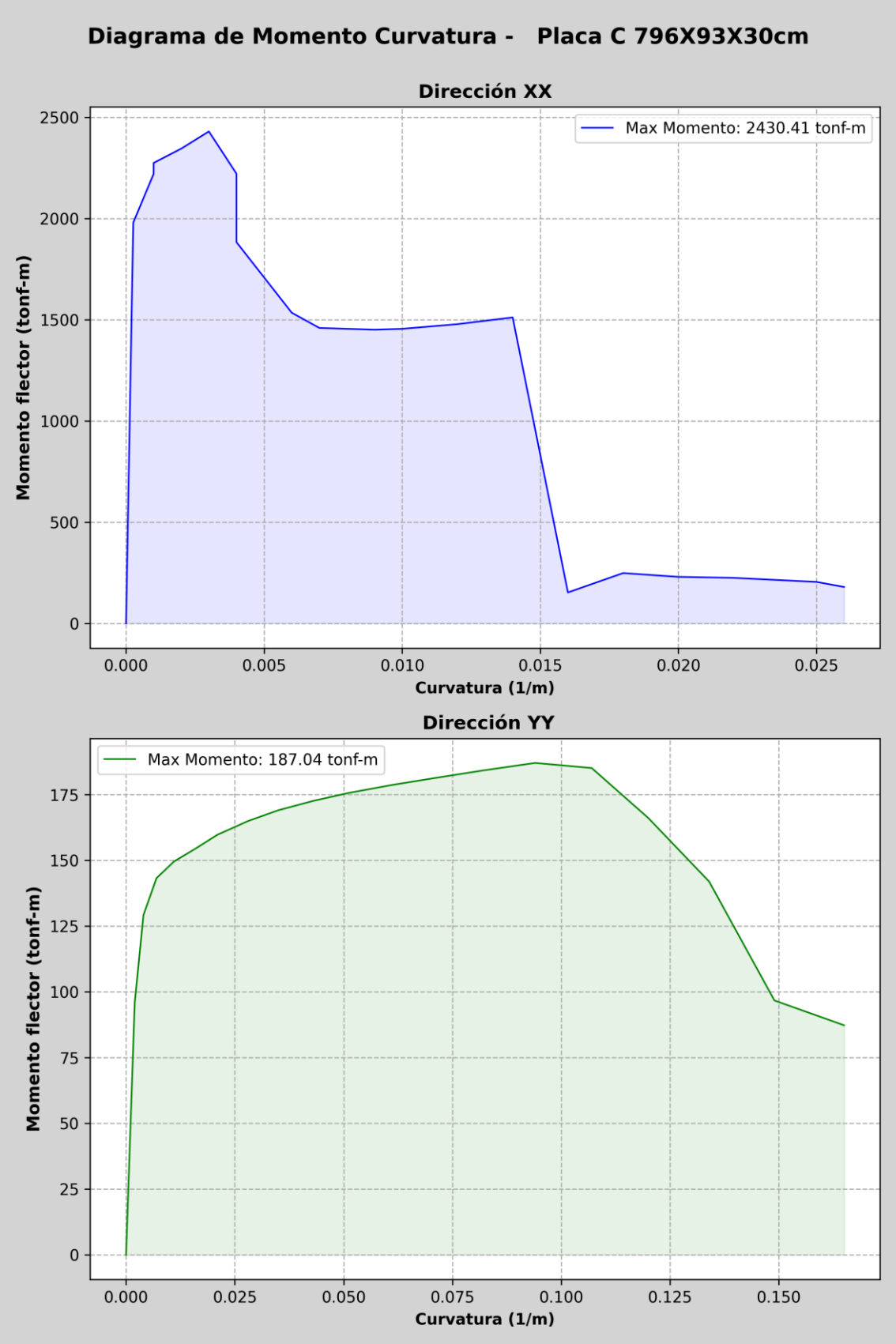


Figura 25: Diagrama de Momento Curvatura – Placa C 796x93x30 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

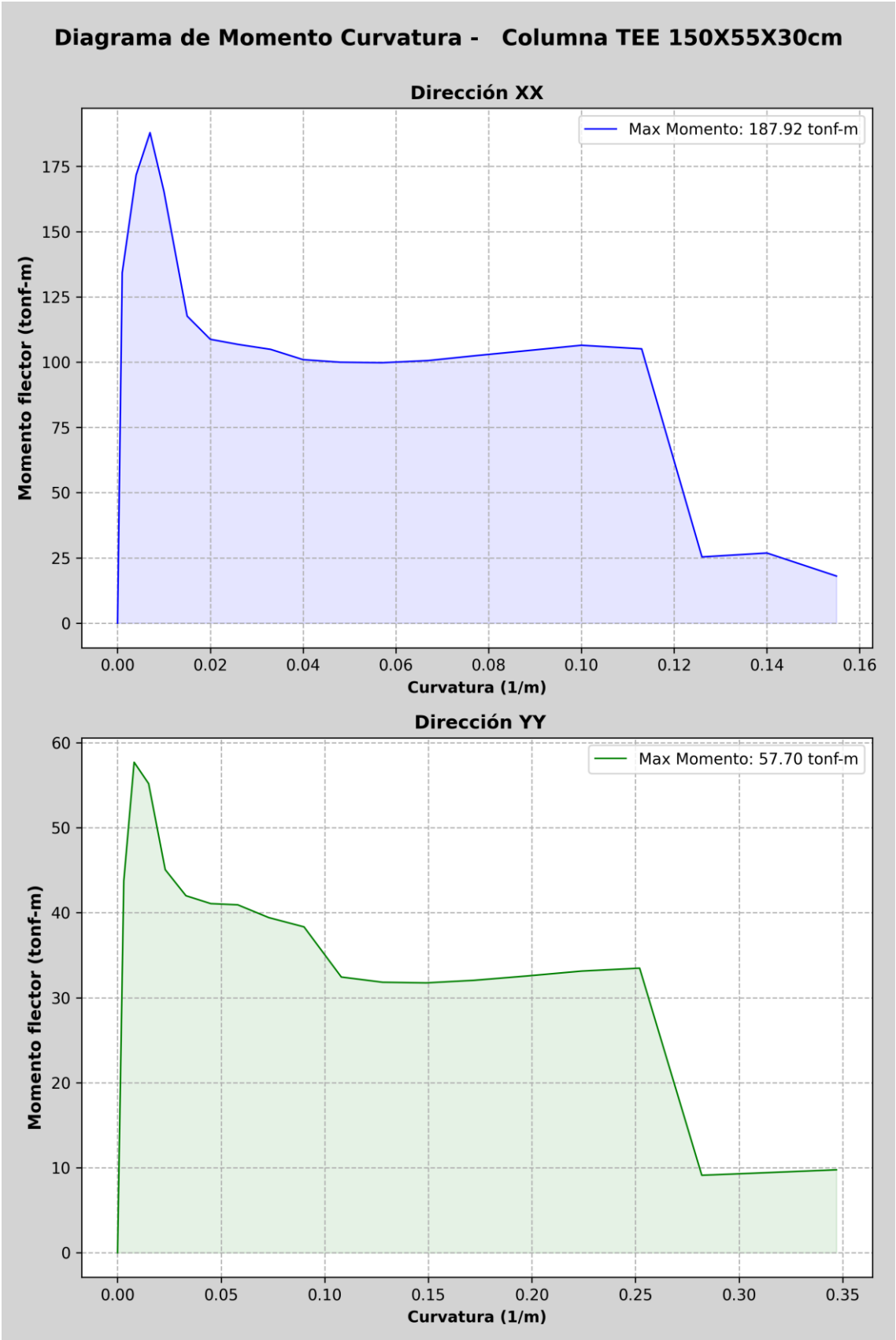


Figura 26: Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 150x55x30 cm. Módulo Paita

Nota: Elaboración propia

En los diagramas de momento-curvatura correspondientes a vigas y columnas, se observa lo siguiente:

En el caso de las vigas y de las columnas que presentan una carga axial reducida, se aprecia una disipación de energía constante a lo largo de la deformación del elemento.

En las columnas, por otro lado, la disipación de energía disminuye en diferentes tramos conforme el elemento se deforma.

En todos los casos, se evidencia una notable ductilidad de los elementos estructurales al ingresar al rango no lineal, lo que sugiere una falla dúctil en caso de alcanzar los límites de resistencia.

Finalmente, se destaca que, debido a la presencia de acero en compresión y tracción, los diagramas de momento-curvatura presentan un buen comportamiento en ambas direcciones, tanto cuando la tracción se encuentra en la parte superior como cuando se encuentra en la parte inferior del elemento.

En la zona de tracción inferior, la viga 30x115 cm alcanza el máximo momento flector de 69.28 tf-m, destacándose como la viga con mayor capacidad para soportar momentos flectores en esta dirección. En contraste, la viga con el menor momento flector en la dirección XX es la viga 50x20 cm, con un valor de solo 2.78 tf-m.

En la zona de tracción superior, la misma viga 30x115 cm también registra el momento flector más alto con 69.28 tf-m, indicando su superioridad en resistencia en comparación con las demás vigas. La viga con el momento flector más bajo en la dirección YY, nuevamente, es la viga 50x20 cm, alcanzando un momento de solo 2.78 tf-m.

En cuanto a los elementos verticales, en la dirección XX, la placa C 796x93x30 cm muestra la mayor capacidad con un momento flector máximo de 2430.41 tf-m, reflejando una resistencia excepcional en esta dirección. En la dirección YY, la columna Tee 150x55x30 cm tiene el menor momento flector de las columnas analizadas, con un valor de 187.92 tf-m.

Por otro lado, en la dirección YY, la placa C 796x93x30 cm sigue destacando con el mayor momento flector de 187.04 tf-m entre los elementos verticales, mientras que la columna Tee 150x55x30 cm presenta un momento flector de 57.7 tf-m en la dirección YY, al ser el menor para esta dirección.

En resumen, tanto las vigas como las columnas muestran una variada capacidad de soporte de momentos flectores de acuerdo a sus dimensiones y orientación, con la placa C y la viga 30x115 cm como los elementos más robustos en sus respectivas categorías.

3.1.4.2 Tipología 2: IE N°14857 -Sullana – Piura

Sistema estructural: Eje X Sistema Placas, Eje Y Albañilería

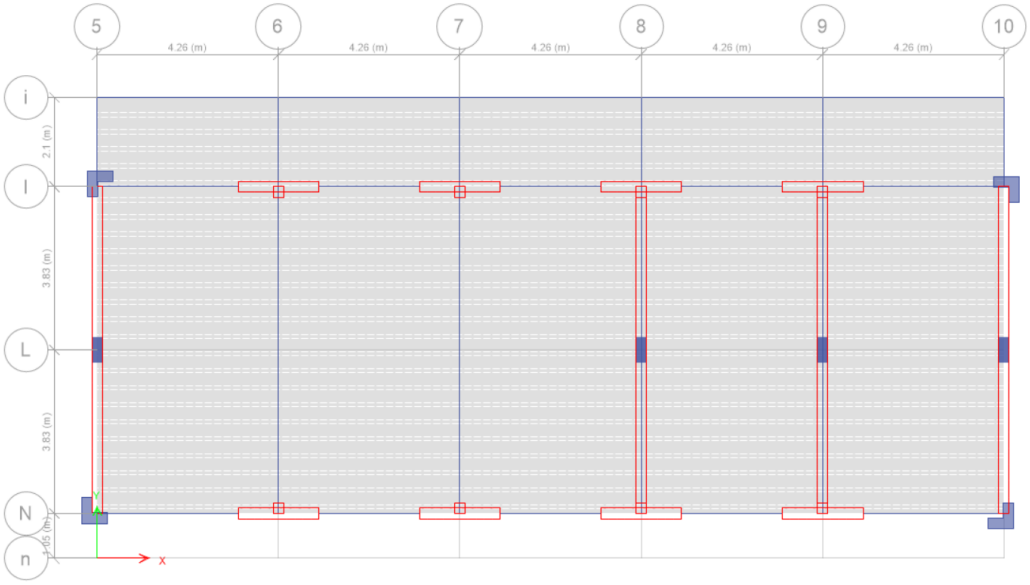


Figura 27: Modelo Sullana Vista planta - Eje X Sistema Placas, Eje Y Albañilería

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

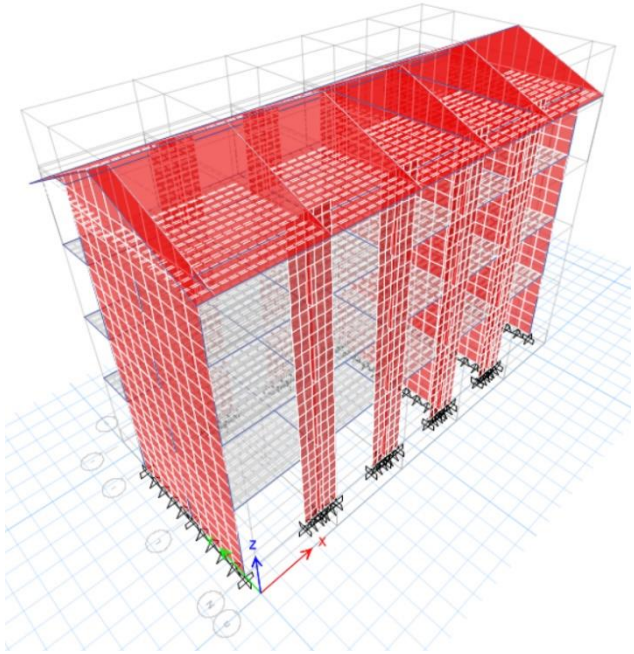


Figura 28: Modelo Sullana: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

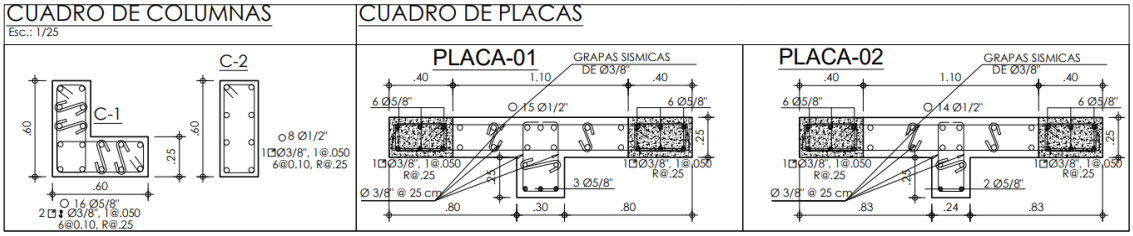


Figura 29: Columnas y muros de concreto armado de módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

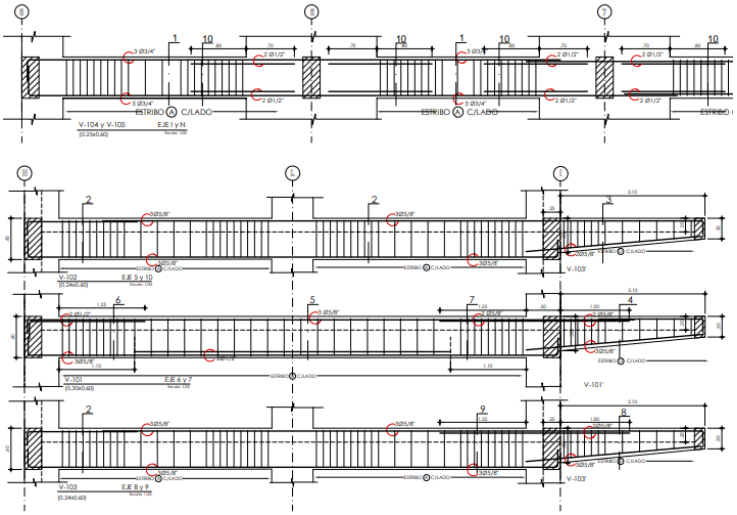


Figura 30 Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

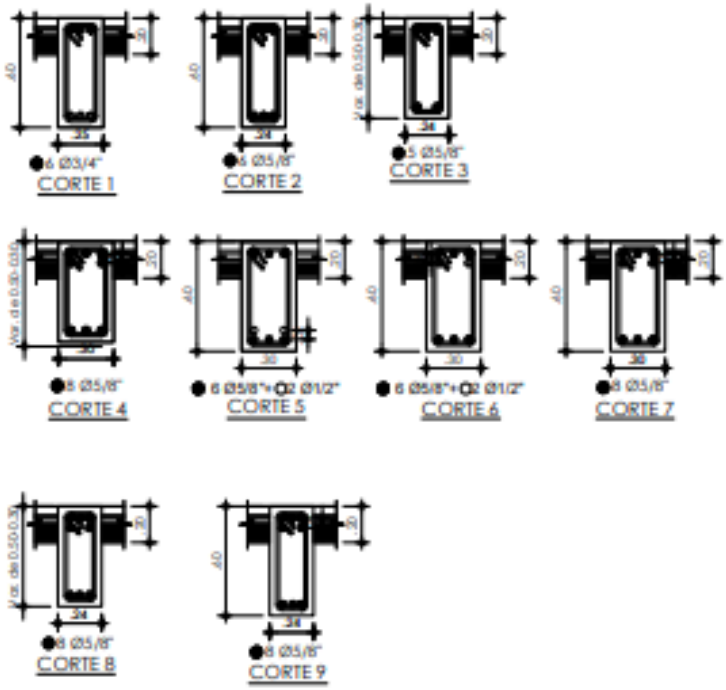


Figura 31: Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

A continuación, se presentan los diagramas momento-curvatura generados utilizando el Section Designer del programa Etabs. Estos diagramas fueron obtenidos tomando en cuenta la caracterización adecuada de las propiedades de los materiales y la configuración estructural definida para cada elemento.

Asimismo, se han considerado los criterios de desempeño establecidos en el ASCE/SEI 41-17, especialmente los giros límite asociados a cada nivel de desempeño estructural acorde al valor de cortante basal, resistencias, dimensiones, acero de refuerzo, entre otros.

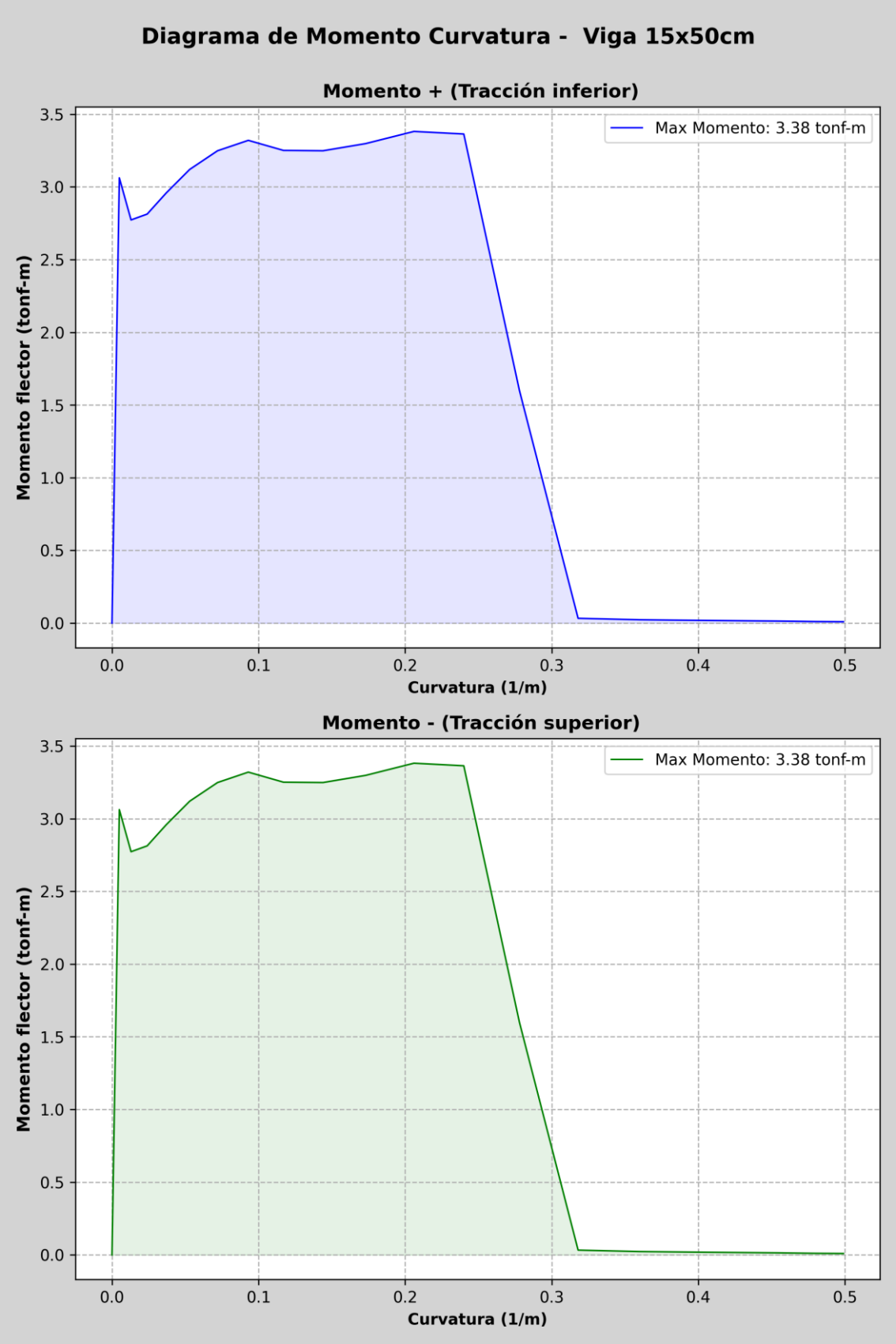


Figura 32: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

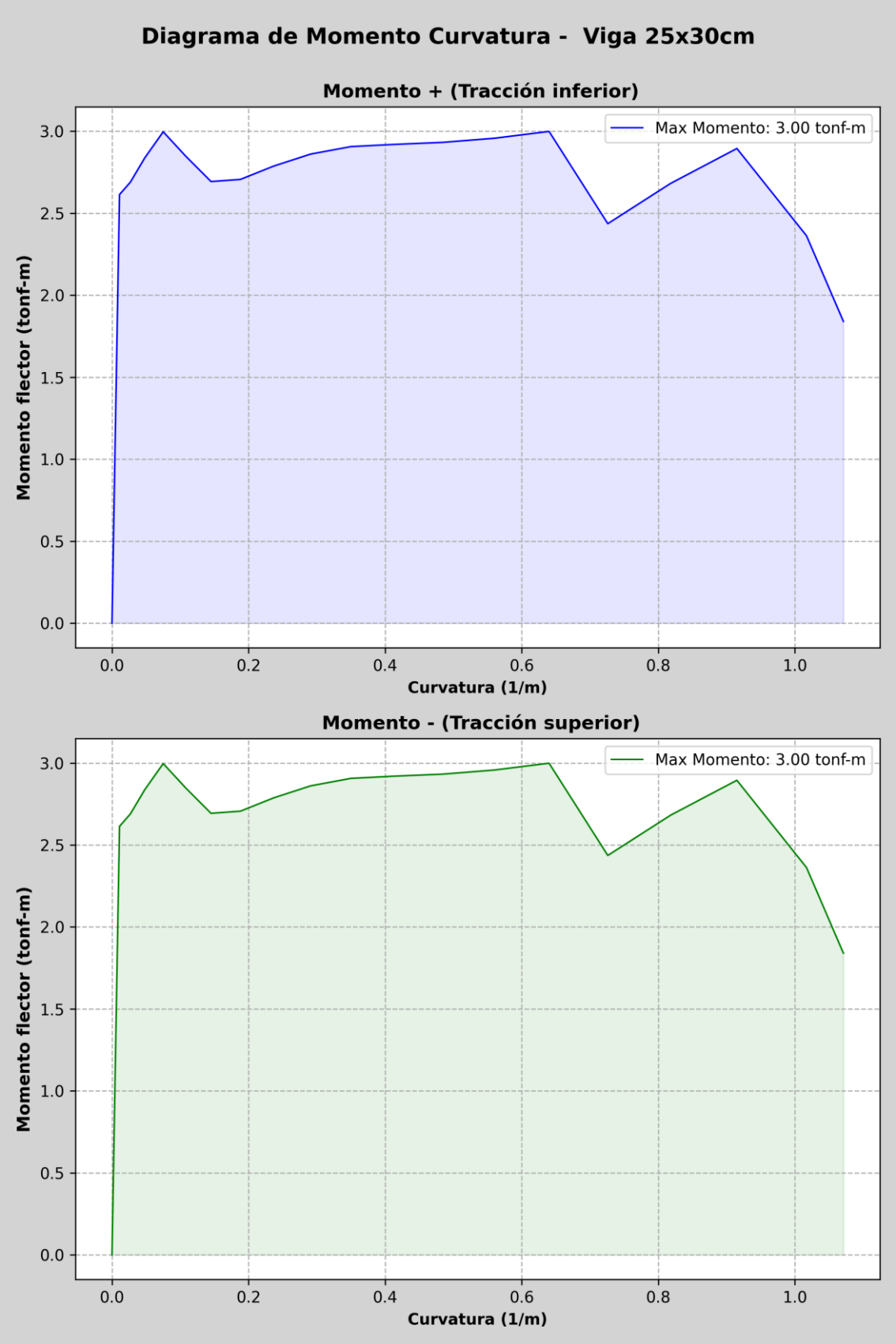


Figura 33: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

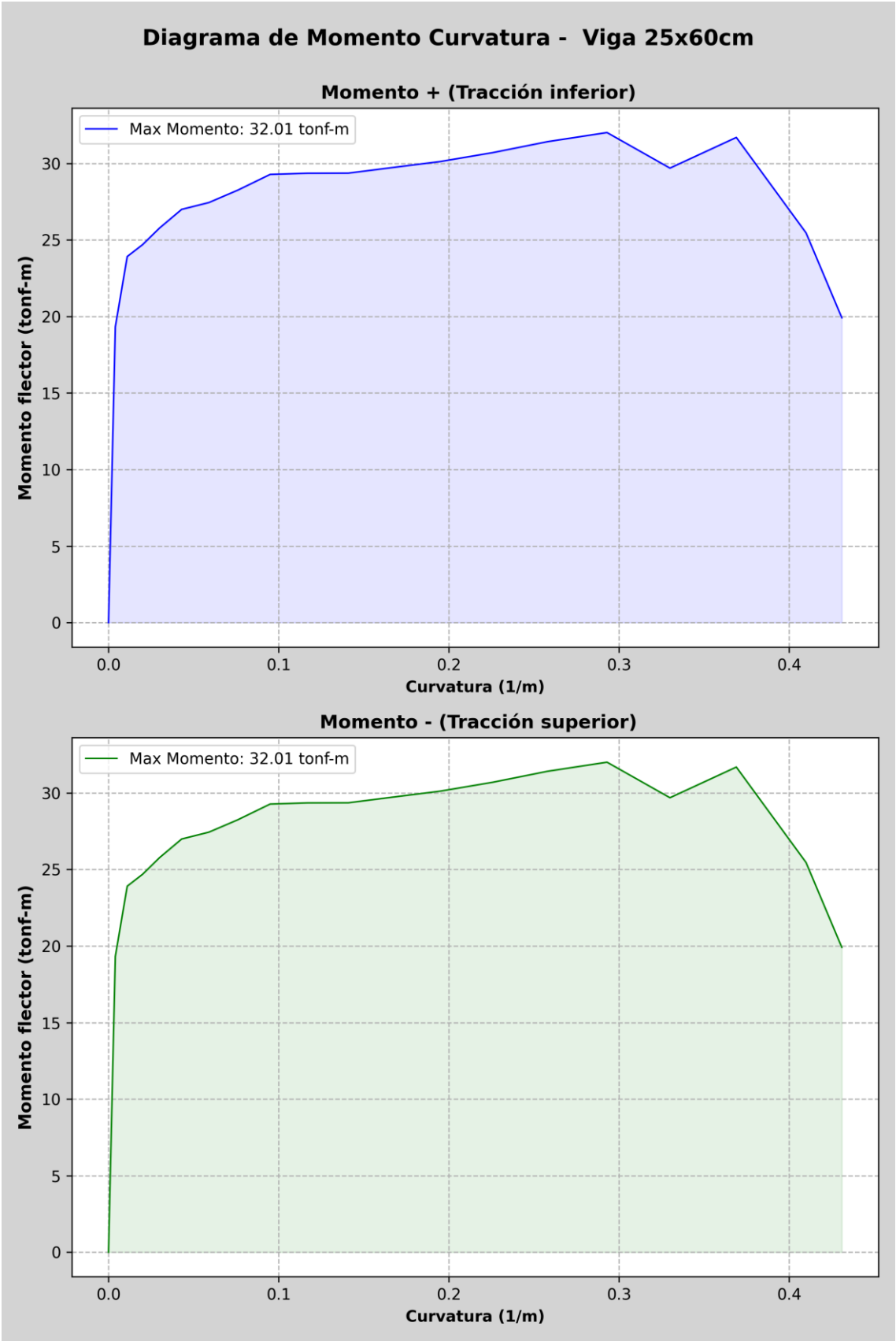


Figura 34: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

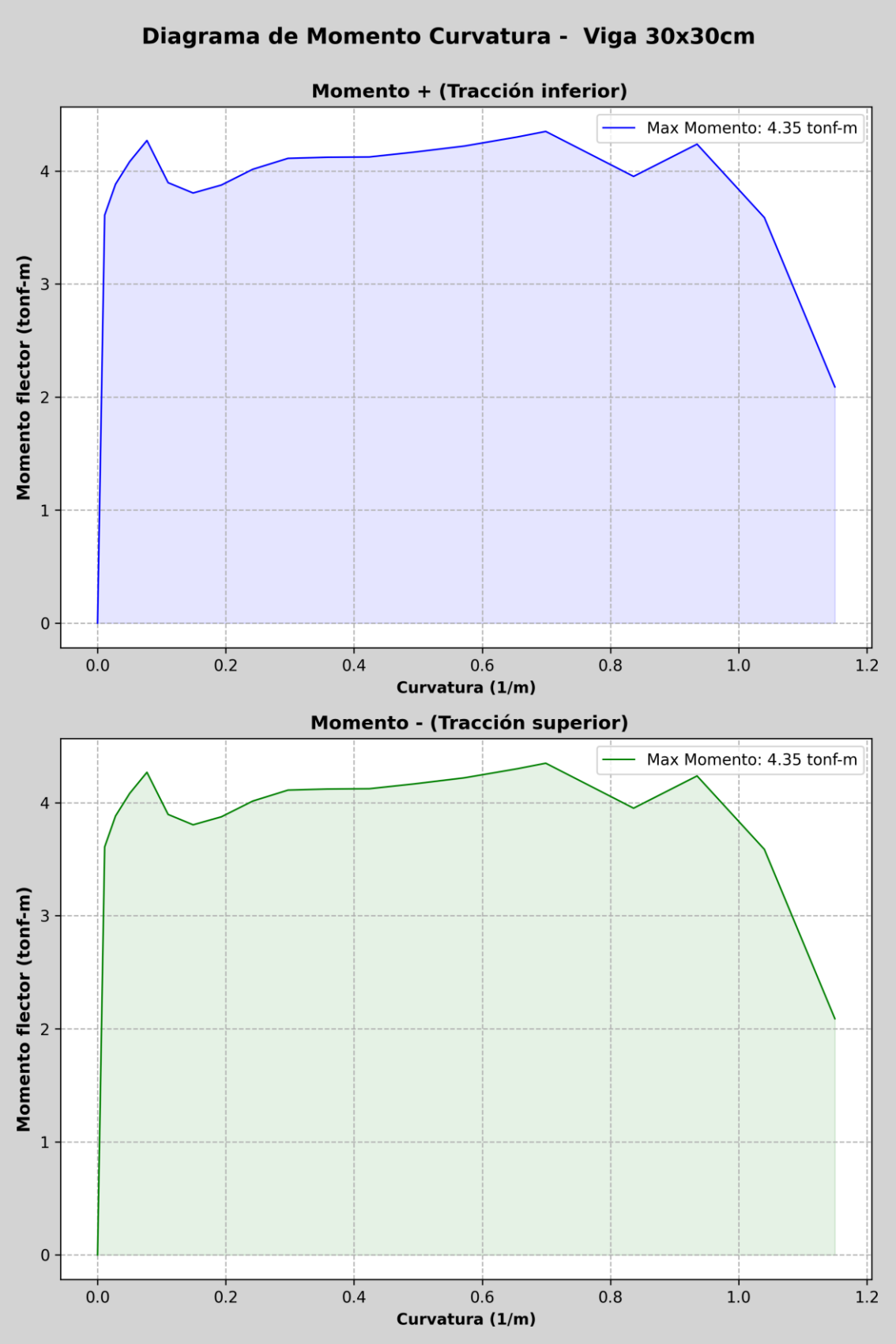


Figura 35: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

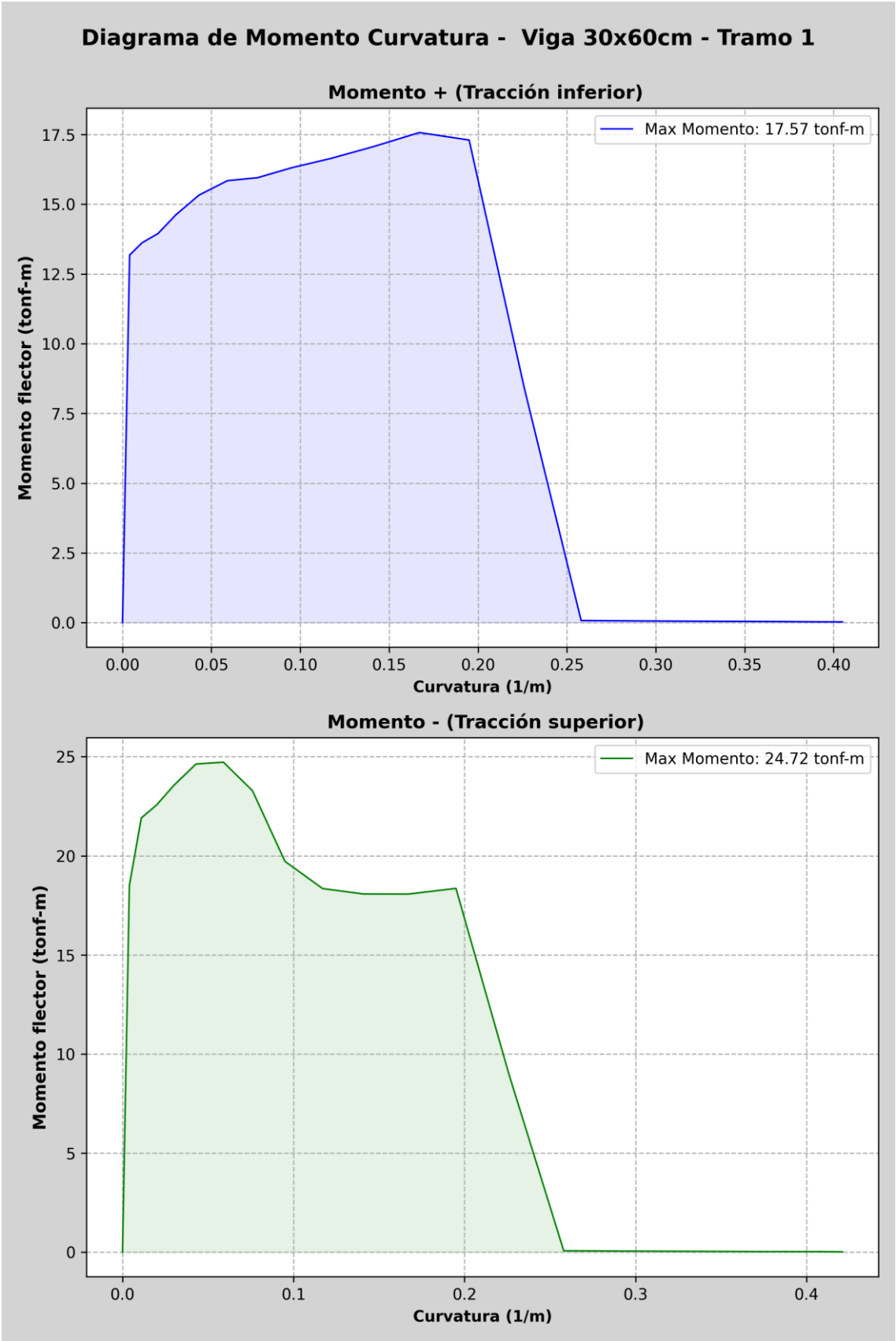


Figura 36: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm Tramo1. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

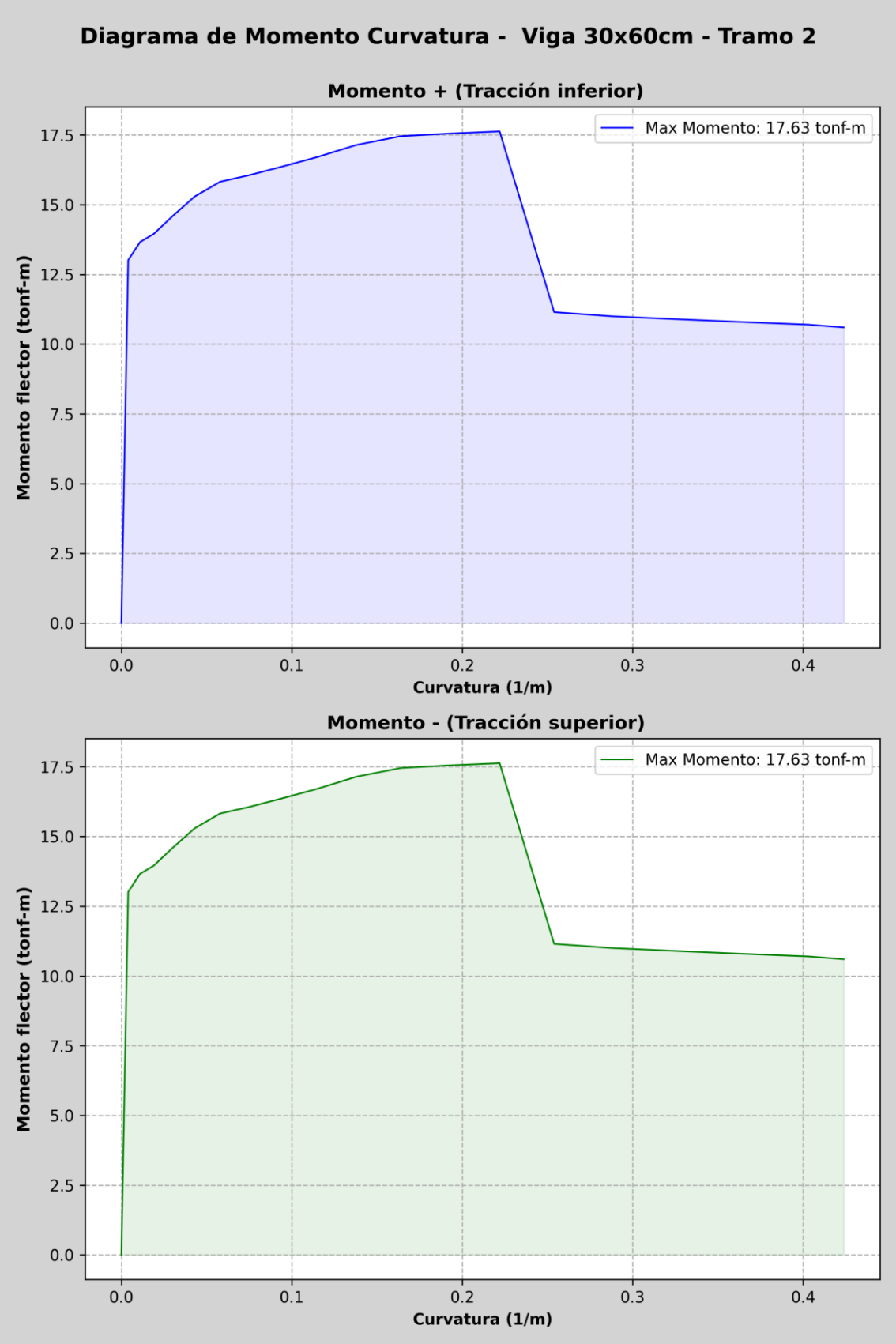


Figura 37: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm Tramo2. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

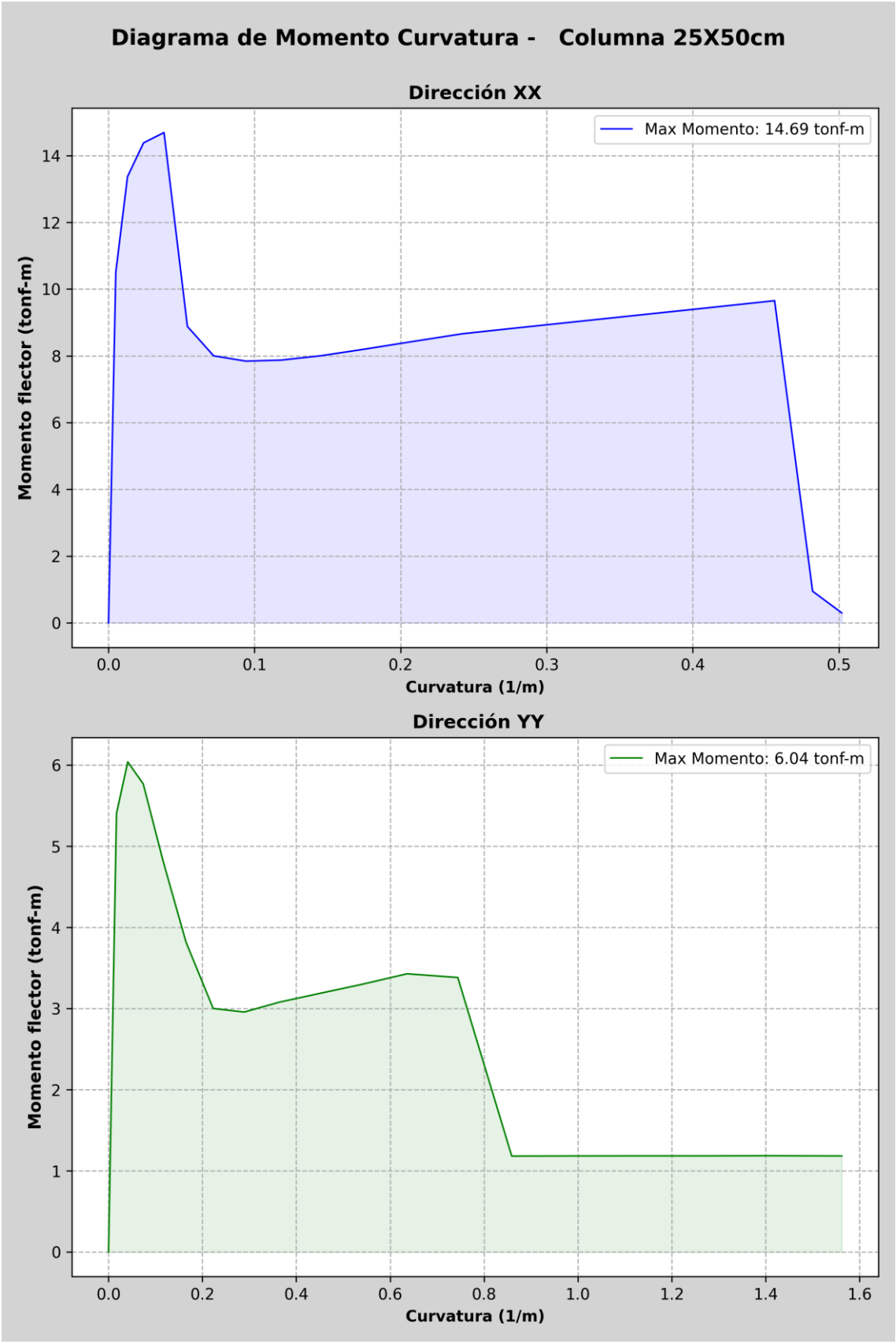


Figura 38: Diagrama de Momento Curvatura – Columna 25x50 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

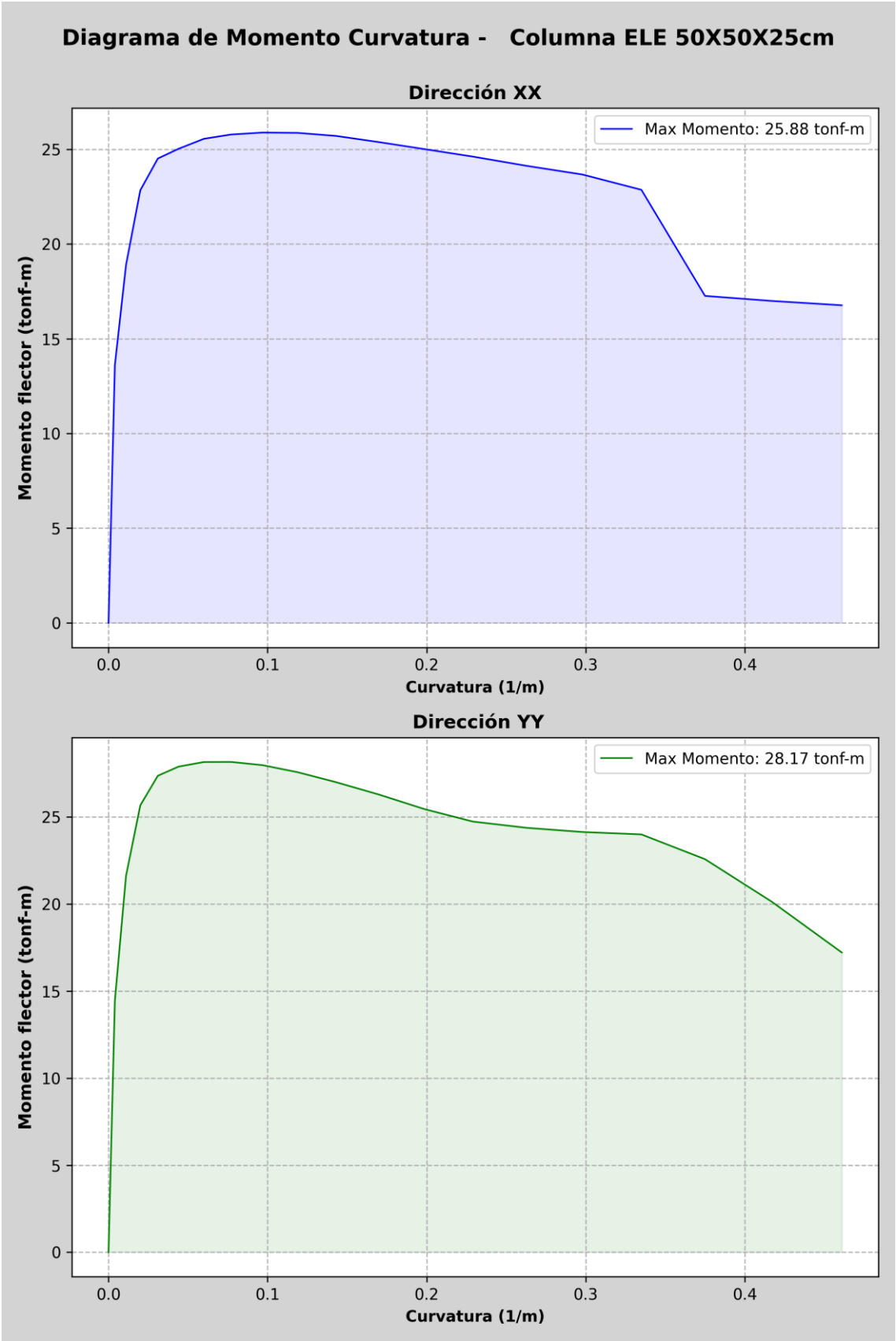


Figura 39: Diagrama de Momento Curvatura – Columna L 50x50x25 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

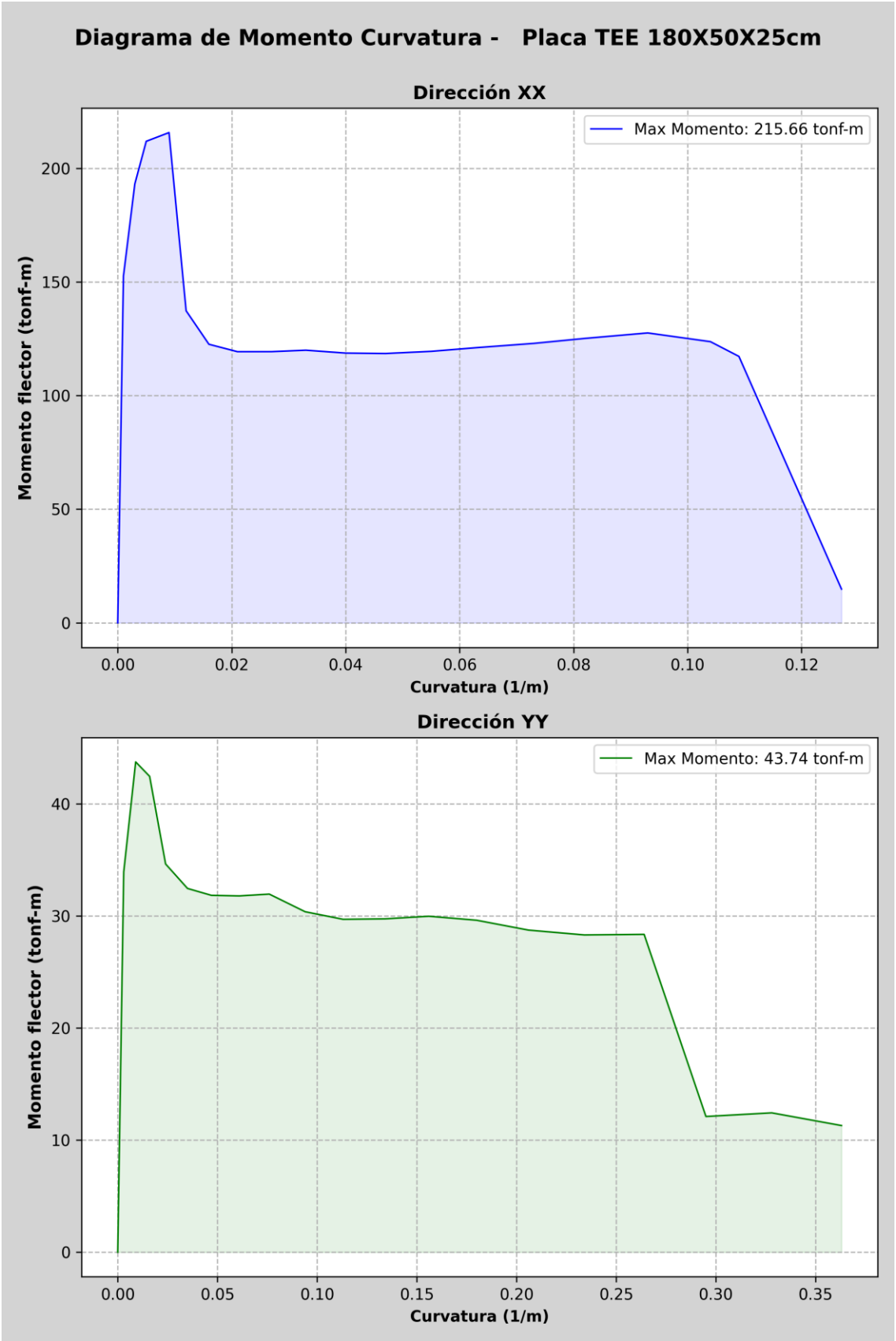


Figura 40: Diagrama de Momento Curvatura – Placa T 180x50x25 cm. Módulo Sullana

Nota: Elaboración propia

En los diagramas de momento-curvatura correspondientes a vigas y columnas, se observa lo siguiente:

En el caso de las vigas y elementos verticales que presentan una carga axial reducida, se aprecia una disipación de energía constante a lo largo de la deformación del elemento.

En los elementos verticales, por otro lado, la disipación de energía disminuye en diferentes tramos conforme el elemento se deforma.

En todos los casos, se evidencia una notable ductilidad de los elementos estructurales al ingresar al rango no lineal, lo que sugiere una falla dúctil en caso de alcanzar los límites de resistencia.

Finalmente, se destaca que, debido a la presencia de acero en compresión y tracción, los diagramas de momento-curvatura presentan un buen comportamiento en ambas direcciones, tanto cuando la tracción se encuentra en la parte superior como cuando se encuentra en la parte inferior del elemento.

En la zona de tracción inferior, se observa que las vigas alcanzan un momento flector máximo de 32.01 tf-m en la viga 25x60 cm, lo que indica que esta viga tiene la mayor capacidad para soportar momentos flectores en esta dirección. Por otro lado, la viga con el menor momento flector en esta dirección es la viga 25x30 cm, con un valor de 3.00 tf-m.

En la zona de tracción superior, el momento flector más alto se registra en la viga de 25x60 cm, con un valor máximo de 32.01 tf-m, lo que indica una mayor resistencia en comparación con las demás vigas en esta dirección. La viga con el momento flector más bajo es también la viga 25x30 cm, que alcanza un valor de 3.00 tf-m.

En cuanto a los elementos verticales, en la dirección XX, la columna con mayor capacidad es la placa Tee de 180x50x25cm, con un momento flector máximo de 215.66 tf-m, lo que refleja su gran resistencia en esta dirección. La columna con el menor momento flector en la dirección XX es la columna rectangular de 25x50 cm, con un valor de 14.69 tf-m. En la dirección YY, la columna con mayor capacidad es nuevamente la placa Tee de 180x50x25 cm, con un momento máximo de 43.74 tf-m, mientras que la columna con menor capacidad en esta dirección es la columna rectangular de 25x50 cm, que alcanza un momento flector máximo de 6.04 tf-m.

En resumen, se puede observar que las columnas, particularmente las de mayor dimensión como la placa tee, tienen una capacidad significativamente superior para soportar momentos flectores en ambas direcciones en comparación con las vigas.

3.1.4.3 Tipología 3: IE N°14008 -Piura - Piura

Sistema estructural: *Eje X Sistema dual, Eje Y Placas*

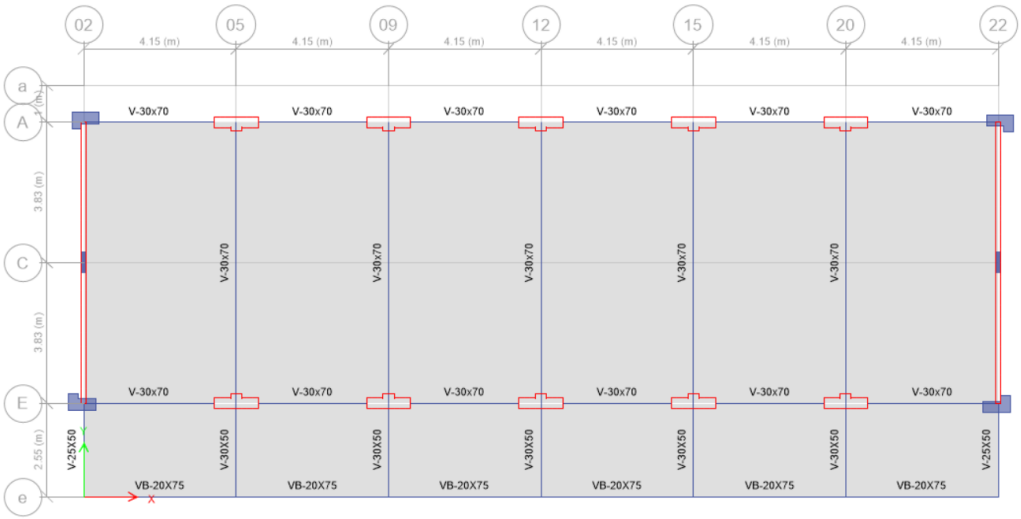


Figura 41: Modelo Piura: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

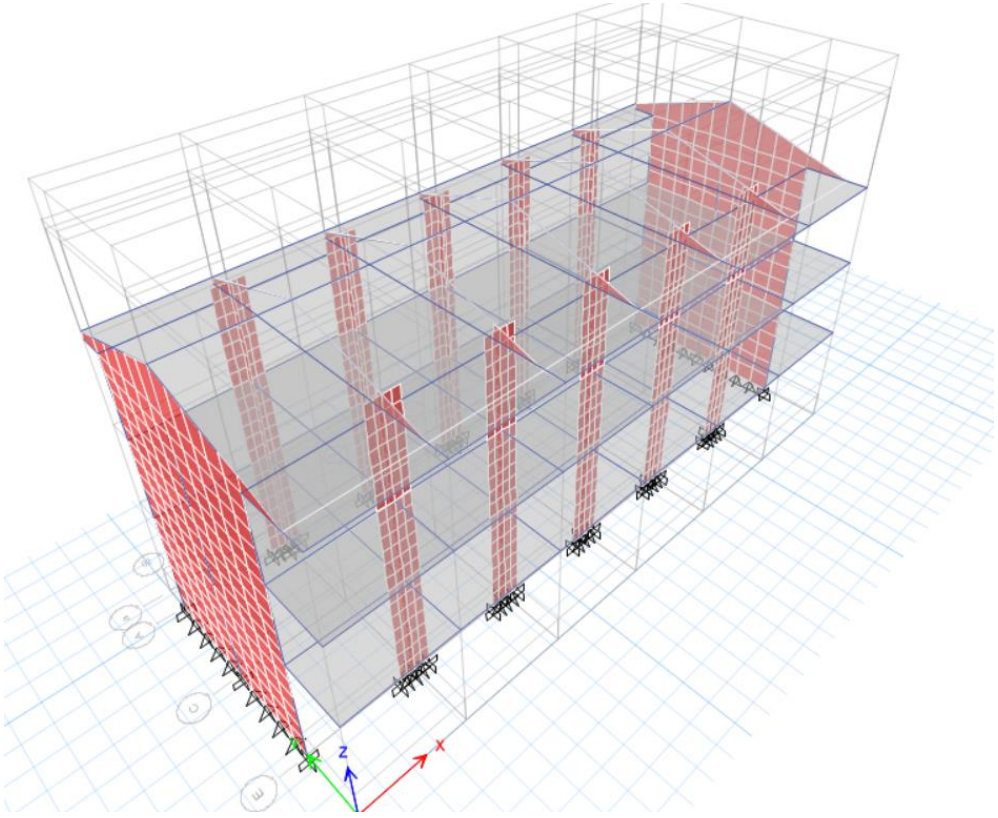


Figura 42: Modelo Piura: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

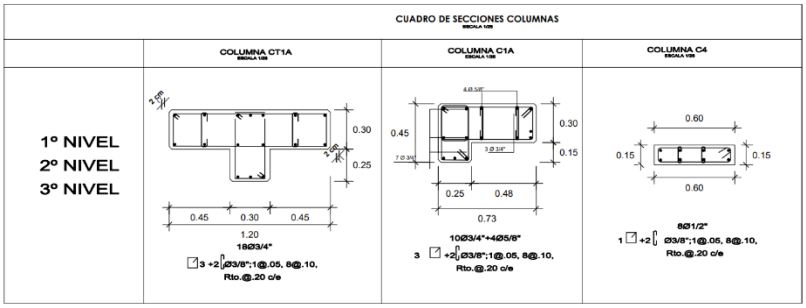


Figura 43: Columnas y muros de concreto armado de módulo Piura

Nota: Elaboración propia

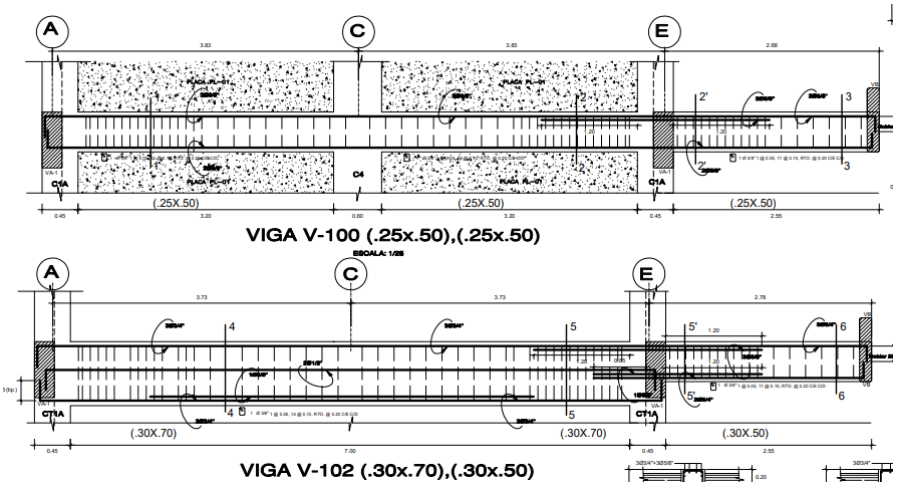


Figura 44: Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Piura

Nota: Elaboración propia

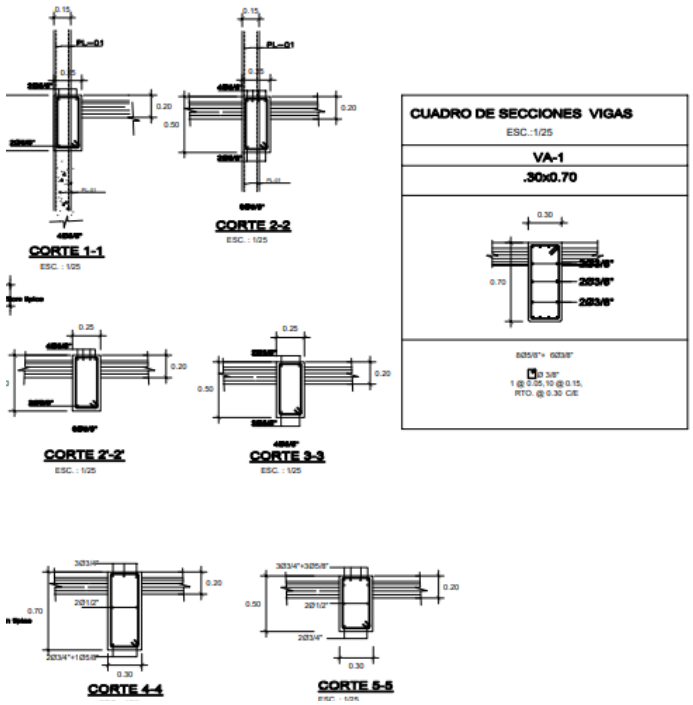


Figura 45: Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Piura

Nota: Elaboración propia

A continuación, se presentan los diagramas momento-curvatura generados utilizando el Section Designer del programa Etabs. Estos diagramas fueron obtenidos tomando en cuenta la caracterización adecuada de las propiedades de los materiales y la configuración estructural definida para cada elemento.

Asimismo, se han considerado los criterios de desempeño establecidos en el ASCE/SEI 41-17, especialmente los giros límite asociados a cada nivel de desempeño estructural acorde al valor de cortante basal, resistencias, dimensiones, acero de refuerzo, entre otros.

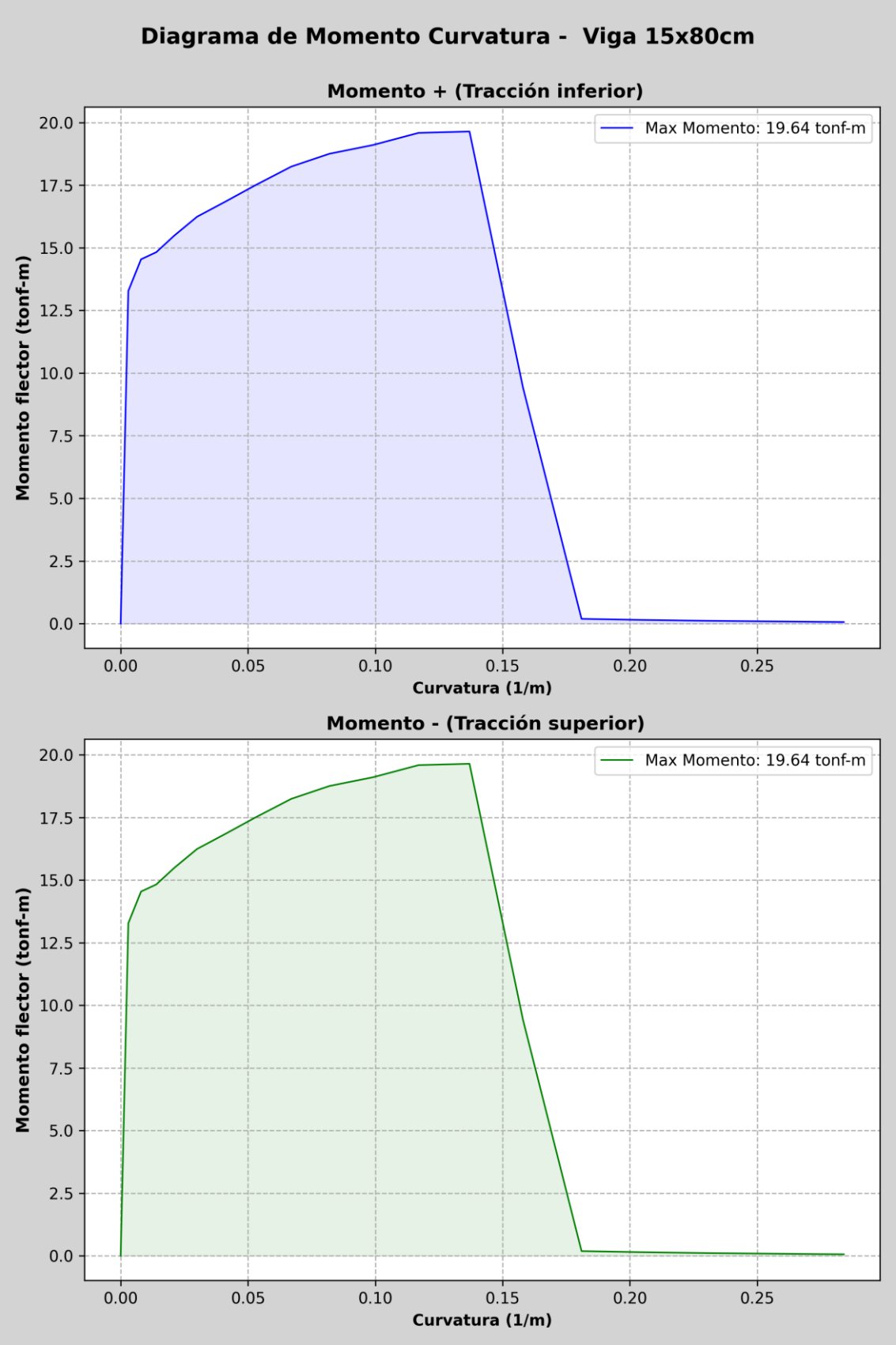


Figura 46: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x80 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

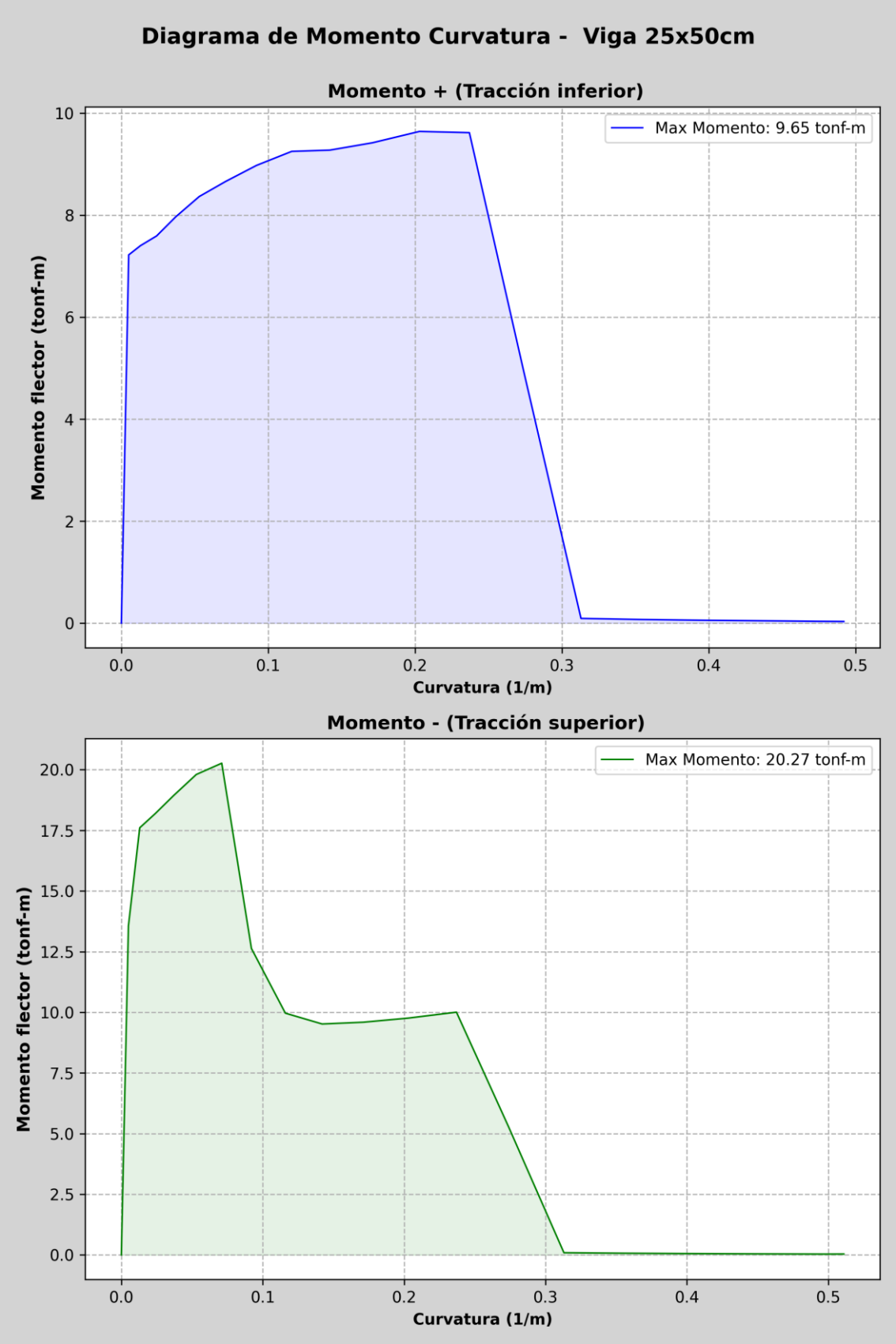


Figura 47: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

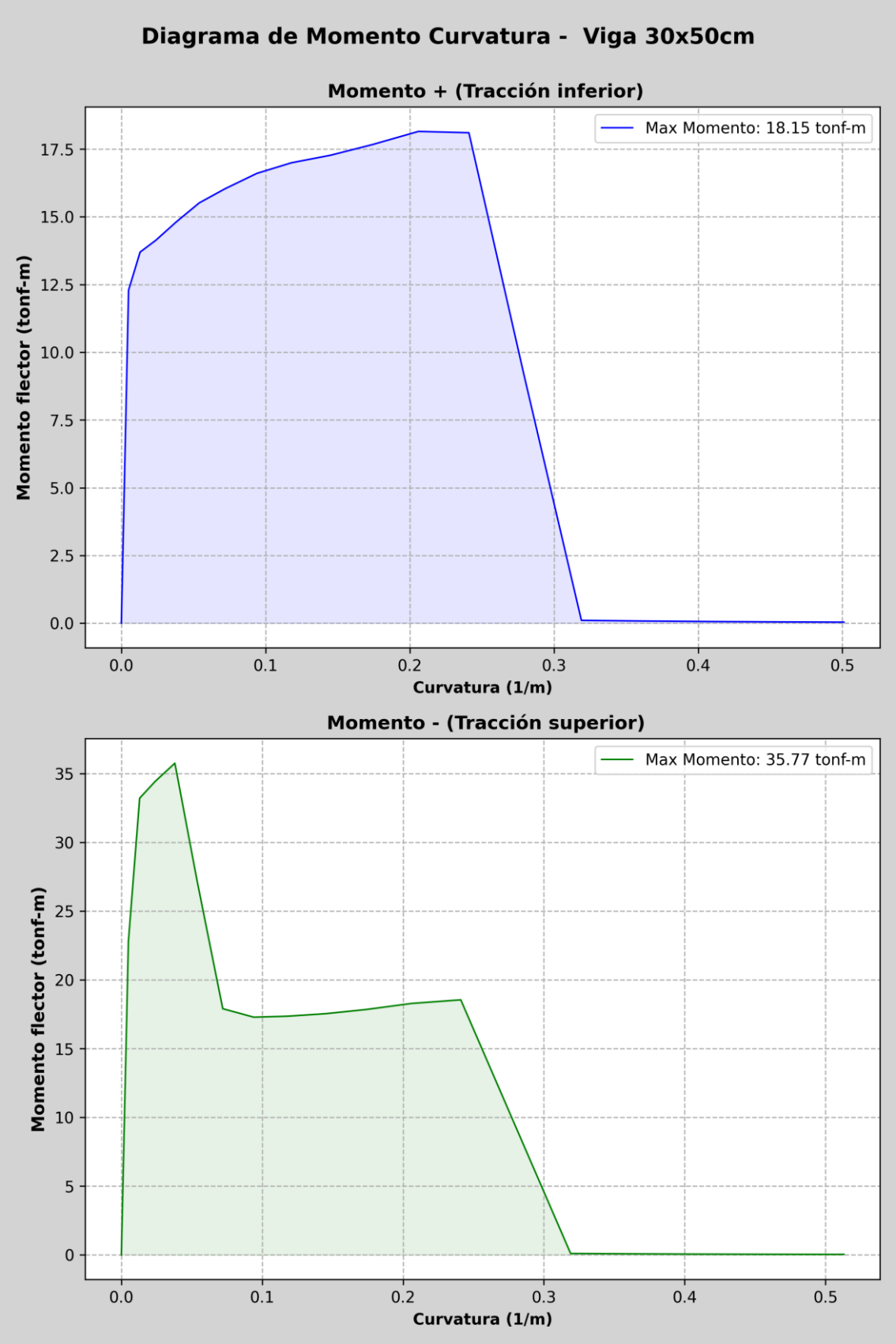


Figura 48: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x50 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

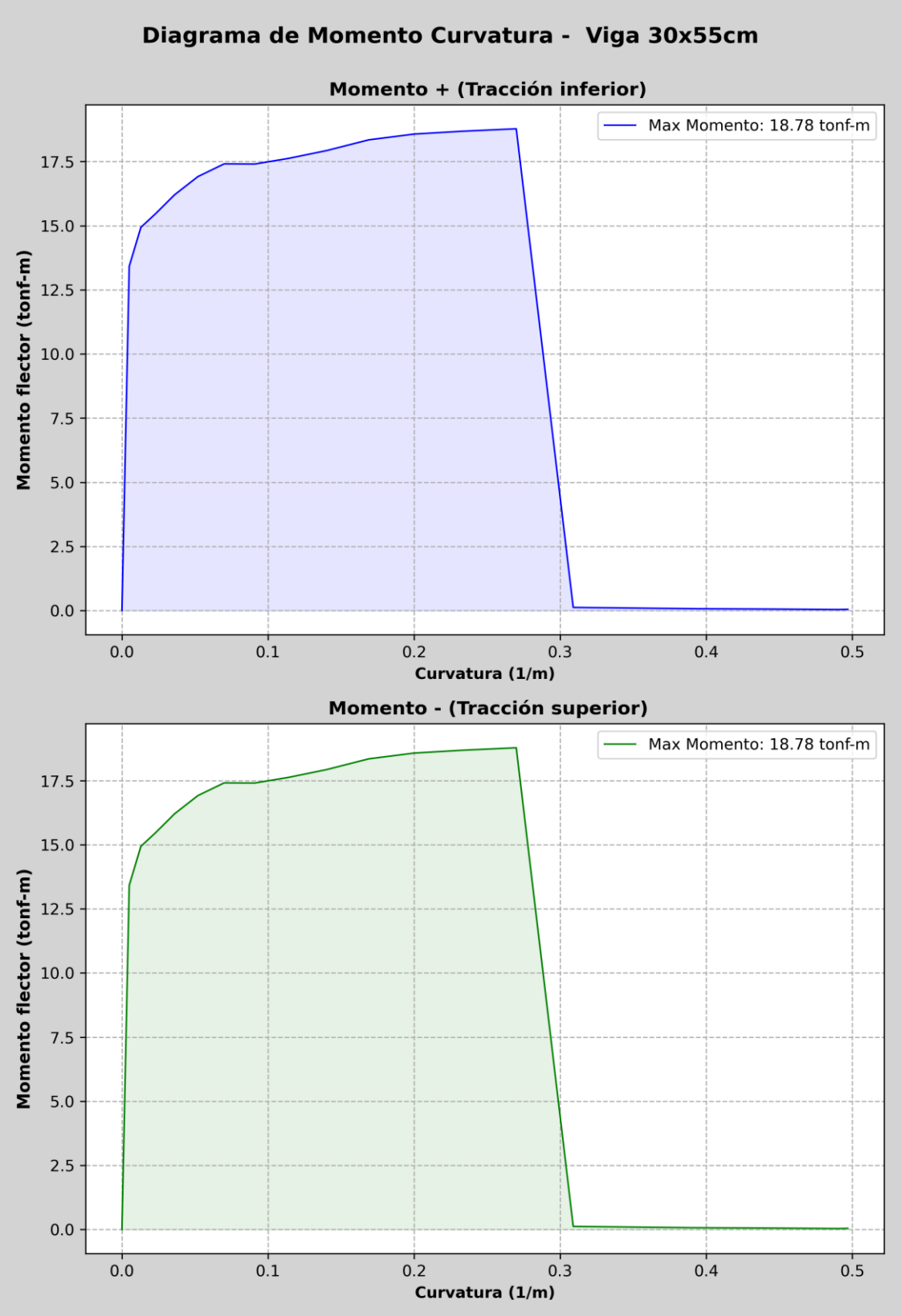


Figura 49: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x55 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

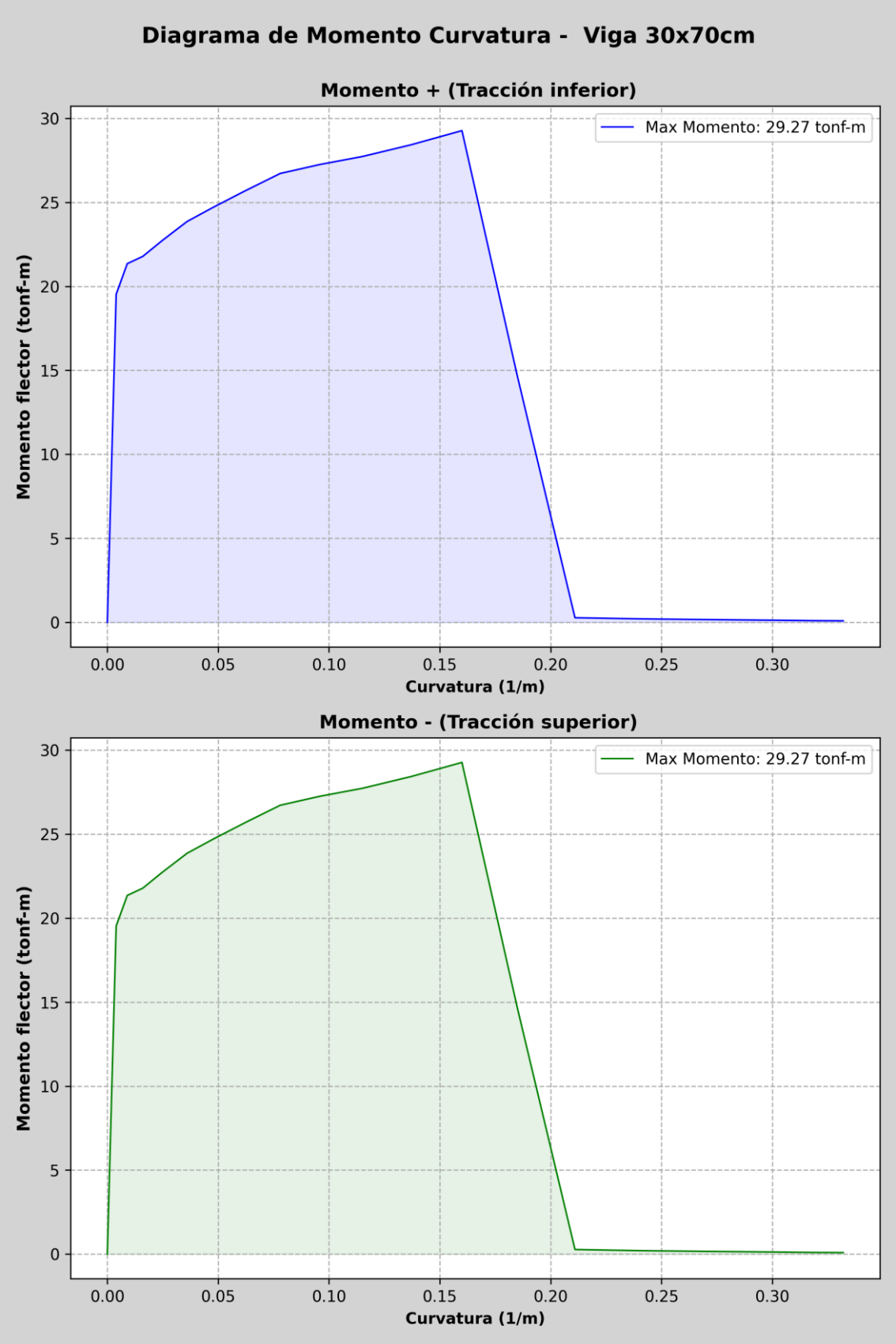


Figura 50: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

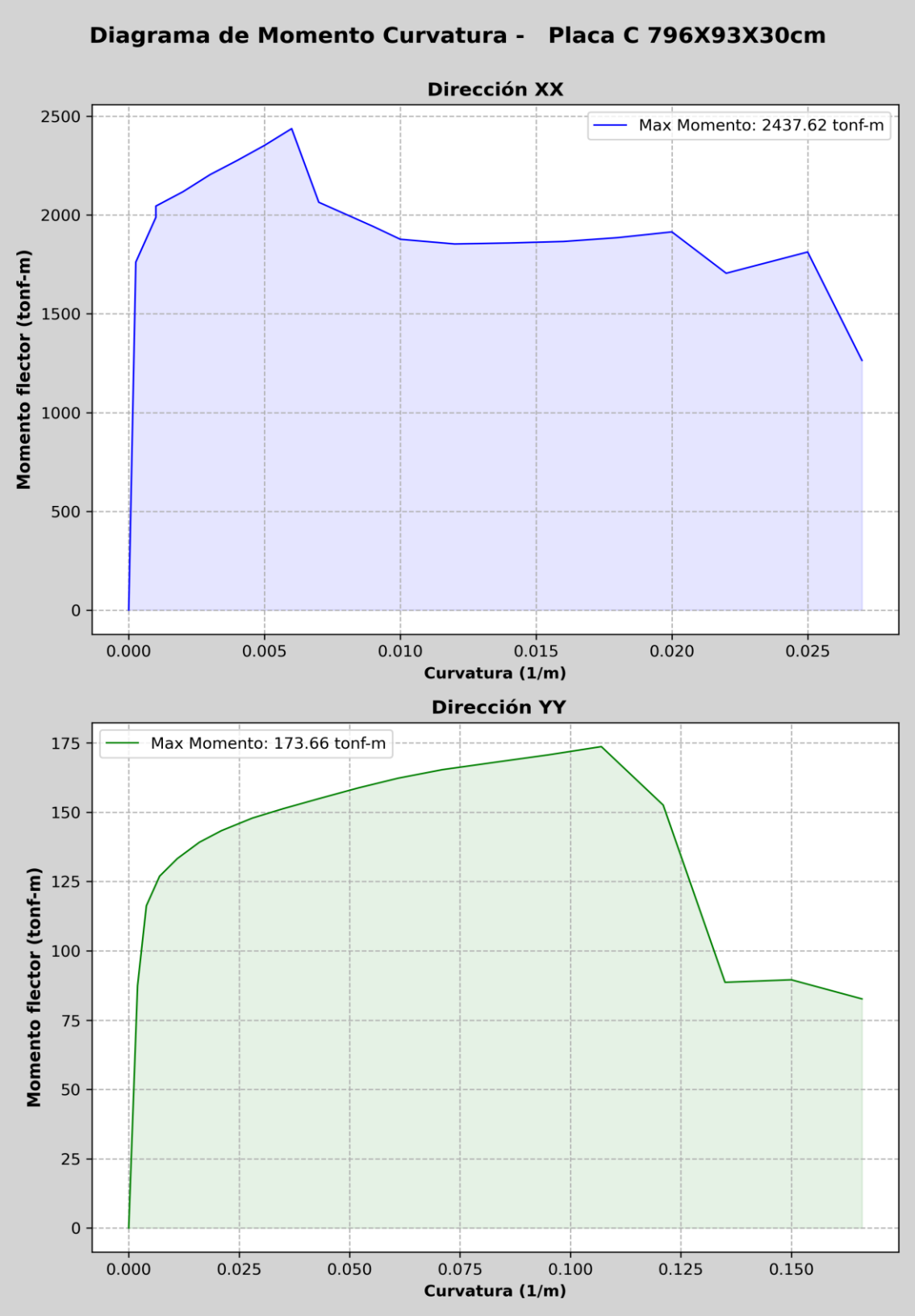


Figura 51: Diagrama de Momento Curvatura – Placa C 796x93x30 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

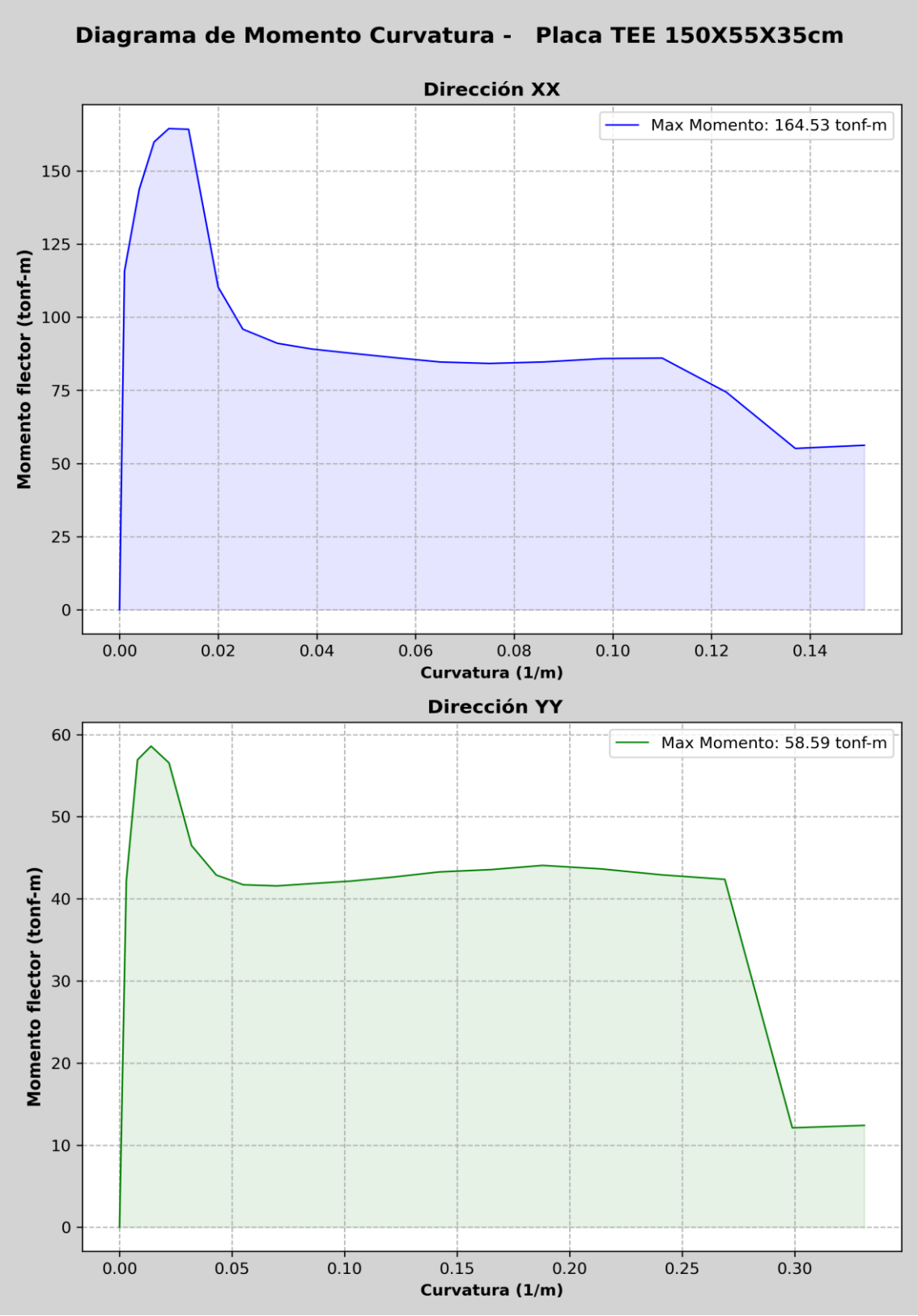


Figura 52: Diagrama de Momento Curvatura – Placa T 150x55x35 cm. Módulo Piura

Nota: Elaboración propia

En los diagramas de momento-curvatura correspondientes a vigas y columnas, se observa lo siguiente:

En el caso de las vigas y elementos verticales que presentan una carga axial reducida, se aprecia una disipación de energía constante a lo largo de la deformación del elemento.

En los elementos verticales, por otro lado, la disipación de energía disminuye en diferentes tramos conforme el elemento se deforma.

En todos los casos, se evidencia una notable ductilidad de los elementos estructurales al ingresar al rango no lineal, lo que sugiere una falla dúctil en caso de alcanzar los límites de resistencia.

Finalmente, se destaca que, debido a la presencia de acero en compresión y tracción, los diagramas de momento-curvatura presentan un buen comportamiento en ambas direcciones, tanto cuando la tracción se encuentra en la parte superior como cuando se encuentra en la parte inferior del elemento.

En la zona de tracción inferior, la viga 30x70 cm alcanza un momento flector máximo de 29.27 tf-m, mostrando una capacidad considerable en esta orientación. En contraste, la viga 25x50 cm presenta un momento flector más bajo con un valor de solo 9.65 tf-m.

En la zona de tracción superior, la viga 30x70 cm registra el momento flector más alto entre las vigas analizadas, con un valor de 29.27 tf-m, destacándose por su robustez en esta orientación. La viga 30x55 cm, sin embargo, alcanza el momento flector más bajo en la misma dirección, con un valor de solo 18.78 tf-m.

Entre los elementos verticales, en la dirección XX, la placa C 796x93x30 cm exhibe el máximo momento flector de 2437.62 tf-m, indicando una resistencia excepcional en esta dirección. Por otro lado, la placa Tee 150x55x35 cm muestra un momento flector significativamente menor de 164.53 tf-m en la misma dirección XX.

En la dirección YY, la placa C 796x93x30 cm también sobresale con el mayor momento flector registrado de 173.66 tf-m entre los elementos verticales, mientras que la placa Tee 150x55x35 cm tiene un momento flector más bajo en la dirección YY con un valor de 58.59 tf-m.

En resumen, tanto las vigas como los elementos verticales exhiben capacidades variadas para soportar momentos flectores, de acuerdo a sus dimensiones y orientación.

3.1.4.4 Tipología 3: IE N°14024 -Sechura - Piura

Sistema estructural: - *Eje X Sistema dual, Eje Y Placas*

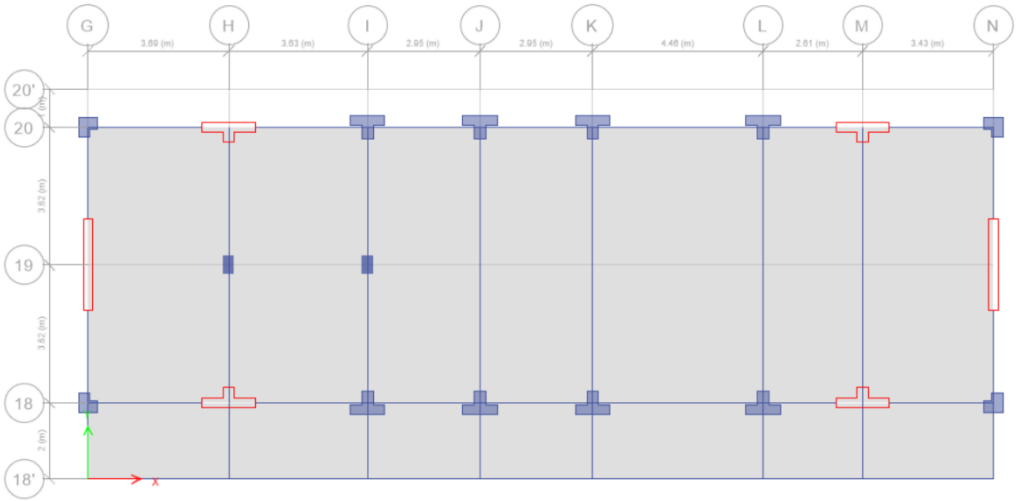


Figura 53: Modelo Sechura: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

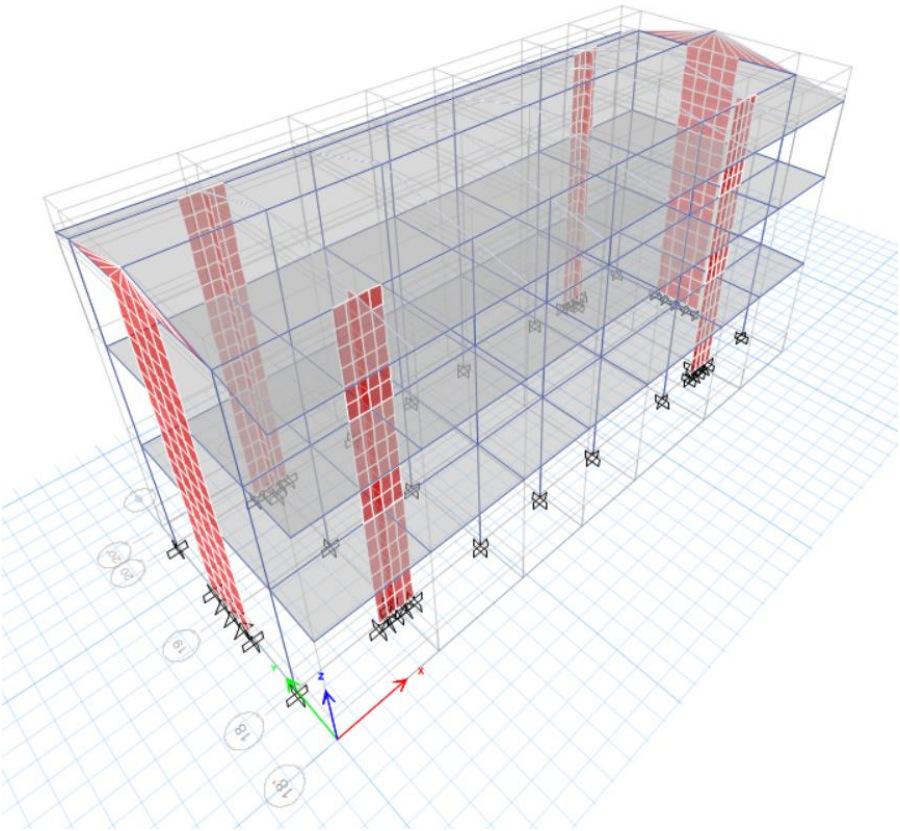


Figura 54: Modelo Sechura: Vista en 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Placas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

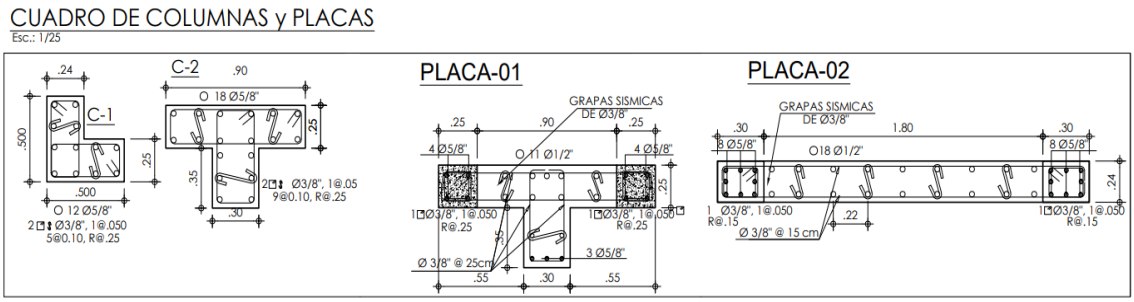


Figura 55: Columnas y muros de concreto armado de módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

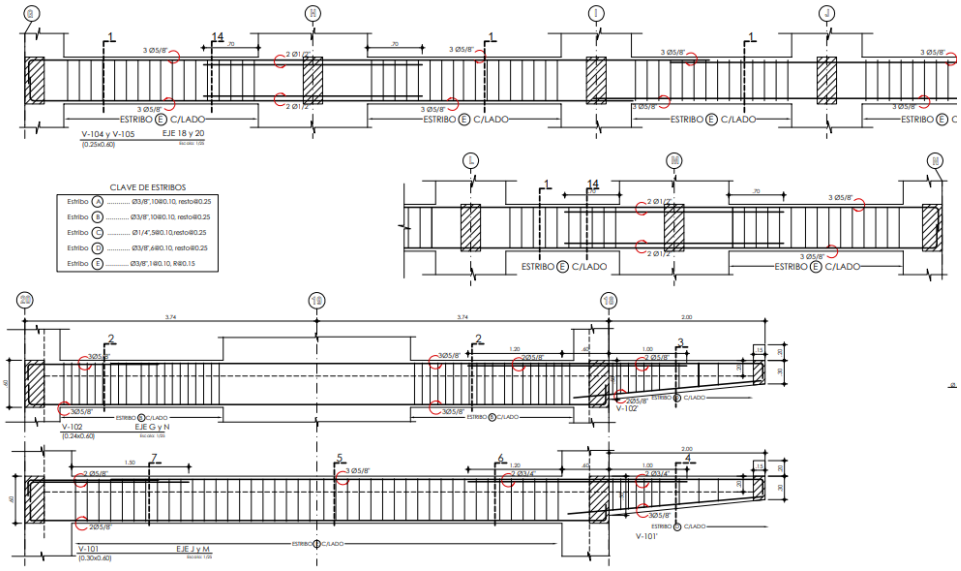


Figura 56: Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

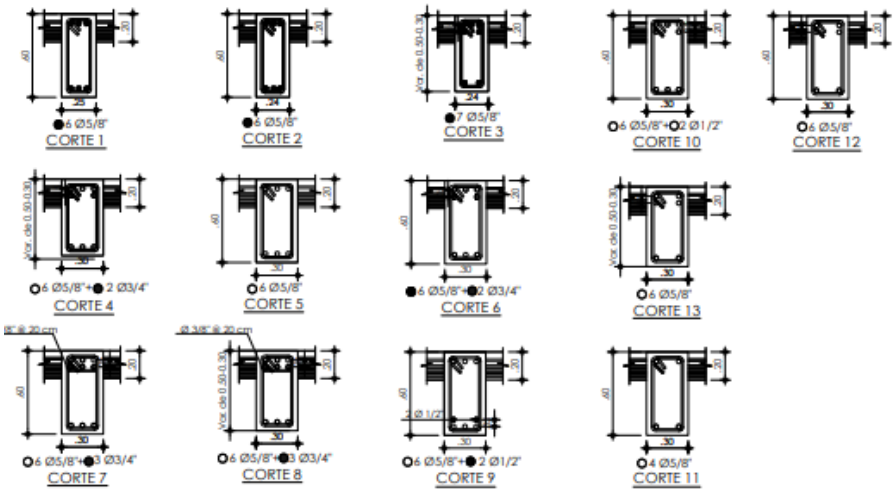


Figura 57: Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

A continuación, se presentan los diagramas momento-curvatura generados utilizando el Section Designer del programa Etabs. Estos diagramas fueron obtenidos tomando en cuenta la caracterización adecuada de las propiedades de los materiales y la configuración estructural definida para cada elemento.

Asimismo, se han considerado los criterios de desempeño establecidos en el ASCE/SEI 41-17, especialmente los giros límite asociados a cada nivel de desempeño estructural acorde al valor de cortante basal, resistencias, dimensiones, acero de refuerzo, entre otros.

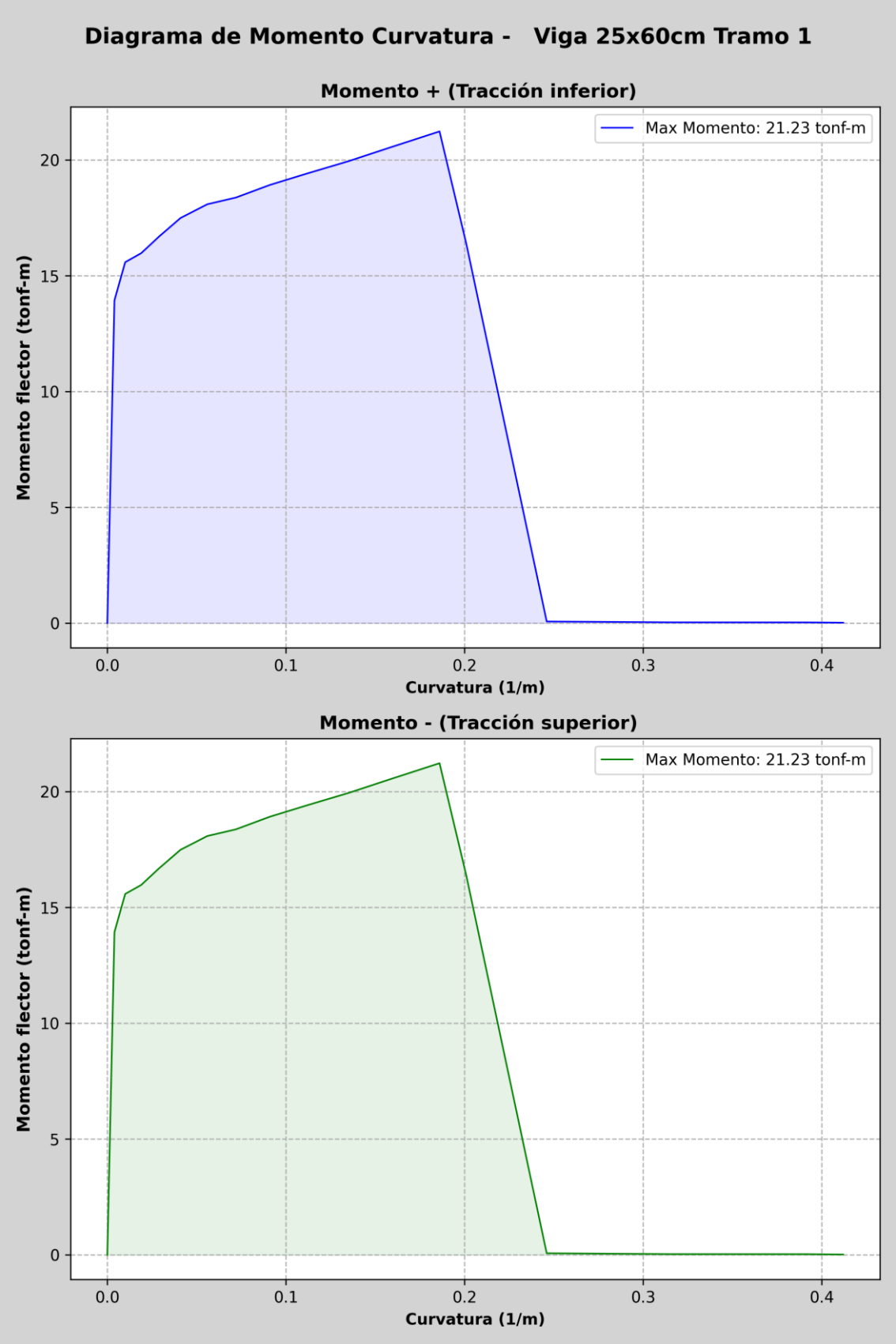


Figura 58: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

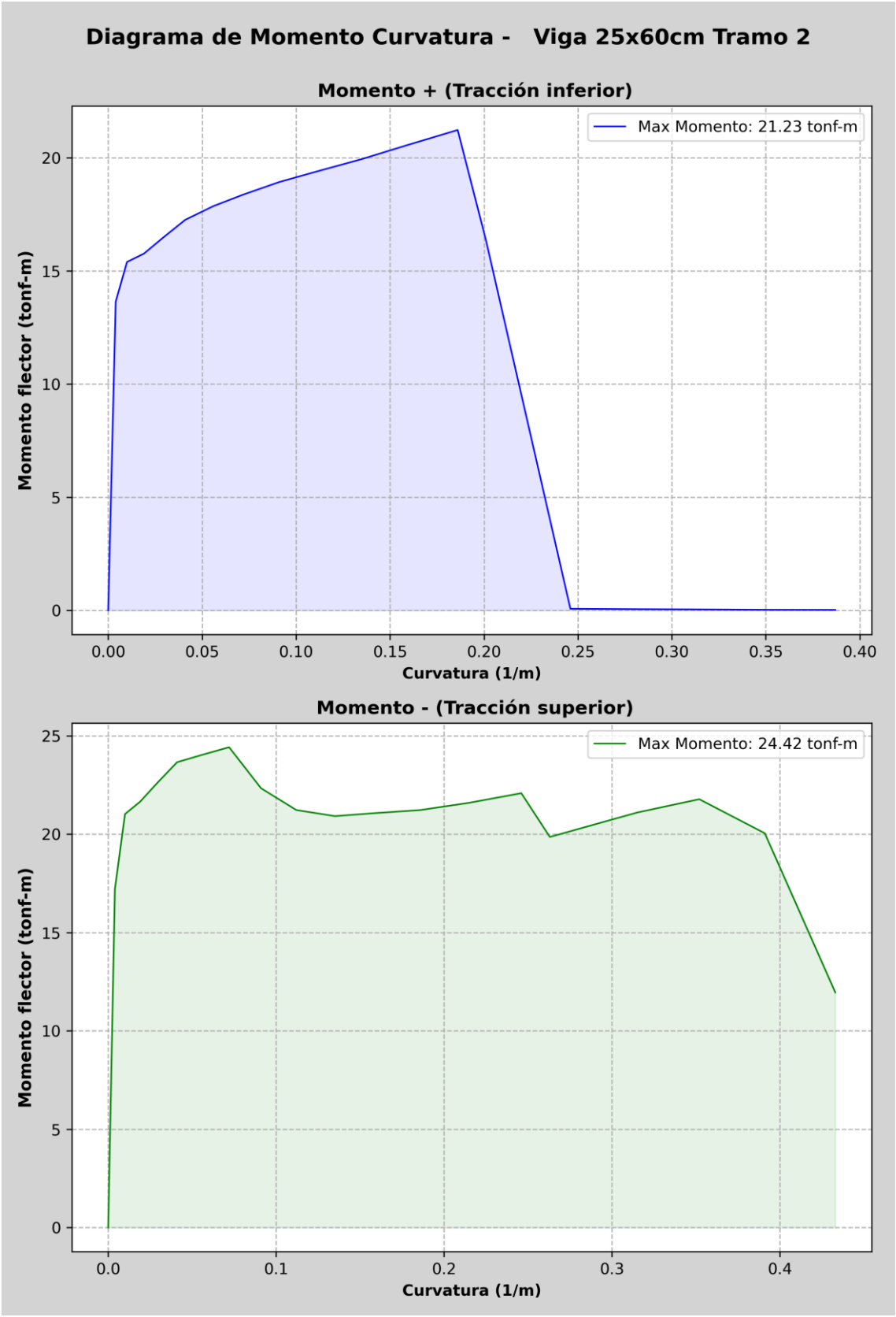


Figura 59: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

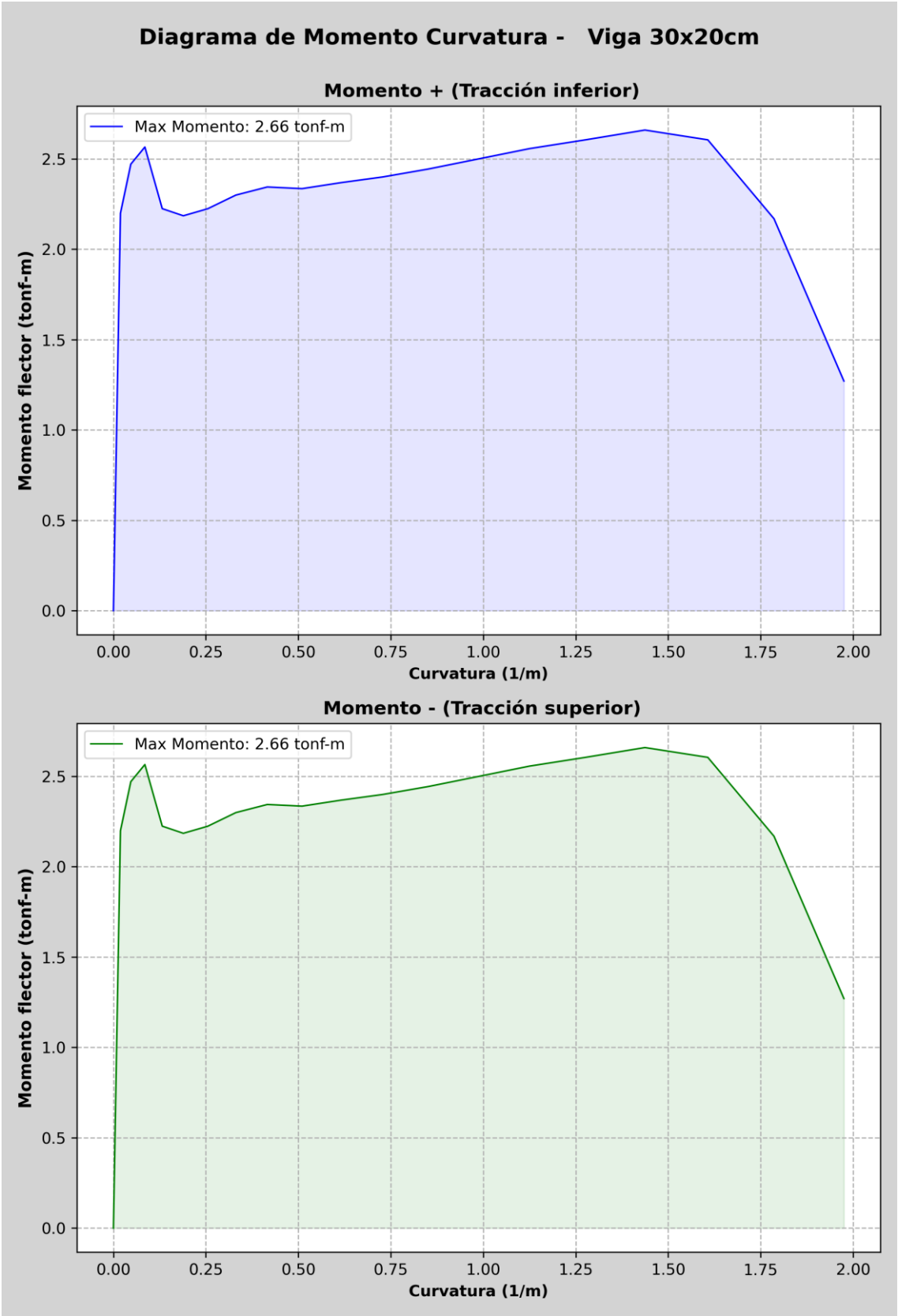


Figura 60: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x20 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

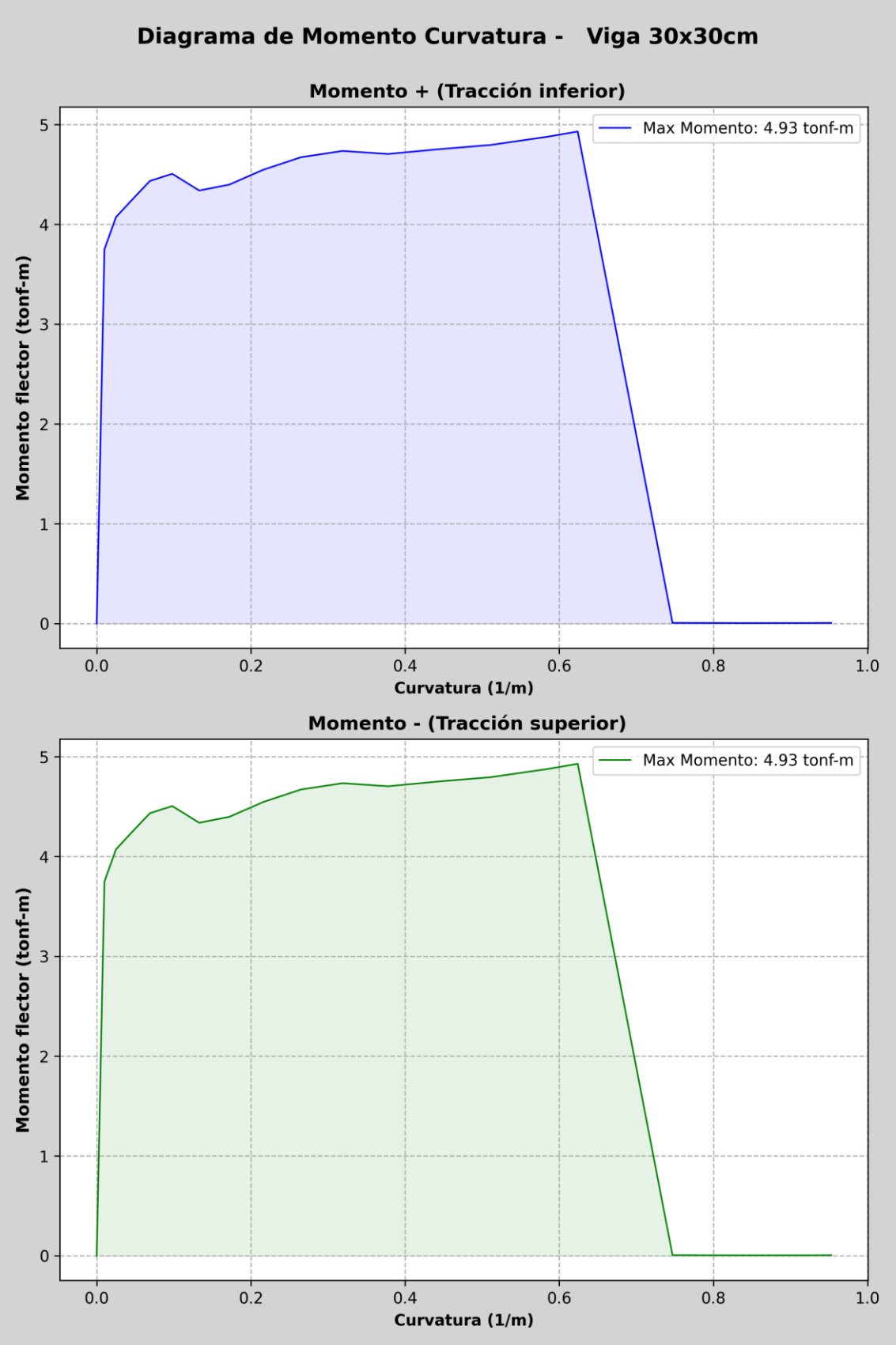


Figura 61: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

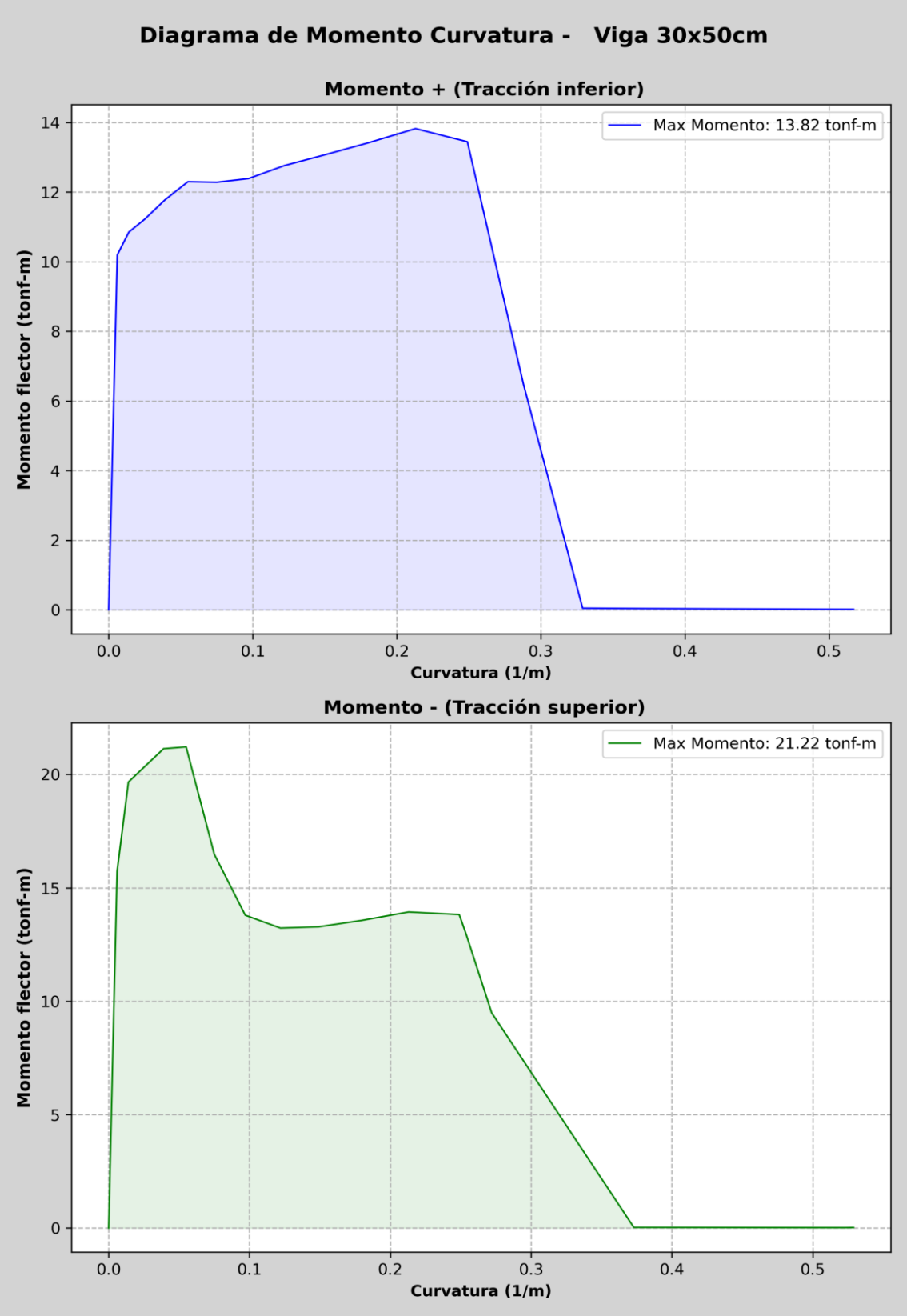


Figura 62: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

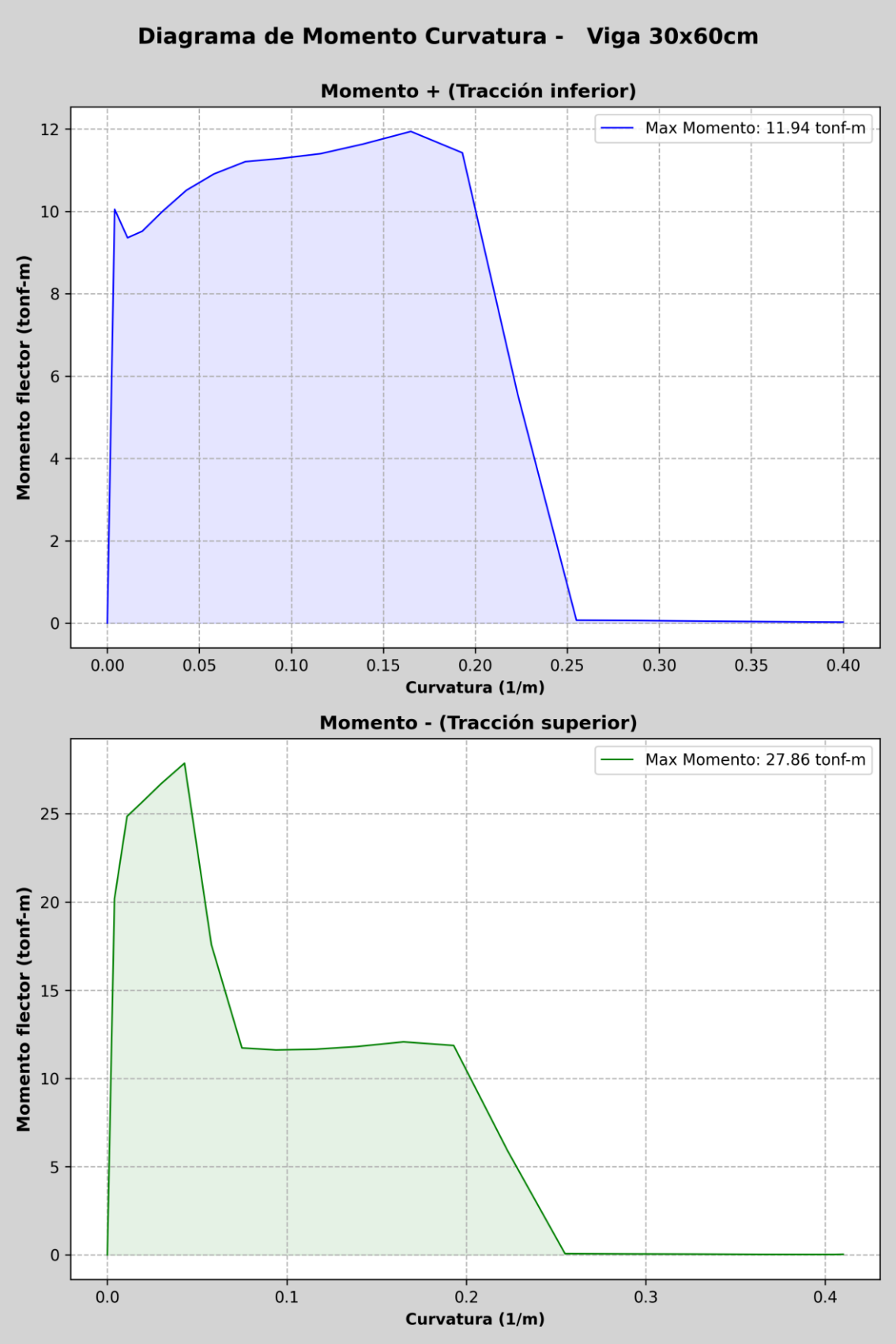


Figura 63: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

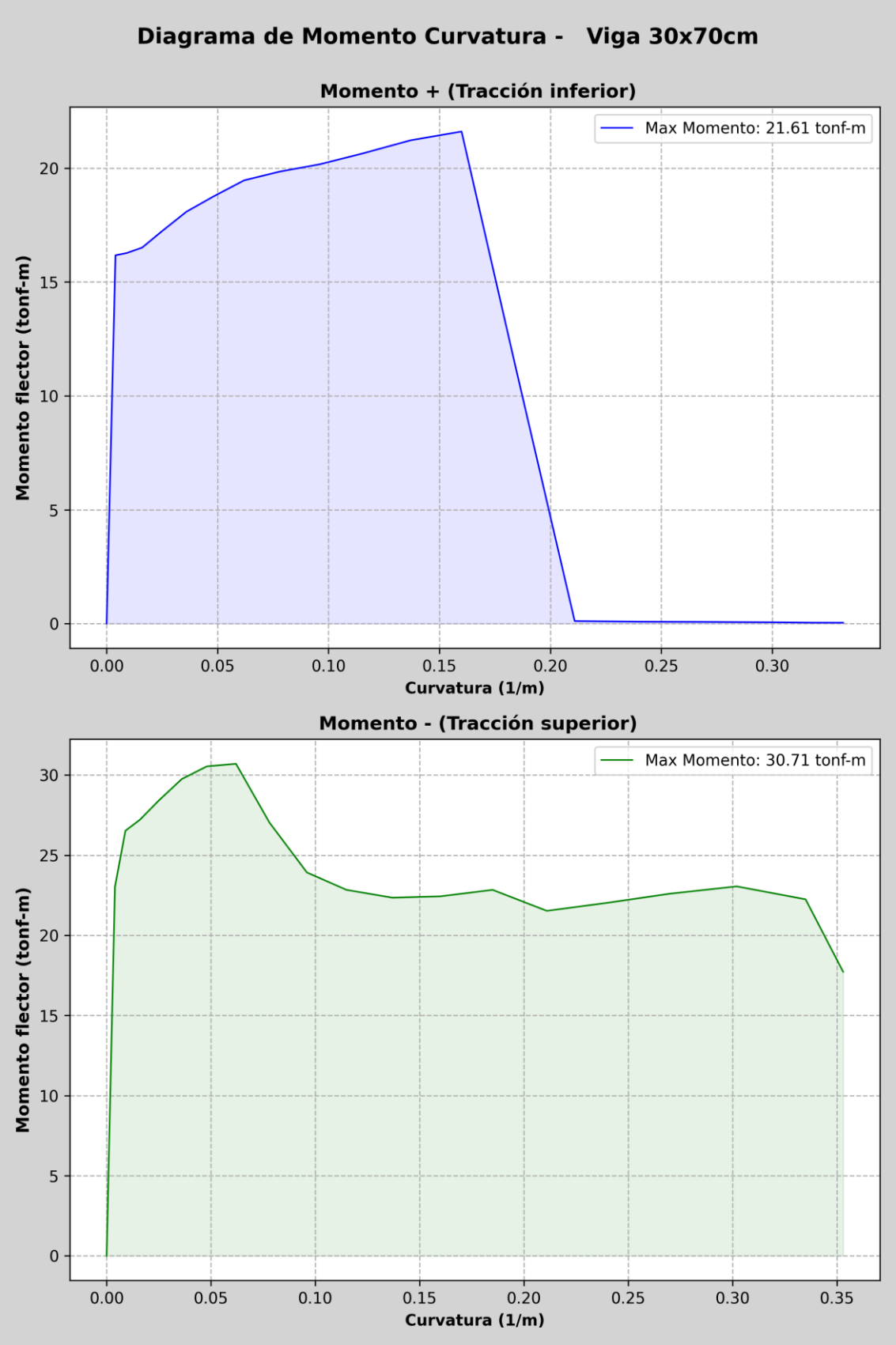


Figura 64: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x70 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

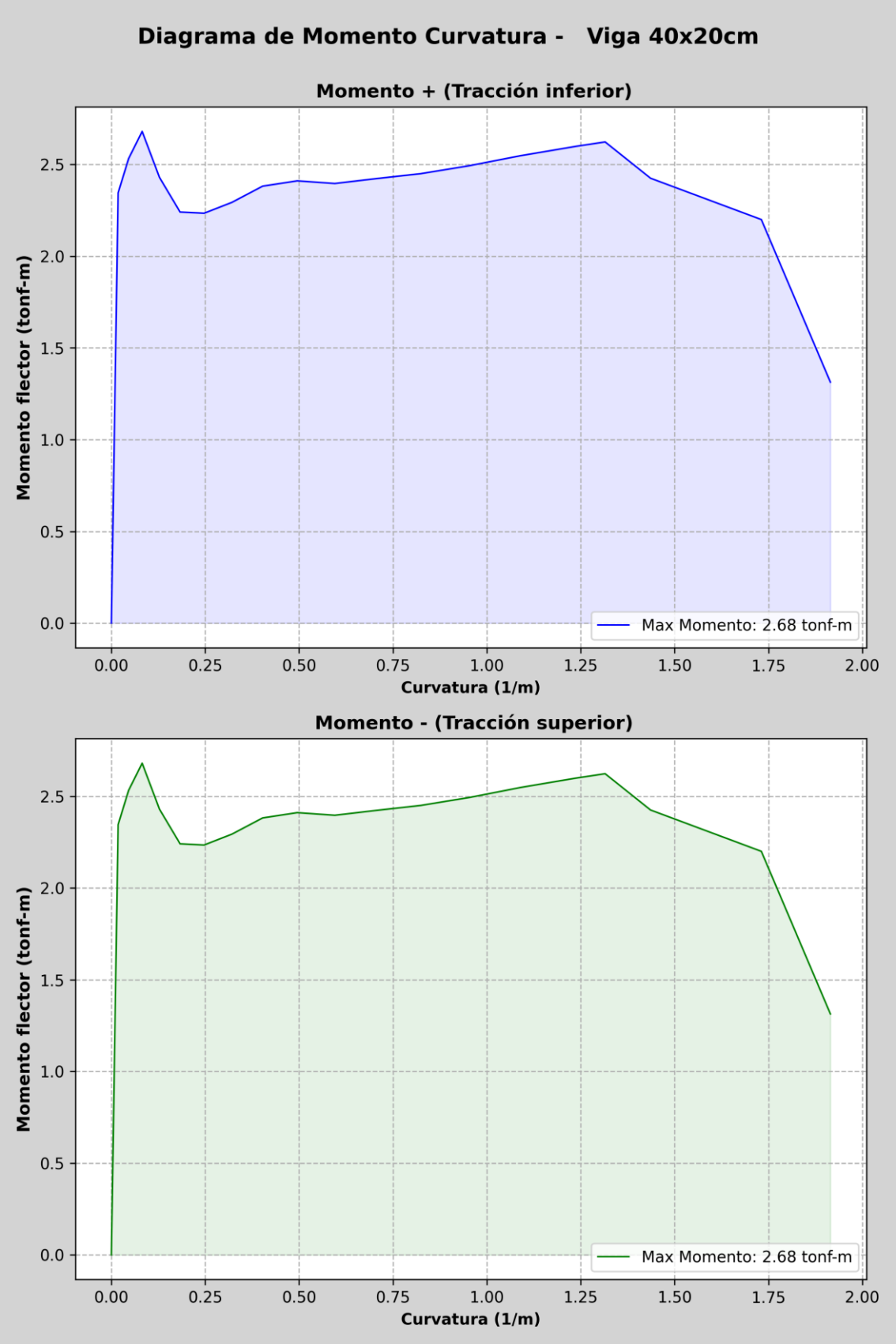


Figura 65: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 40x20 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

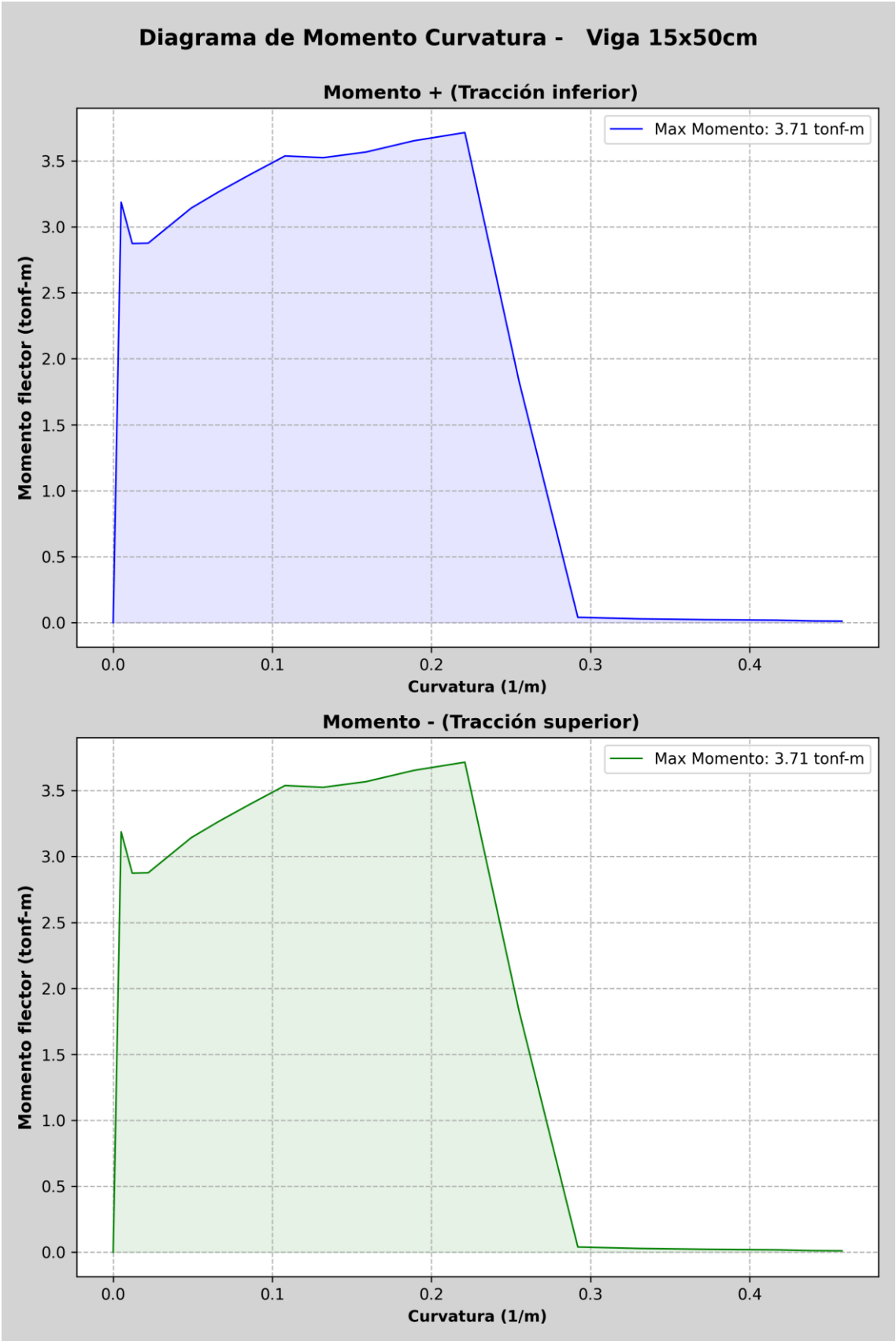


Figura 66: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 15x50 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

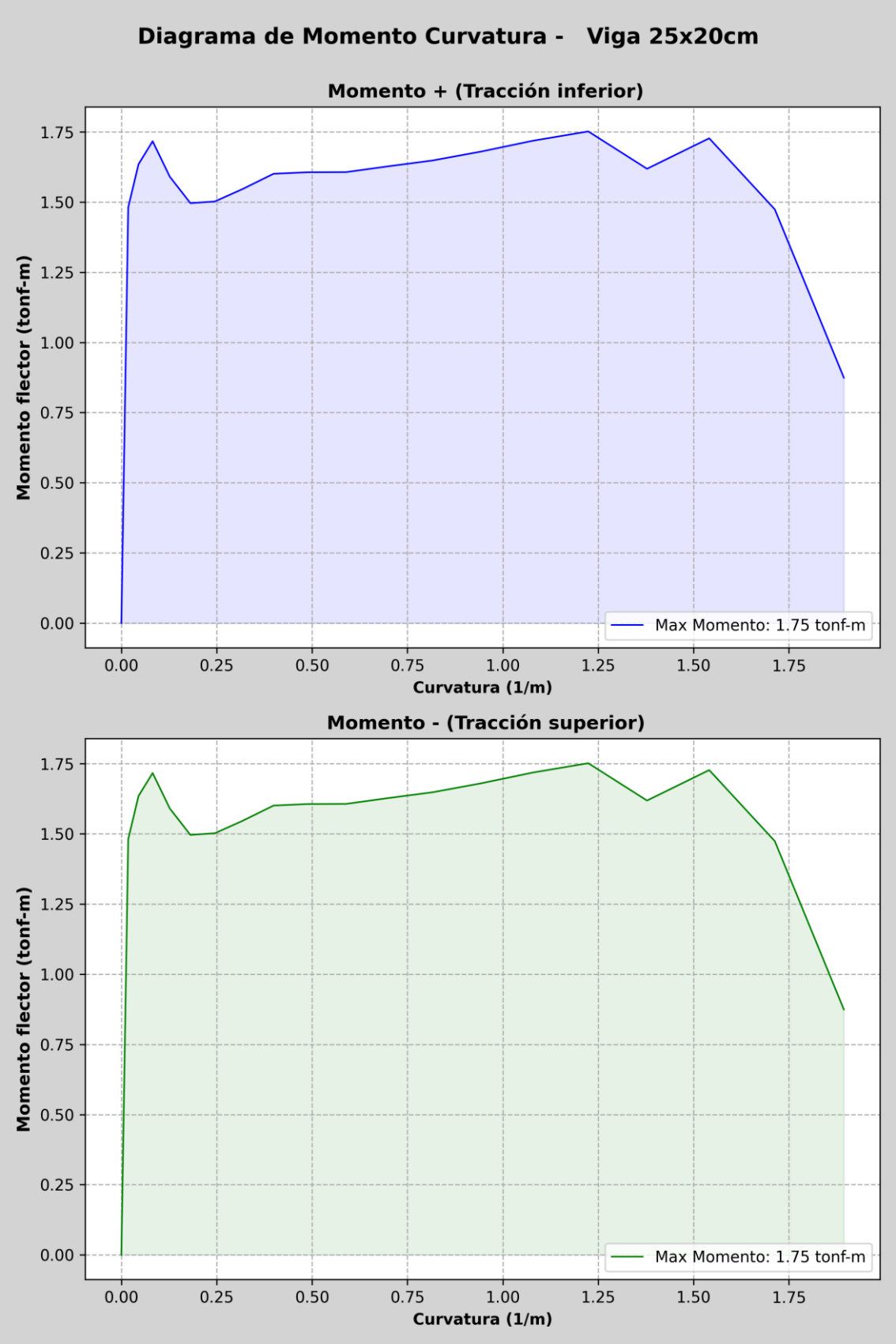


Figura 67: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x20 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

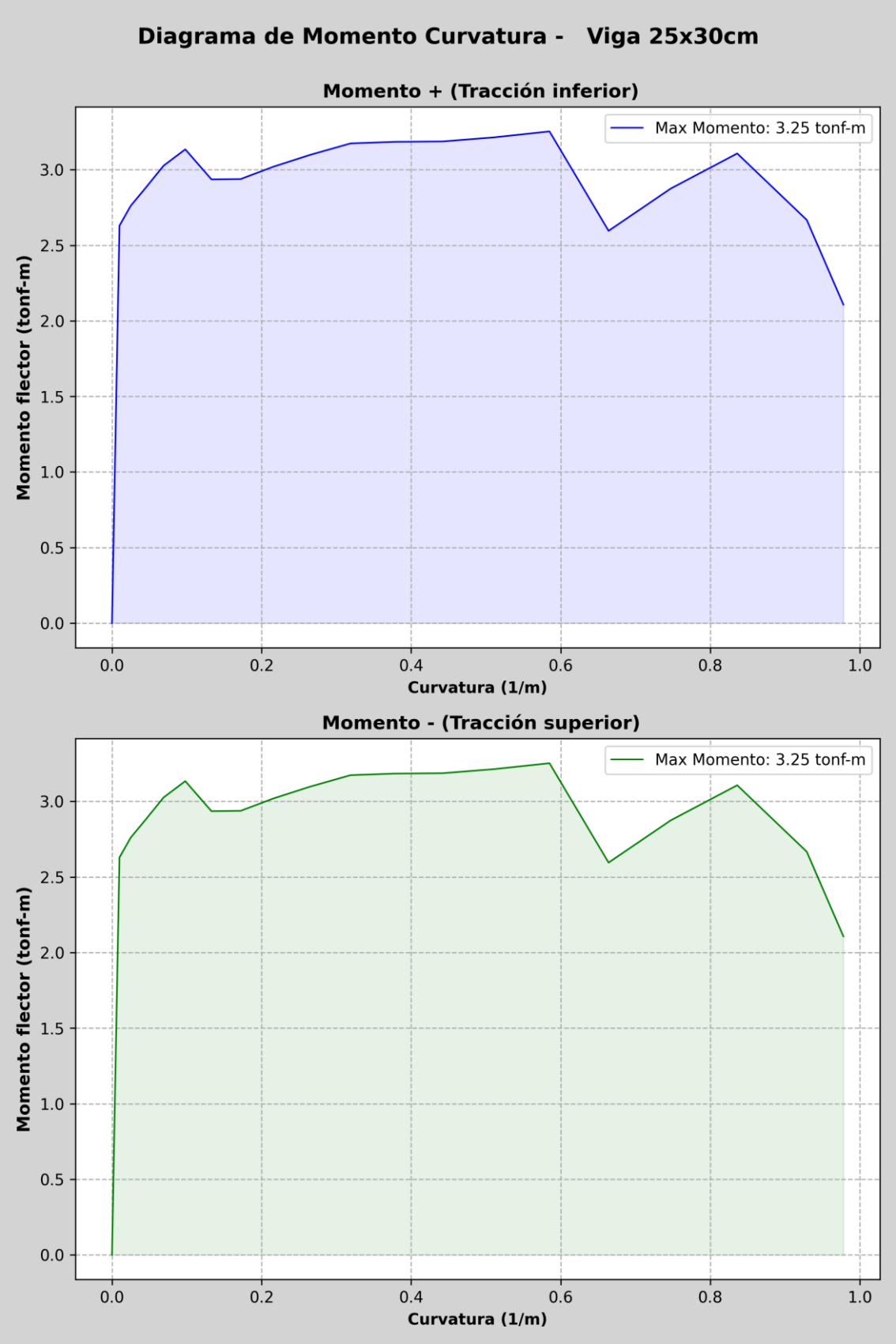


Figura 68: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

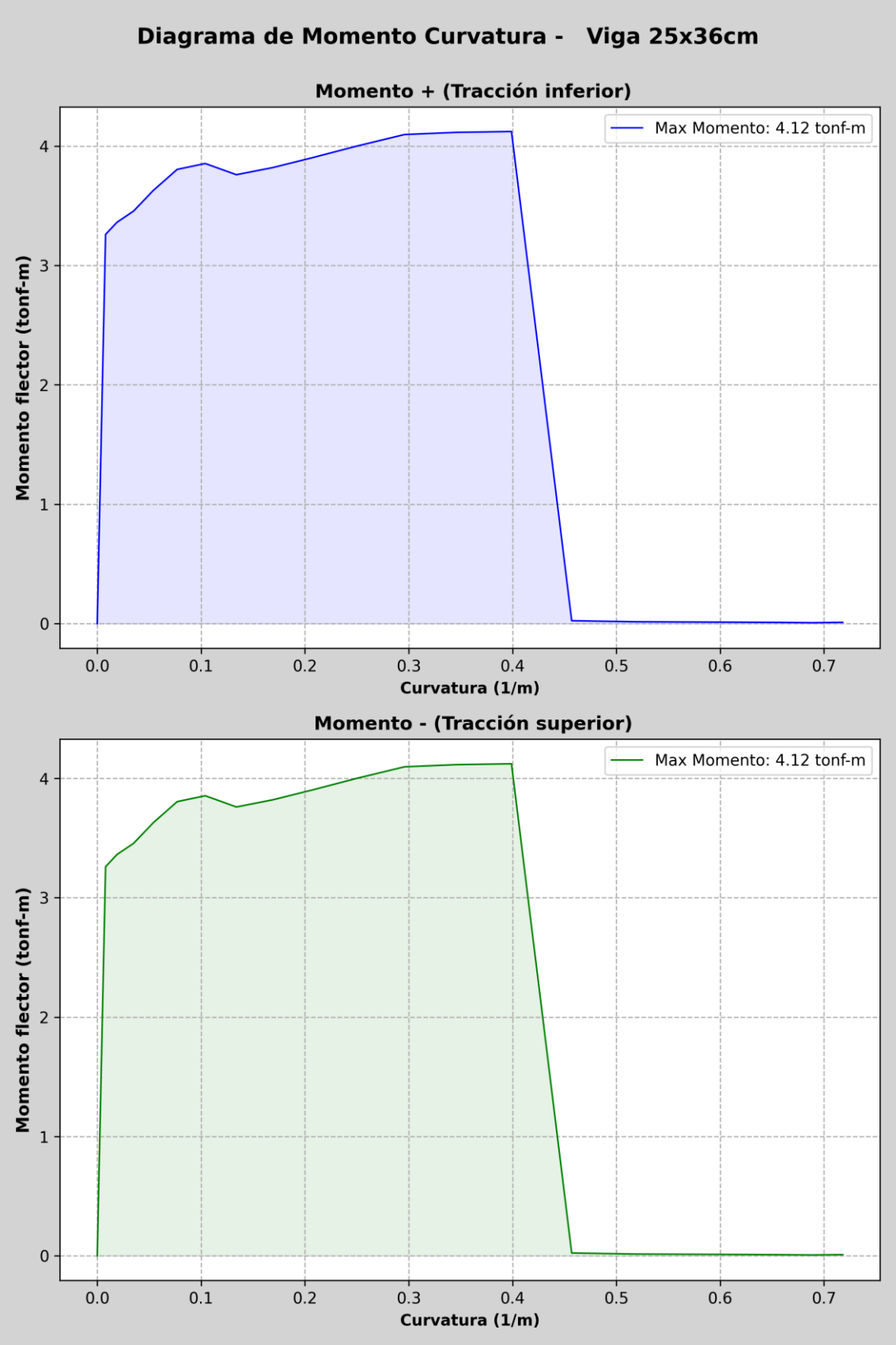


Figura 69: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x36 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

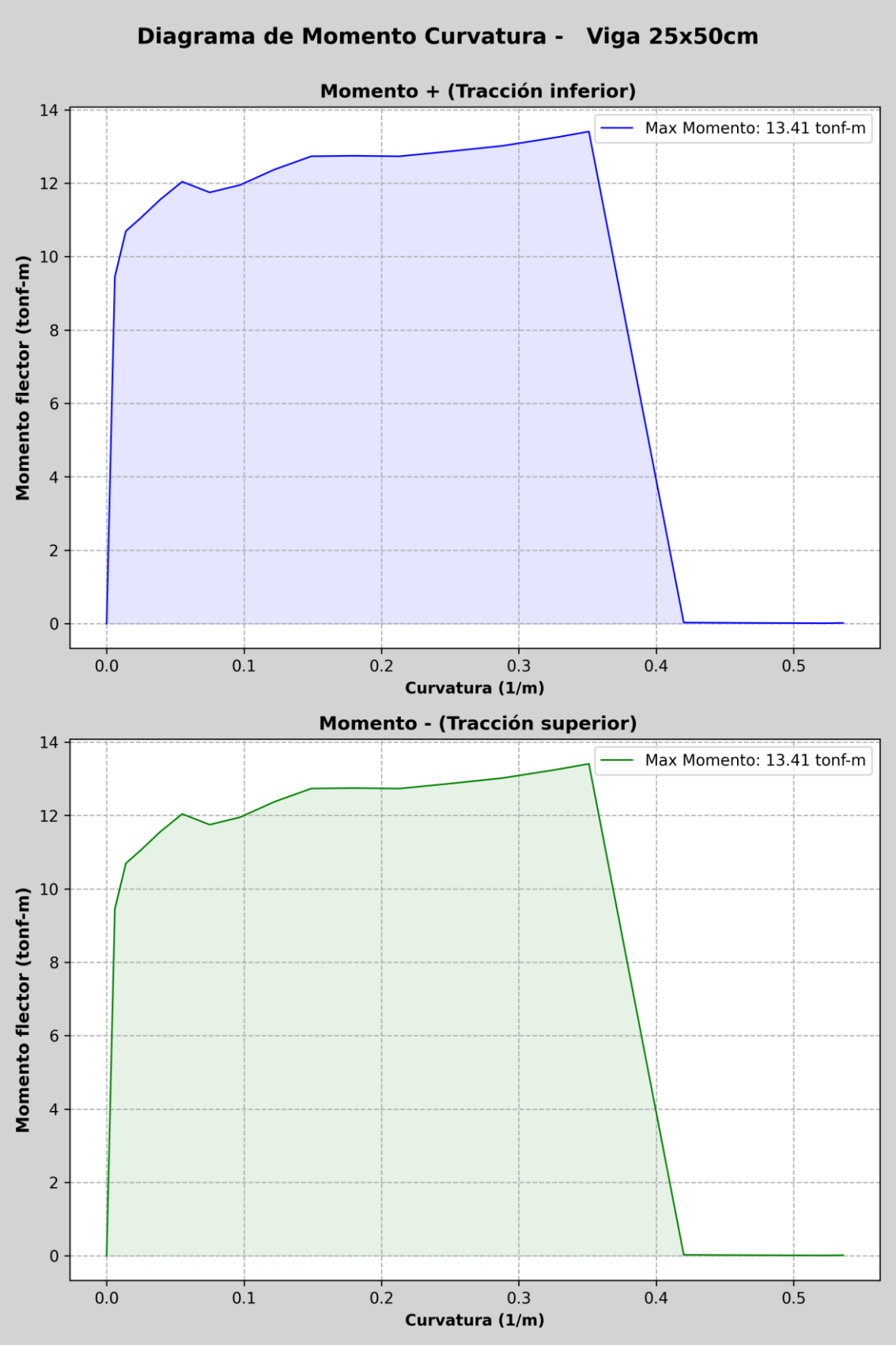


Figura 70: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x50 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

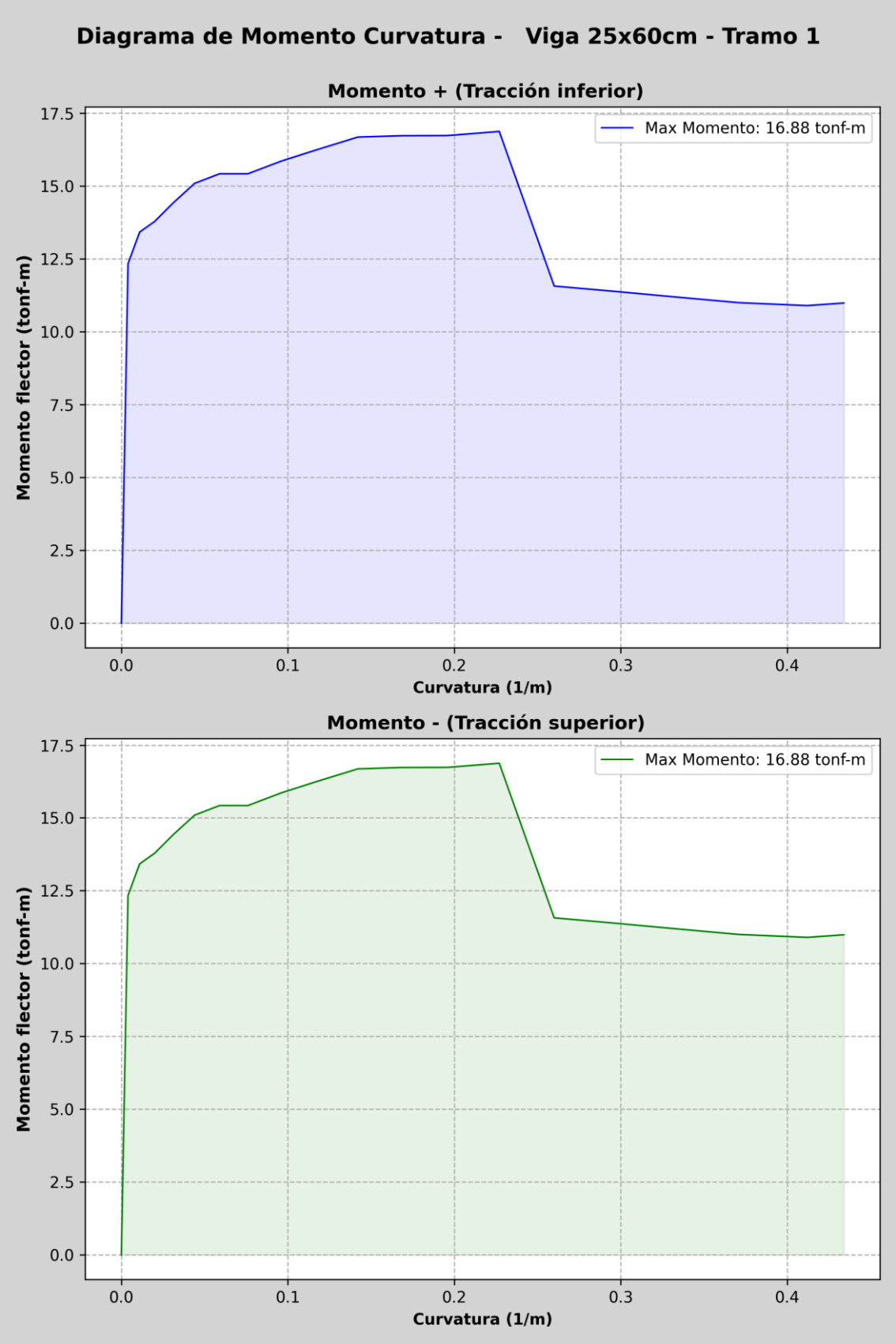


Figura 71: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

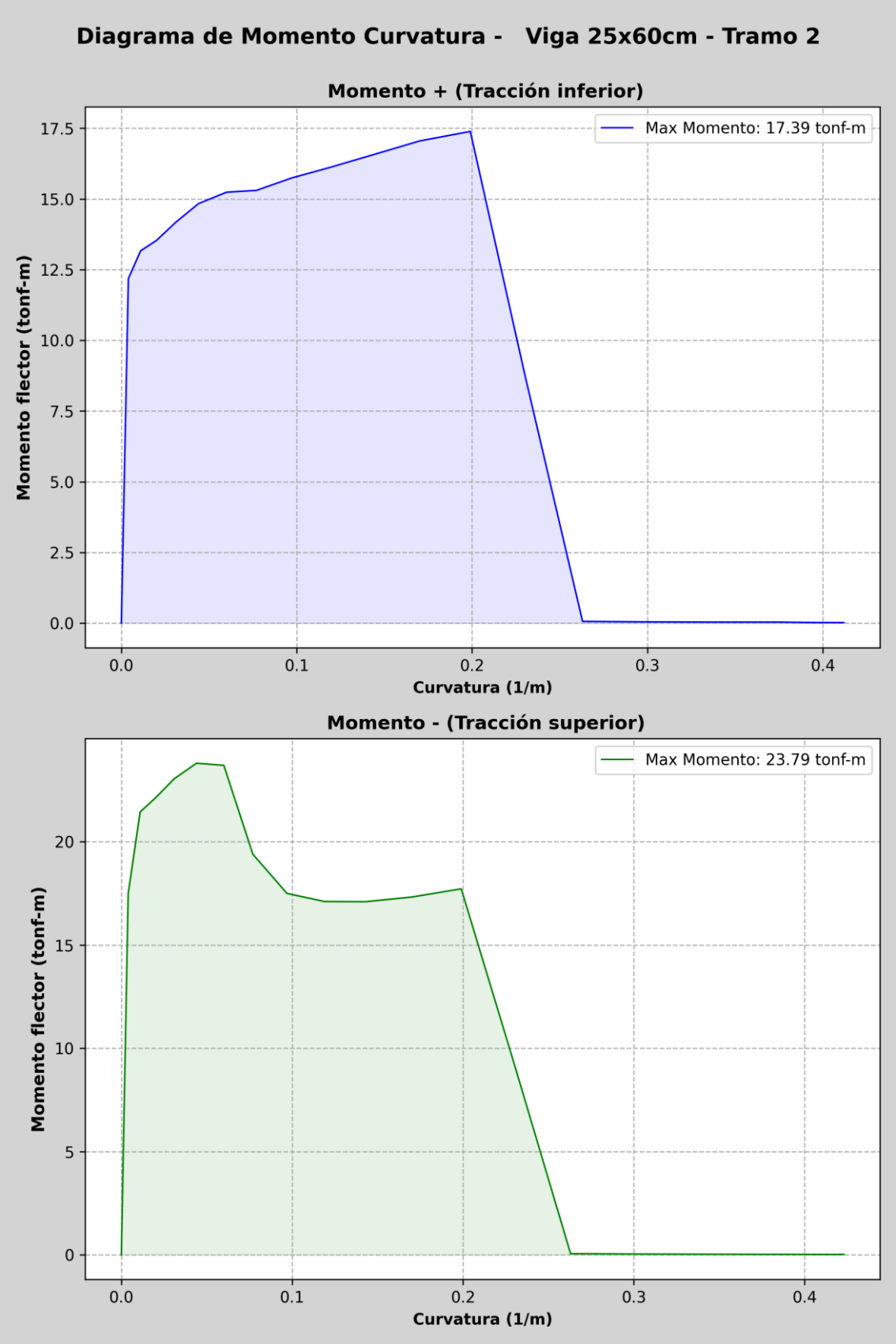


Figura 72: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

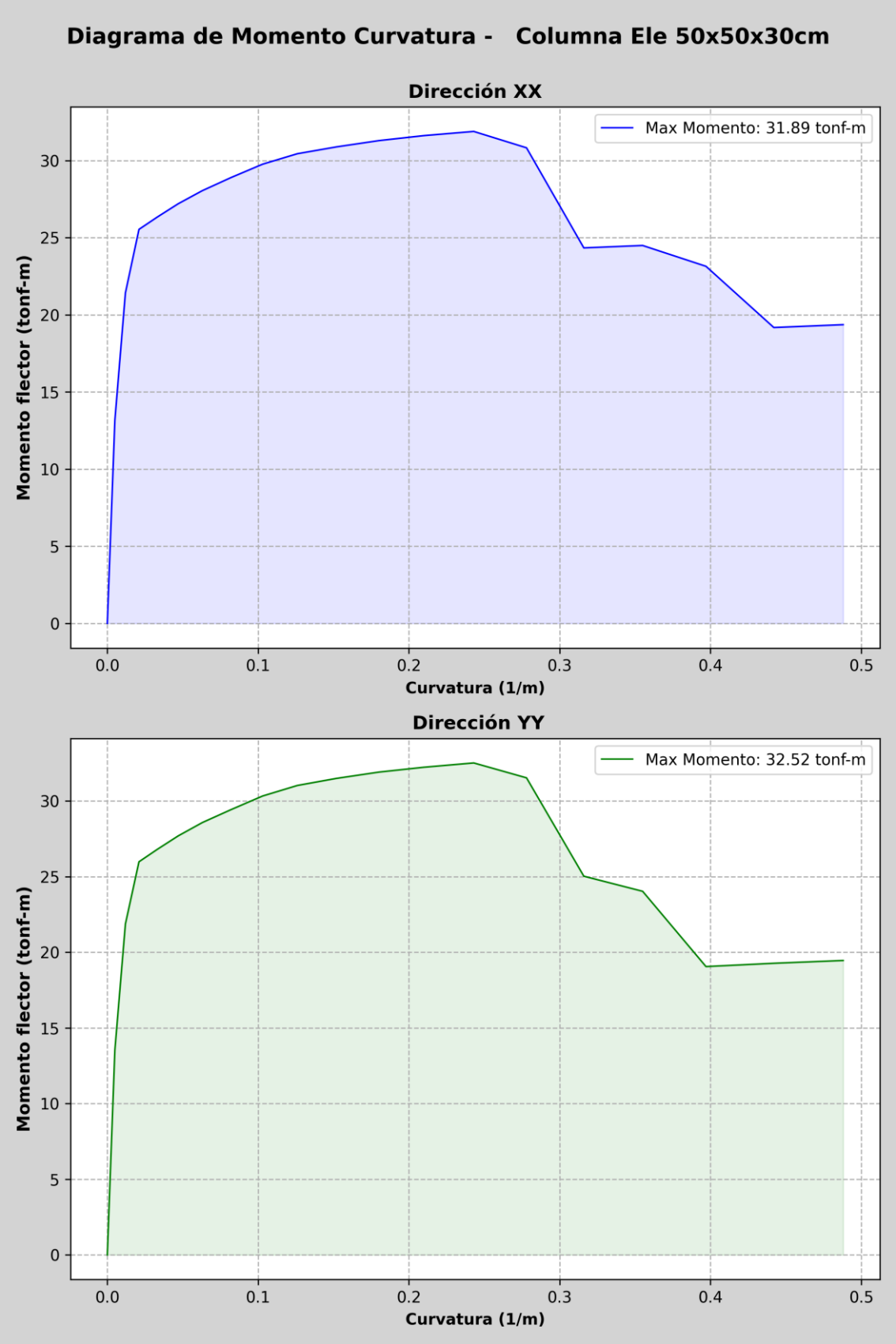


Figura 73: Diagrama de Momento Curvatura – Columna L 50x50x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

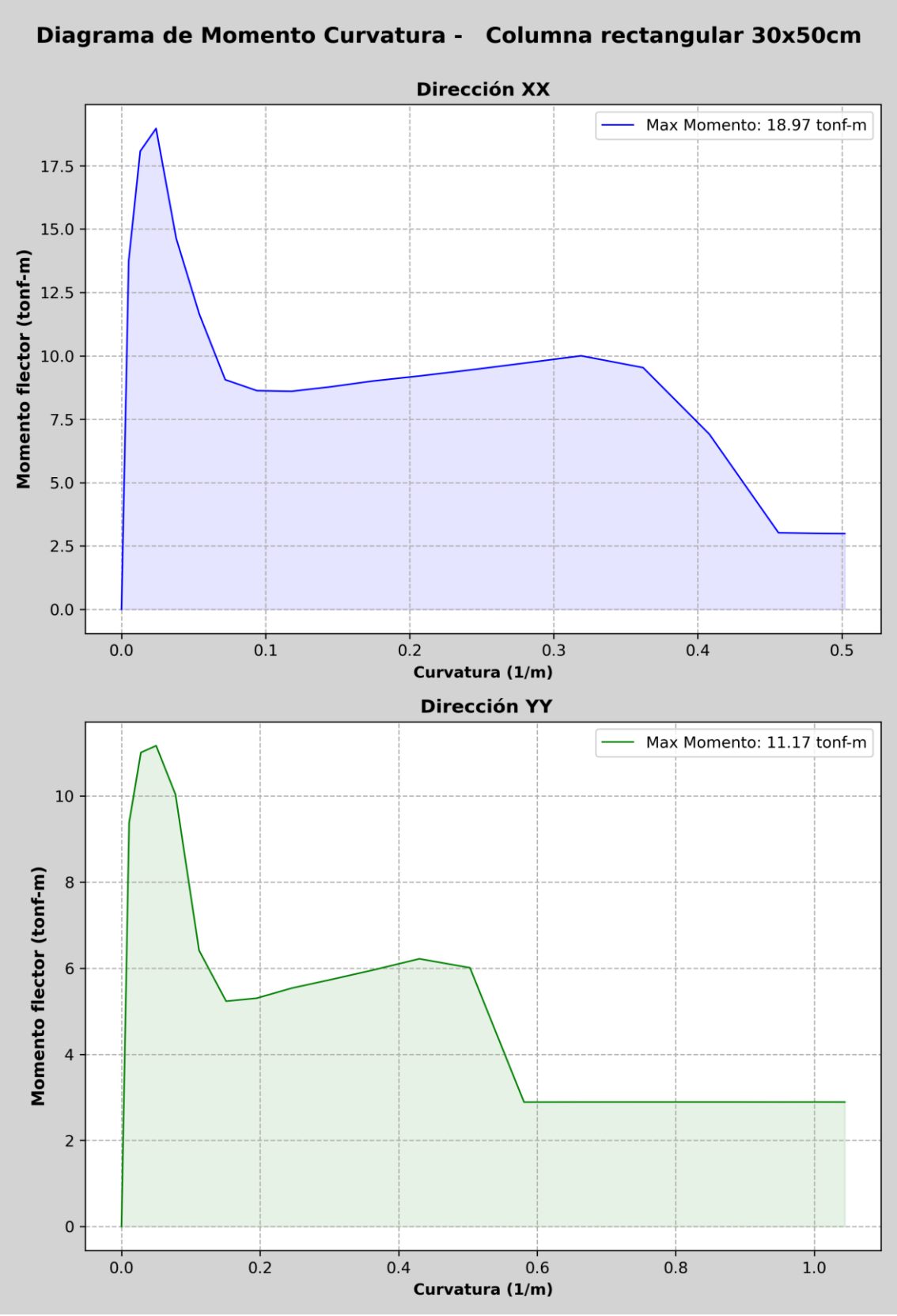


Figura 74: Diagrama de Momento Curvatura – Columna 30x50 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

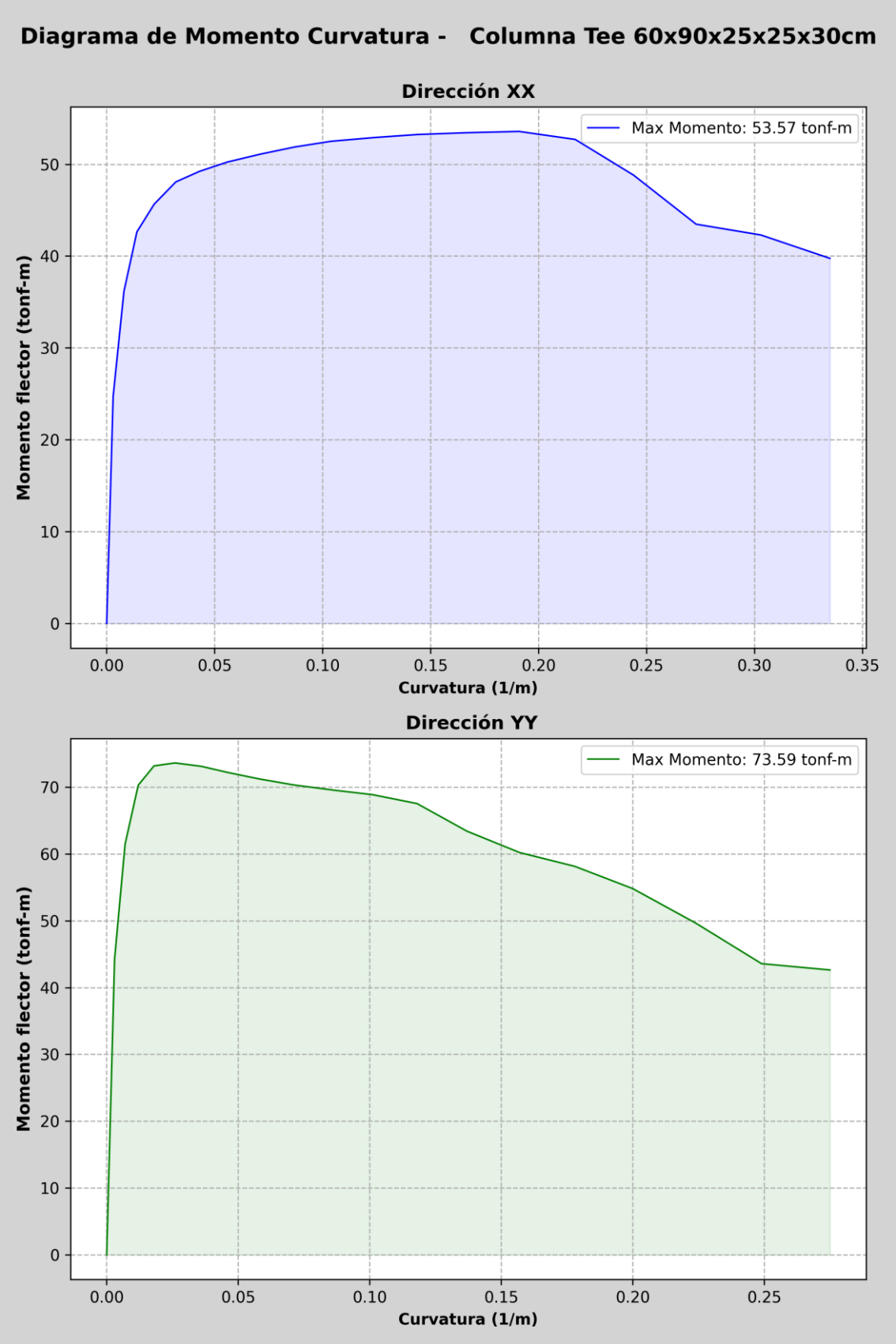


Figura 75: Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 60x90x25x25x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

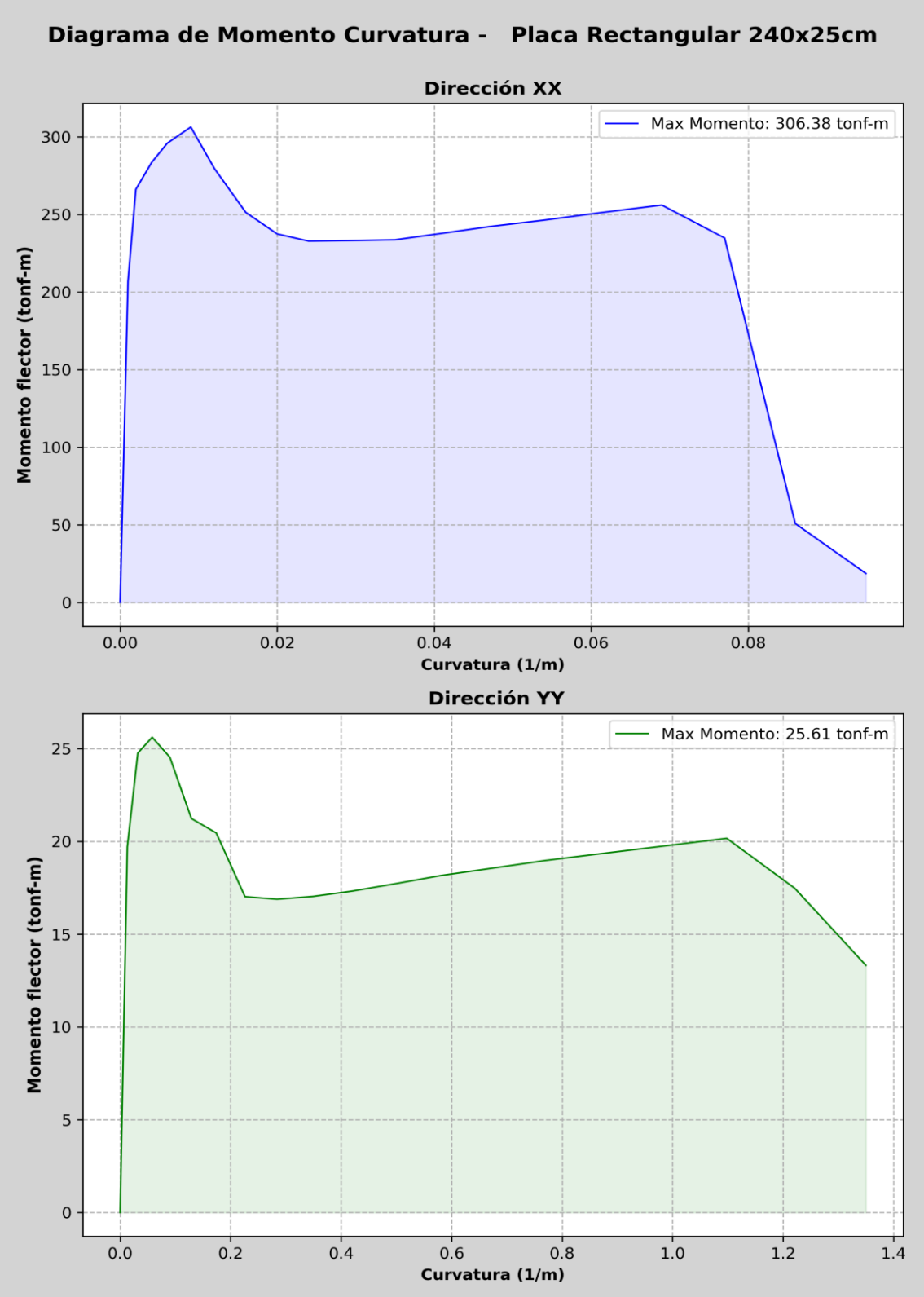


Figura 76: Diagrama de Momento Curvatura – Placa rectangular 240x25 cm de Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

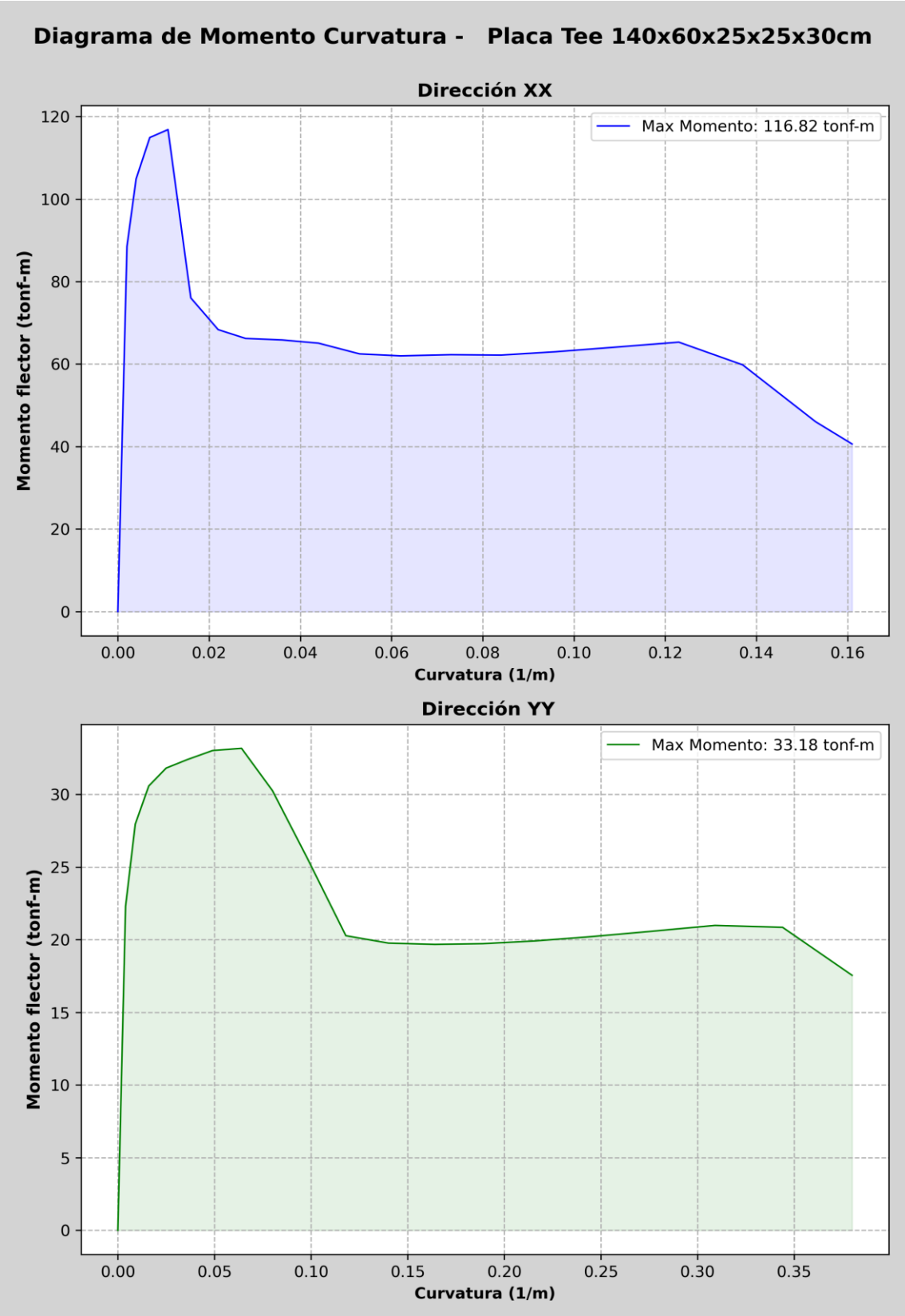


Figura 77 Diagrama de Momento Curvatura – Placa rectangular T 140x60x25x25x30 cm. Módulo Sechura

Nota: Elaboración propia

En los diagramas de momento-curvatura correspondientes a vigas y columnas, se observa lo siguiente:

En el caso de las vigas y elementos verticales que presentan una carga axial reducida, se aprecia una disipación de energía constante a lo largo de la deformación del elemento.

En los elementos verticales, por otro lado, la disipación de energía disminuye en diferentes tramos conforme el elemento se deforma.

En todos los casos, se evidencia una notable ductilidad de los elementos estructurales al ingresar al rango no lineal, lo que sugiere una falla dúctil en caso de alcanzar los límites de resistencia.

Finalmente, se destaca que, debido a la presencia de acero en compresión y tracción, los diagramas de momento-curvatura presentan un buen comportamiento en ambas direcciones, tanto cuando la tracción se encuentra en la parte superior como cuando se encuentra en la parte inferior del elemento.

En la zona de tracción inferior, se observa que las vigas alcanzan un momento flector máximo de 21.61 tf-m en la viga 30x70 cm, lo que indica que esta viga tiene la mayor capacidad para soportar momentos flectores en esta dirección. Por otro lado, la viga con el menor momento flector en esta dirección es la viga 30x20 cm, con un valor de 2.66 tf-m.

En la zona de tracción superior, el momento flector más alto se registra en la viga de 30x70 cm, con un valor máximo de 30.71 tf-m, lo que indica una mayor resistencia en comparación con las demás vigas en esta dirección. La viga con el momento flector más bajo es también la viga 30x20 cm, que alcanza un valor de 2.66 tf-m.

En cuanto a los elementos verticales, en la dirección XX, la columna con mayor capacidad es la placa rectangular de 240x25cm, con un momento flector máximo de 306.38 tf-m, lo que refleja su gran resistencia en esta dirección. La columna con el menor momento flector en la dirección XX es la columna rectangular de 30x50 cm, con un valor de 18.97 tf-m. En la dirección YY, la columna con mayor capacidad es nuevamente la columna Tee de 60x90x25x25x30 cm, con un momento máximo de 73.59 tf-m, mientras que la columna con menor capacidad en esta dirección es la columna rectangular de 30x50 cm, que alcanza un momento flector máximo de 11.17 tf-m.

En resumen, se puede observar que las columnas, particularmente las de mayor dimensión como la columna Tee, tienen una capacidad significativamente superior para soportar momentos flectores en ambas direcciones en comparación con las vigas.

3.1.4.5 Tipología 3: IE Dos de Mayo -Chulucanas – Piura

Sistema estructural: *Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería*



Figura 78: Modelo Chulucanas: Vista en planta - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

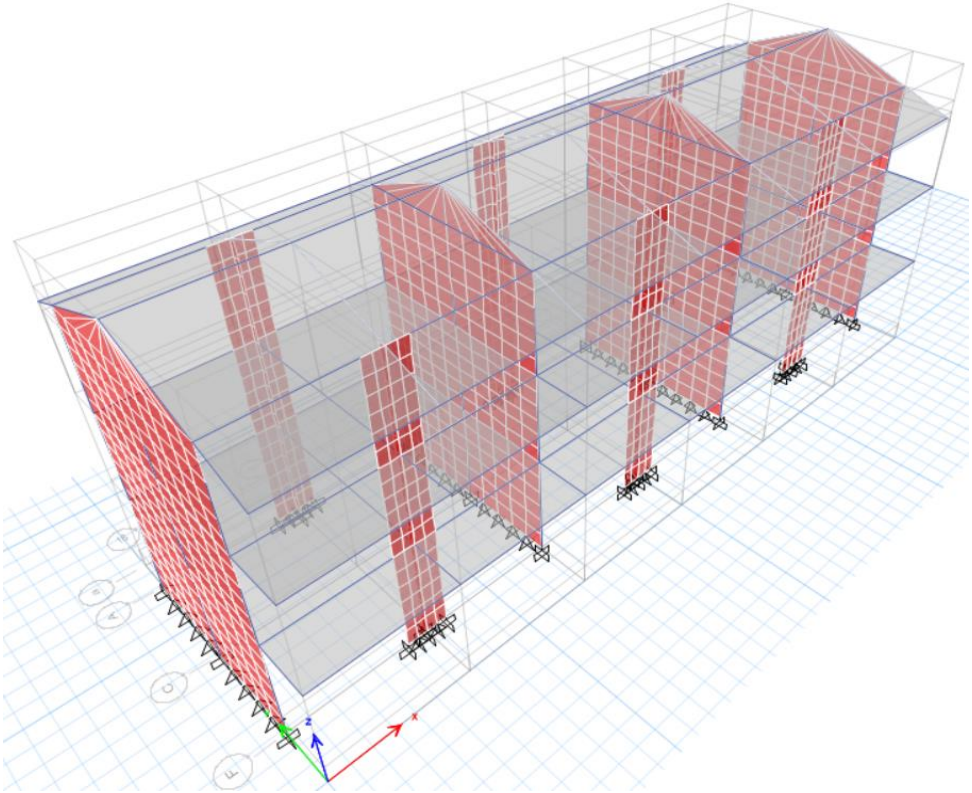


Figura 79: Modelo Chulucanas: Vista 3D - Eje X Sistema dual, Eje Y Albañilería

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

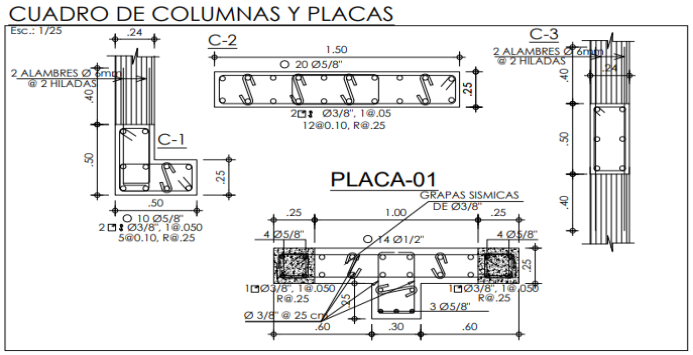


Figura 80: Columnas y muros de concreto armado de módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

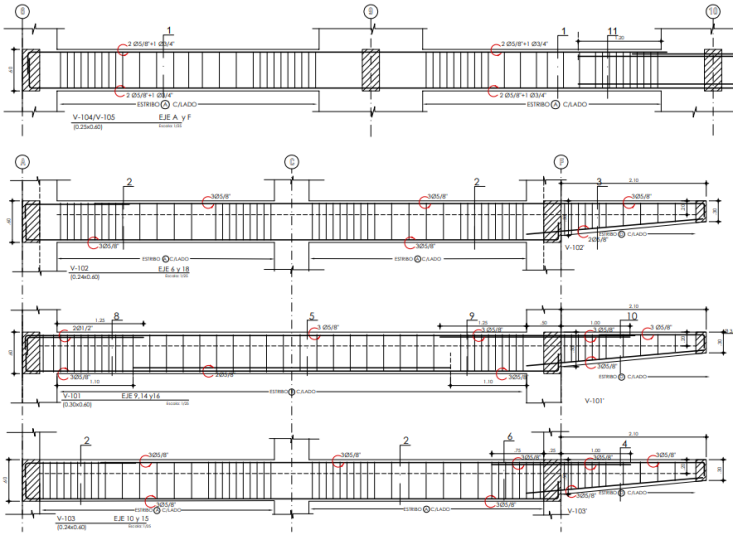


Figura 81: Elevación de acero en vigas de concreto armado módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

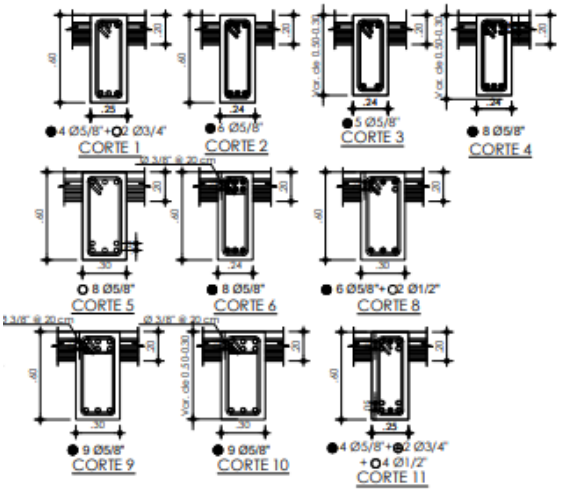


Figura 82: Detalle de las secciones transversales en vigas de concreto armado de módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

A continuación, se presentan los diagramas momento-curvatura generados utilizando el Section Designer del programa Etabs. Estos diagramas fueron obtenidos tomando en cuenta la caracterización adecuada de las propiedades de los materiales y la configuración estructural definida para cada elemento.

Asimismo, se han considerado los criterios de desempeño establecidos en el ASCE/SEI 41-17, especialmente los giros límite asociados a cada nivel de desempeño estructural acorde al valor de cortante basal, resistencias, dimensiones, acero de refuerzo, entre otros.

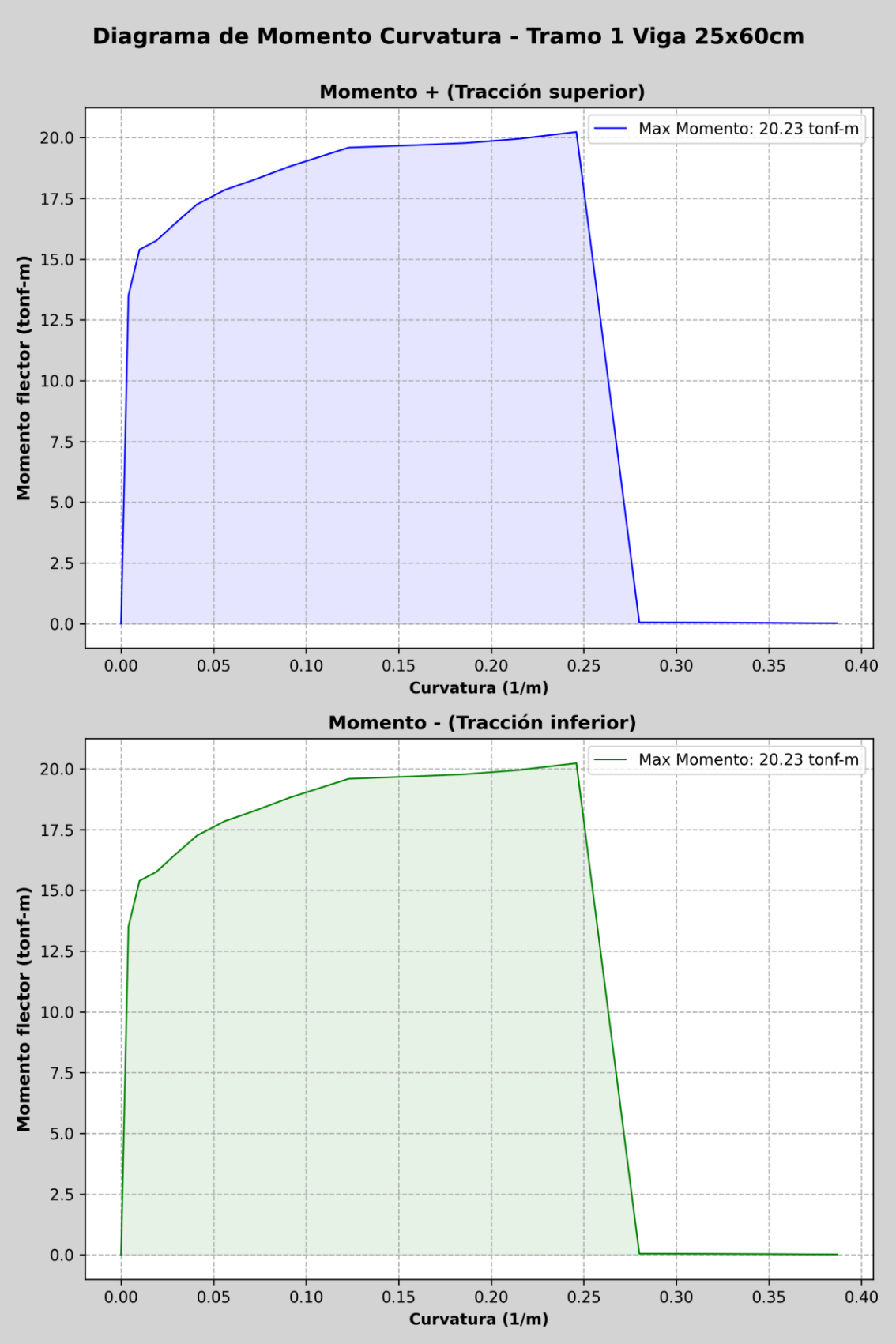


Figura 83. Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo1. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

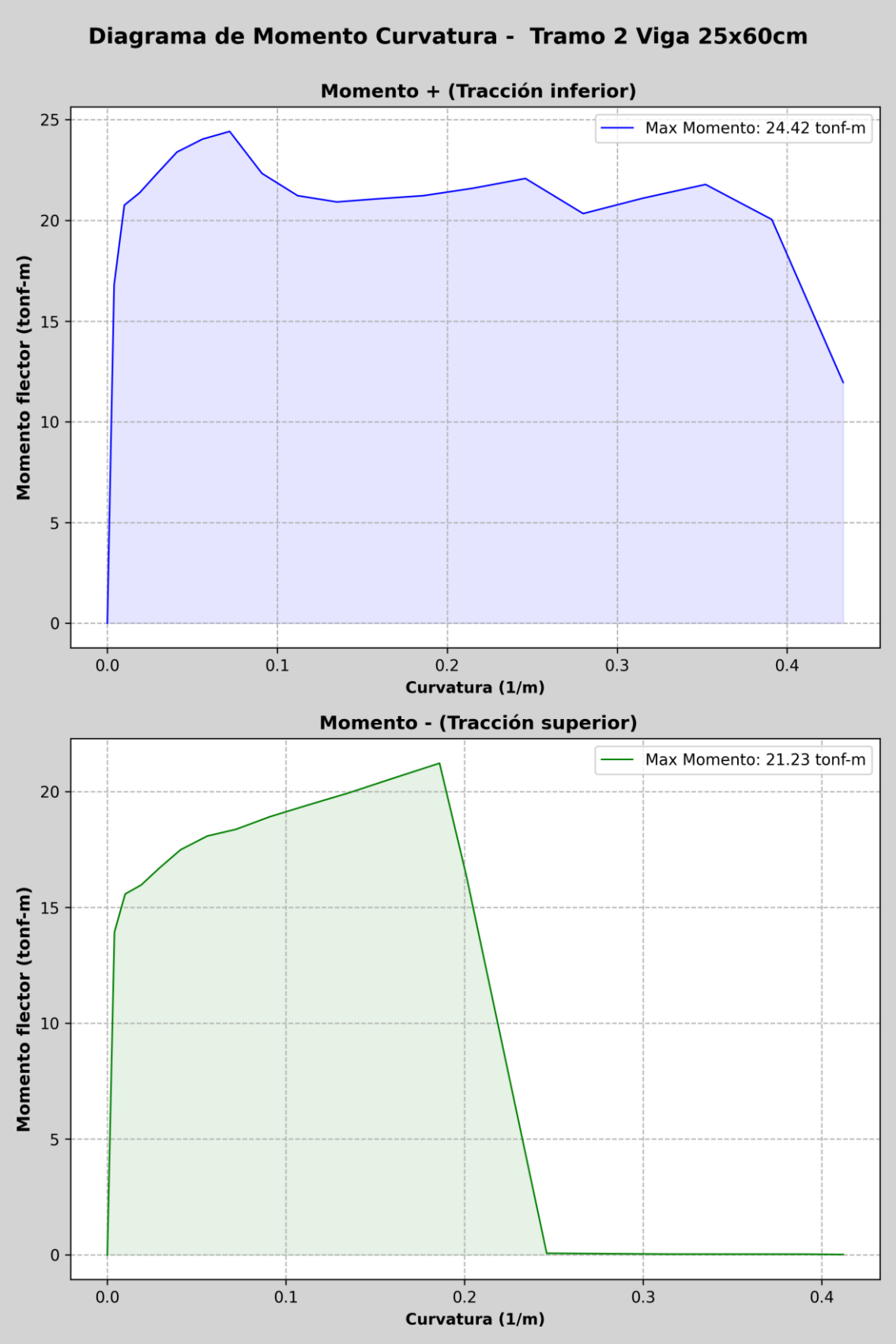


Figura 84: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo2. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

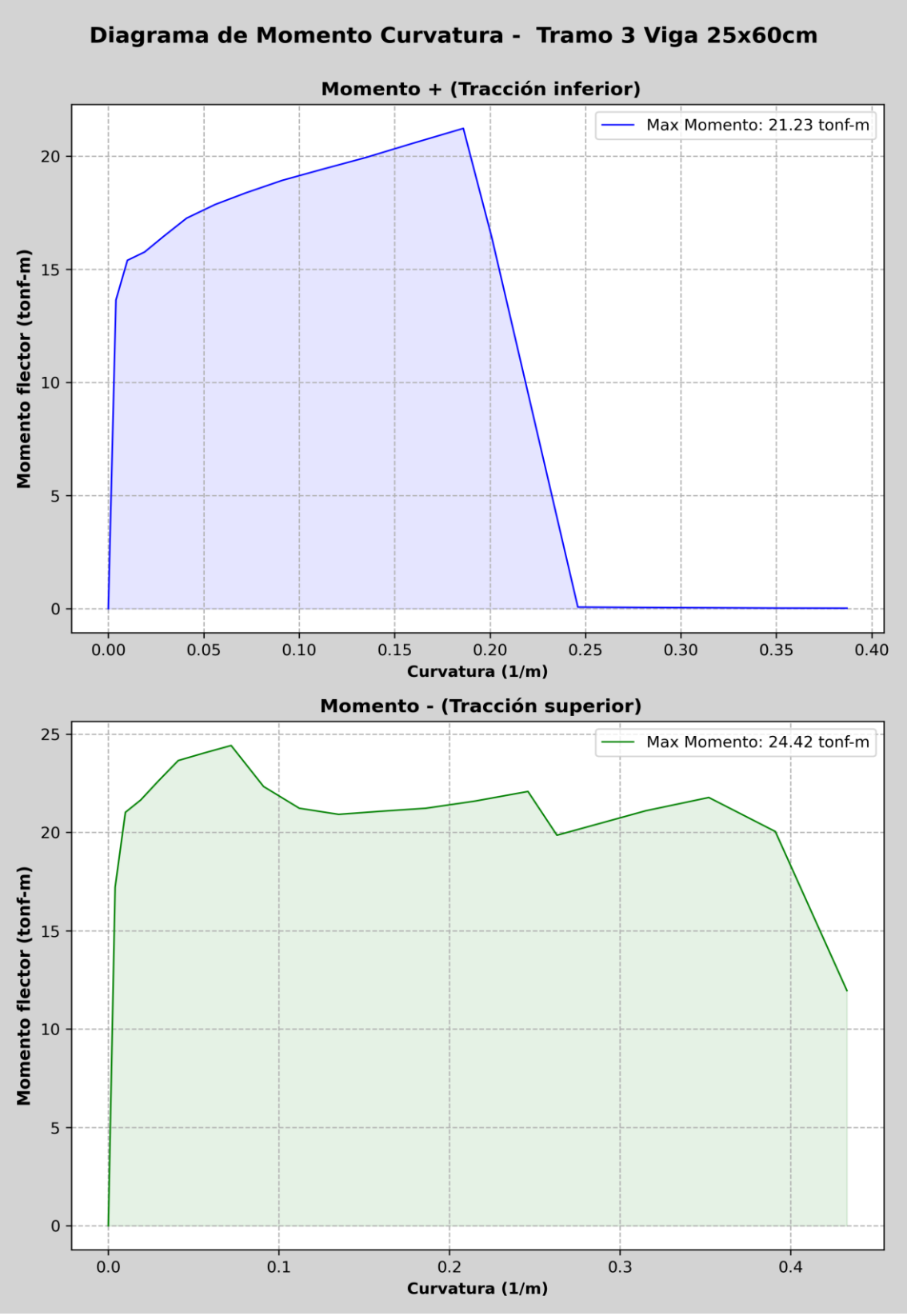


Figura 85: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 25x60 cm Tramo3. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

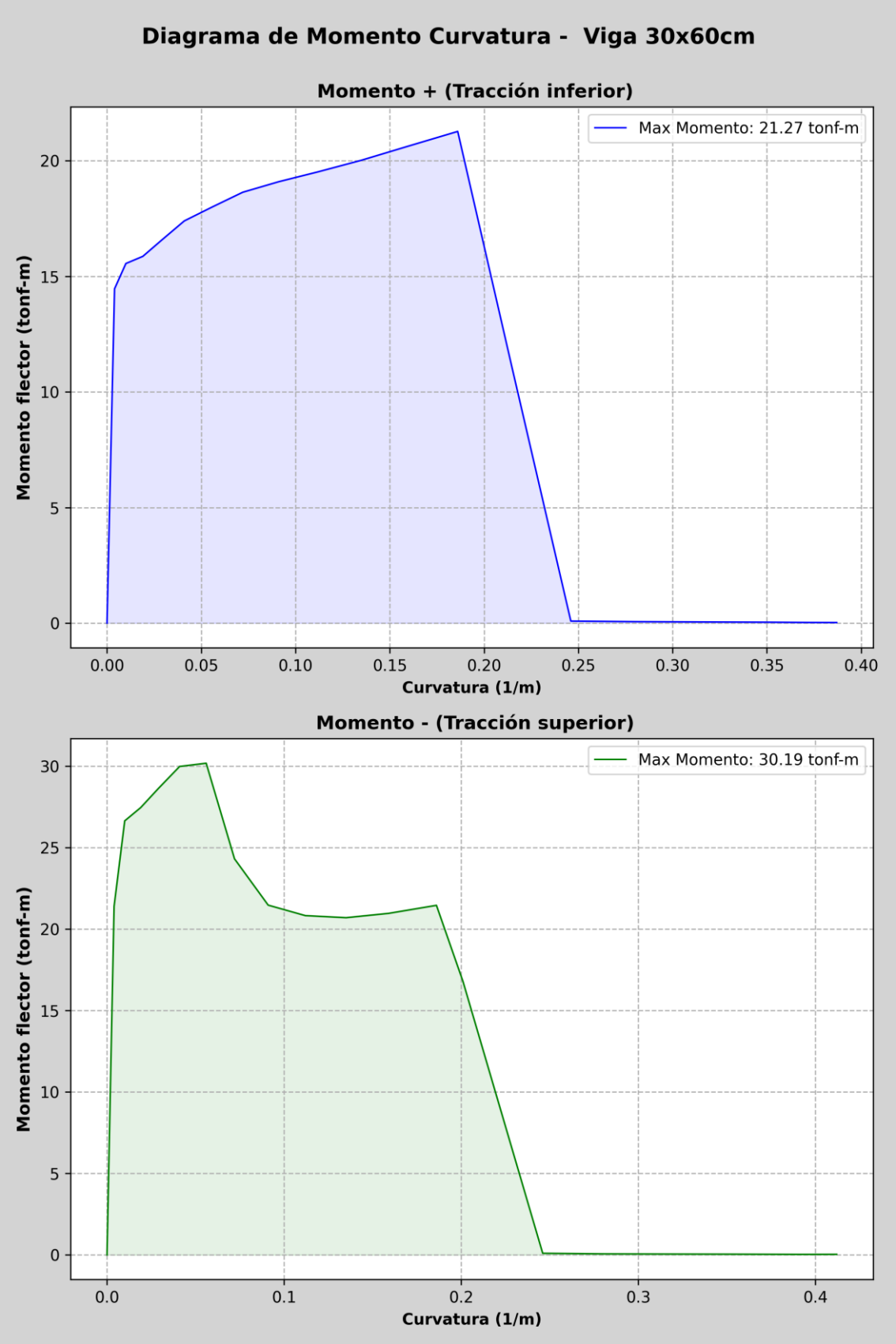


Figura 86: Diagrama de Momento Curvatura – Viga 30x60 cm. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

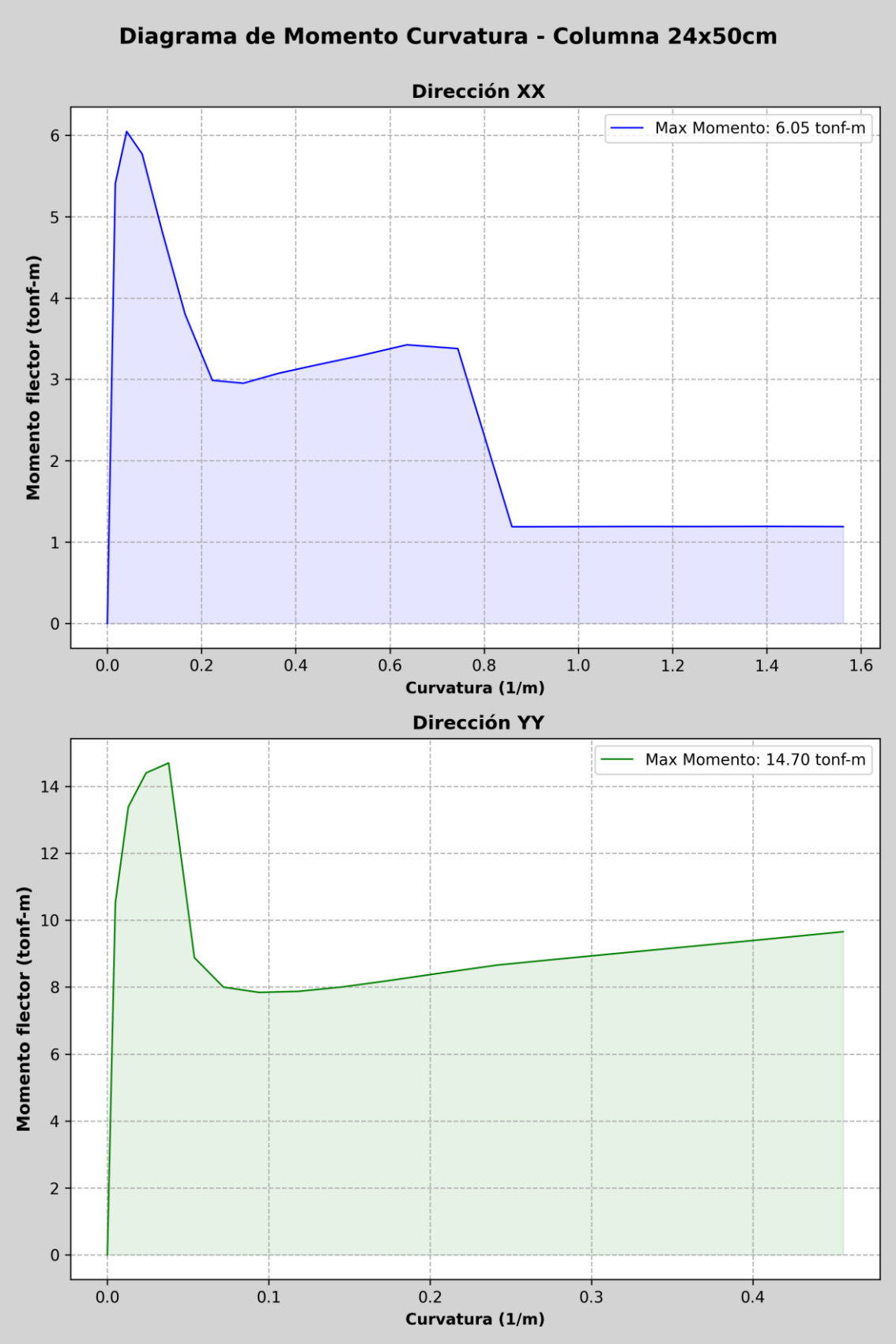


Figura 87: Diagrama de Momento Curvatura – Columna 24x50 cm. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

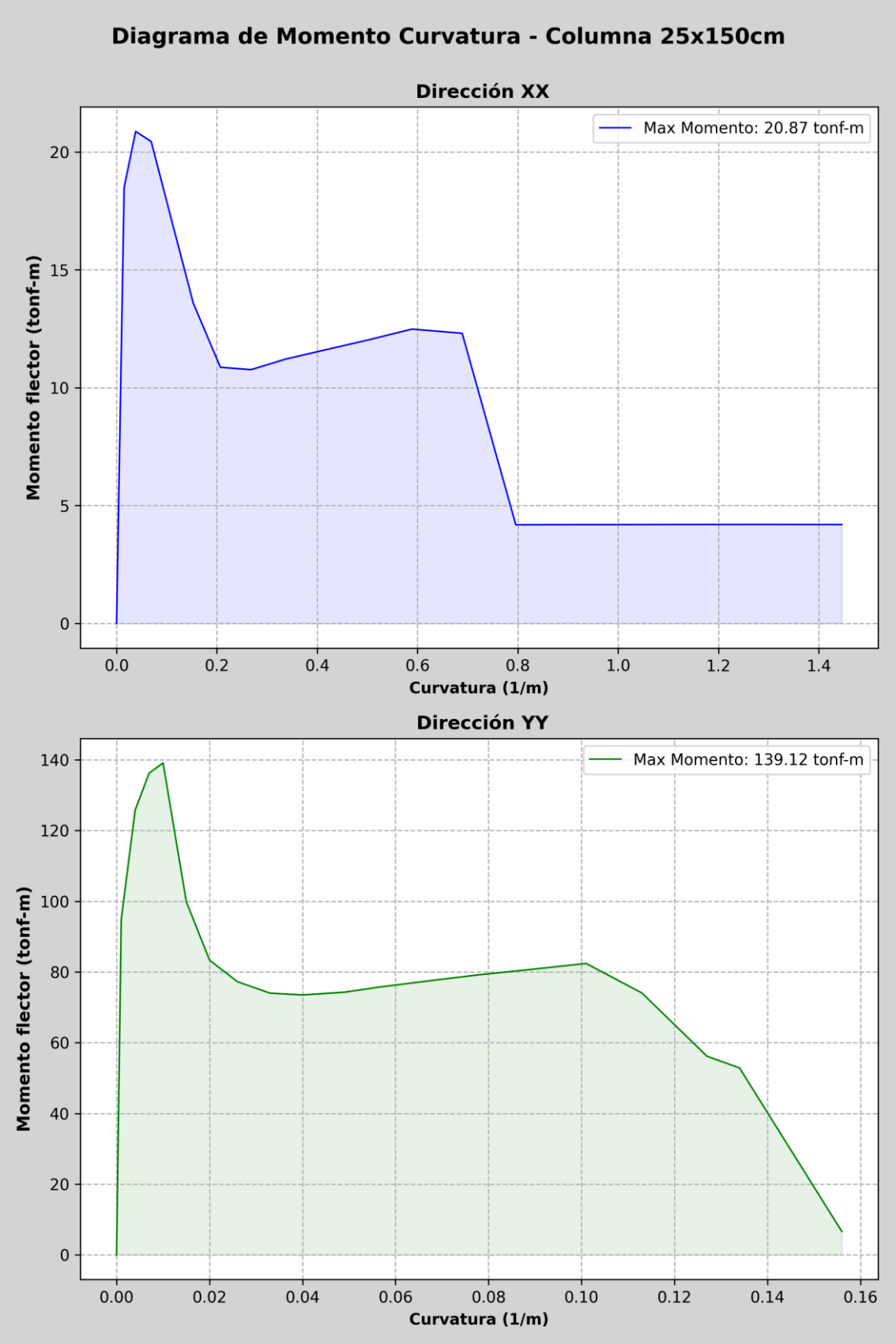


Figura 88: Diagrama de Momento Curvatura – Columna 25x150 cm. Módulo Chulucanas.

Nota: Elaboración propia

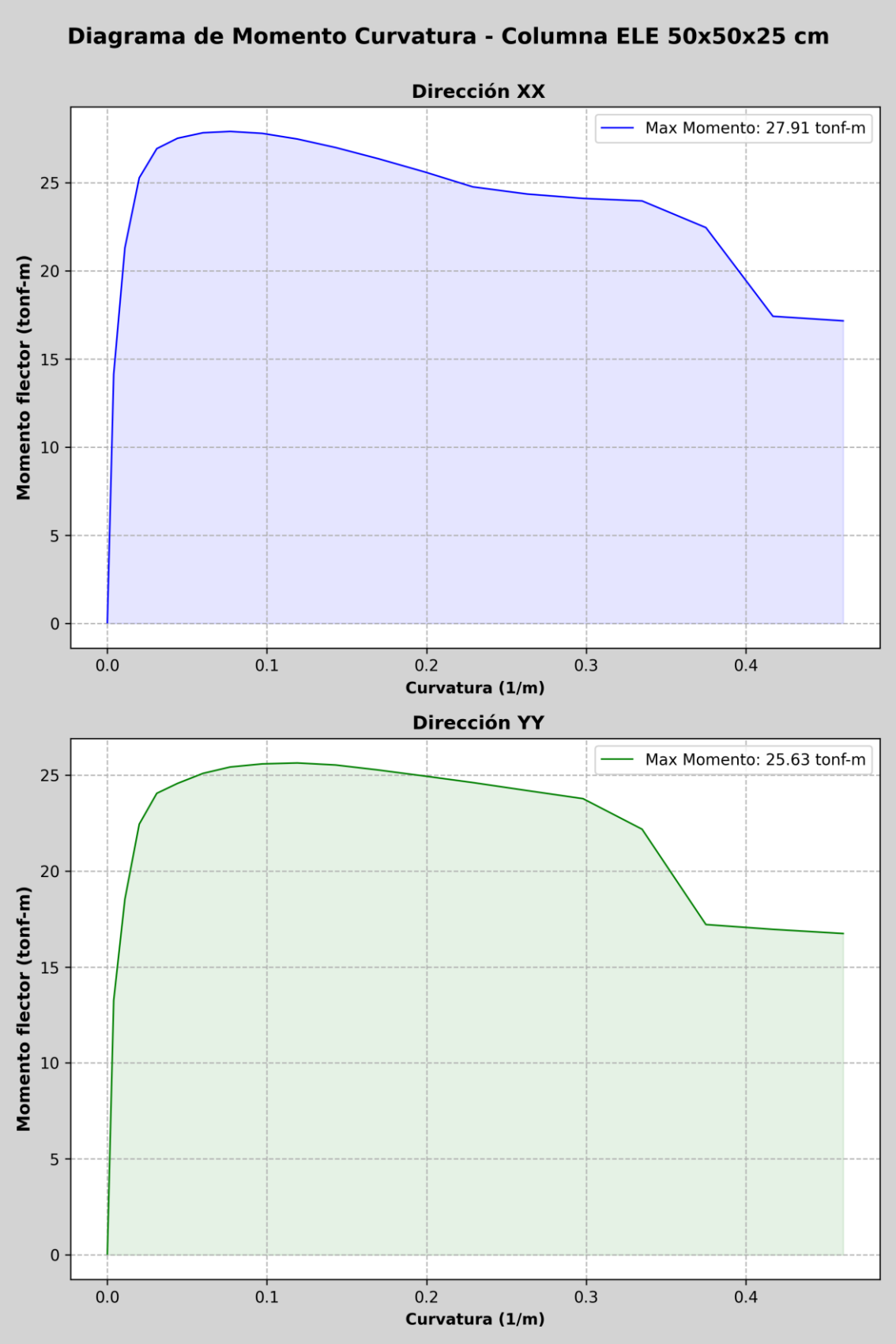


Figura 89: Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 50x50x25 cm. Módulo Chulucanas.

Nota: Elaboración propia

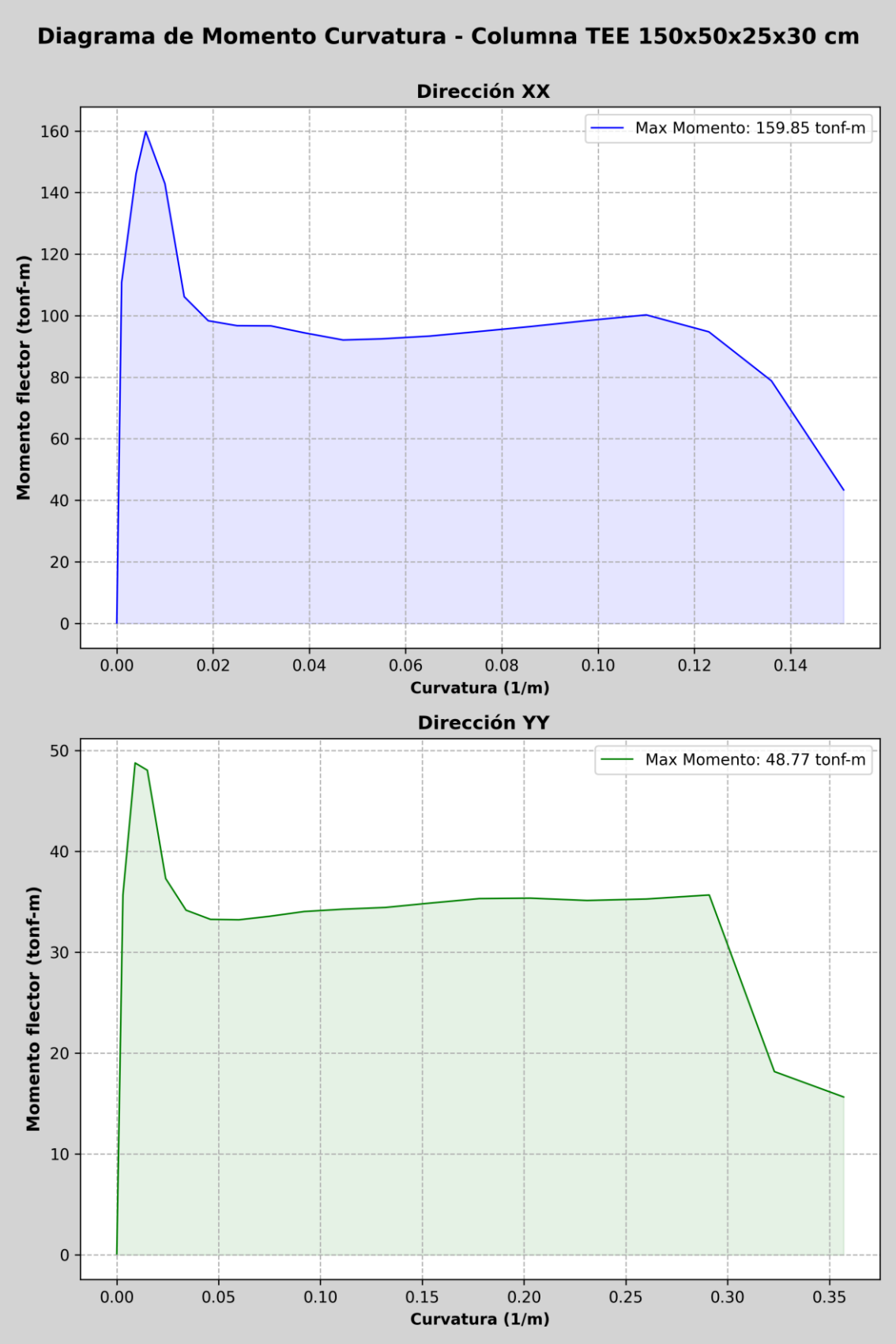


Figura 90: Diagrama de Momento Curvatura – Columna T 150x50x25x30 cm. Módulo Chulucanas

Nota: Elaboración propia

En los diagramas de momento-curvatura correspondientes a vigas y columnas, se observa lo siguiente:

En el caso de las vigas y elementos verticales que presentan una carga axial reducida, se aprecia una disipación de energía constante a lo largo de la deformación del elemento.

En los elementos verticales, por otro lado, la disipación de energía disminuye en diferentes tramos conforme el elemento se deforma.

En todos los casos, se evidencia una notable ductilidad de los elementos estructurales al ingresar al rango no lineal, lo que sugiere una falla dúctil en caso de alcanzar los límites de resistencia.

Finalmente, se destaca que, debido a la presencia de acero en compresión y tracción, los diagramas de momento-curvatura presentan un buen comportamiento en ambas direcciones, tanto cuando la tracción se encuentra en la parte superior como cuando se encuentra en la parte inferior del elemento.

En la zona de tracción inferior, se observa que las vigas alcanzan un momento flector máximo de 24.42 tf-m en el tramo 2, cuya dimensión es de 25x60 cm, lo que indica que esta viga tiene la mayor capacidad para soportar momentos flectores en esta dirección. Por otro lado, la viga con el menor momento flector en esta dirección es la del tramo 1, con un valor de 20.23 tf-m y dimensiones de 25x60 cm.

En la zona de tracción superior, el momento flector más alto se registra en la viga de 30x60 cm, con un valor máximo de 30.19 tf-m, lo que indica una mayor resistencia en comparación con las demás vigas en esta dirección. La viga con el momento flector más bajo en la dirección YY también es la del tramo 1, que alcanza un valor de 20.23 tf-m.

En cuanto a las columnas, en la dirección XX, la columna con mayor capacidad es la columna Tee de 150x50x25x30 cm, con un momento flector máximo de 159.85 tf-m, lo que refleja su gran resistencia en esta dirección. La columna con el menor momento flector en la dirección XX es la columna de 24x50 cm, con un valor de 6.05 tf-m. En la dirección YY, la columna con mayor capacidad es nuevamente la columna Tee de 150x50x25x30 cm, con un momento máximo de 48.77 tf-m, mientras que la columna con menor capacidad en esta dirección es la columna de 24x50 cm, que alcanza un momento flector máximo de 14.70 tf-m.

En resumen, se puede observar que las columnas, particularmente las de mayor dimensión como la columna Tee, tienen una capacidad significativamente superior para soportar momentos flectores en ambas direcciones en comparación con las vigas.

3.1.5 Análisis sísmico modal espectral y revisión del diseño de modelos analizados

3.1.5.1 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE Señor de los Milagros de Paita

Se presenta en esta sección la revisión mediante el análisis modal espectral de la norma peruana E030 sismorresistente.

3.1.5.1.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030

Se observa el cumplimiento de derivas en ambas direcciones XX e YY. Se observa que la deriva máxima es de 5.5/1000 en dirección XX y deriva máxima es de 6.2/1000 en dirección YY, inferior al límite máximo de 7/1000, por lo tanto, en la dirección XX e YY cumple por derivas.

Lo anterior se observa en la siguiente tabla:

Tabla 7

Modulo Paita: Deriva dirección XX e YY

Nivel	Caso	Dirección	Desplazamiento máx	Deriva máx entrepiso
			mm	
Techo	DerXX	X	53.74	0.0055
Tercer Nivel	DerXX	X	36.71	0.0036
Segundo Nivel	DerXX	X	24.72	0.0039
Primer Nivel	DerXX	X	11.78	0.0026
Techo	DerYY	Y	32.12	0.0062
Tercer Nivel	DerYY	Y	13.00	0.0014
Segundo Nivel	DerYY	Y	8.19	0.0013
Primer Nivel	DerYY	Y	3.87	0.0009

Nota: Elaboración propia

DIRECCIÓN XX

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX.

Tabla 8

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Paita .

R	6
Ip	1
R	6
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.05
W (tf)	1099.23
ZUCS/R	0.30
ZUCS/R*W	324.62

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 324.62 tf considerando que el sistema estructural es de muros de concreto armado.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 9

Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Paita

0.8Vest	259.69
Vdinam	255.14
Factor	1.02

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es amplificada por 1.02 para alcanzar la cortante mínima de diseño.

DIRECCIÓN YY

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY.

Tabla 10

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Paita

R	6
Ip	1
R	6
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.05
Wsismo	1099.23
ZUCS/R	0.30
ZUCS/R*W	324.62

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 324.62 tf considerando que el sistema estructural es de muros de concreto armado.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares, la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 11

Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Paita

0.8Vest	259.69
Vdinam	229.92
Factor	1.13

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es amplificada por 1.13 para alcanzar la cortante mínima de diseño.

3.1.5.1.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado

DIRECCIÓN XX

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido y se muestra en la siguiente figura.

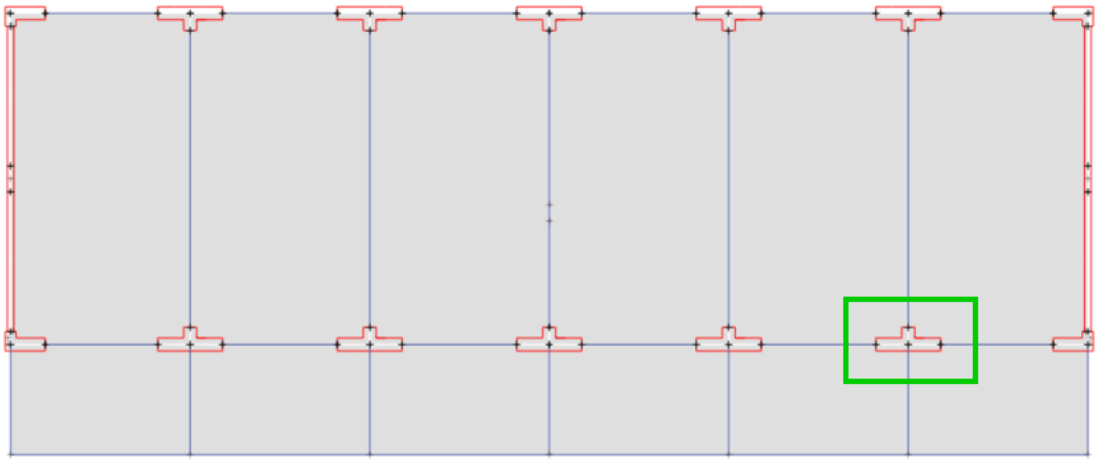
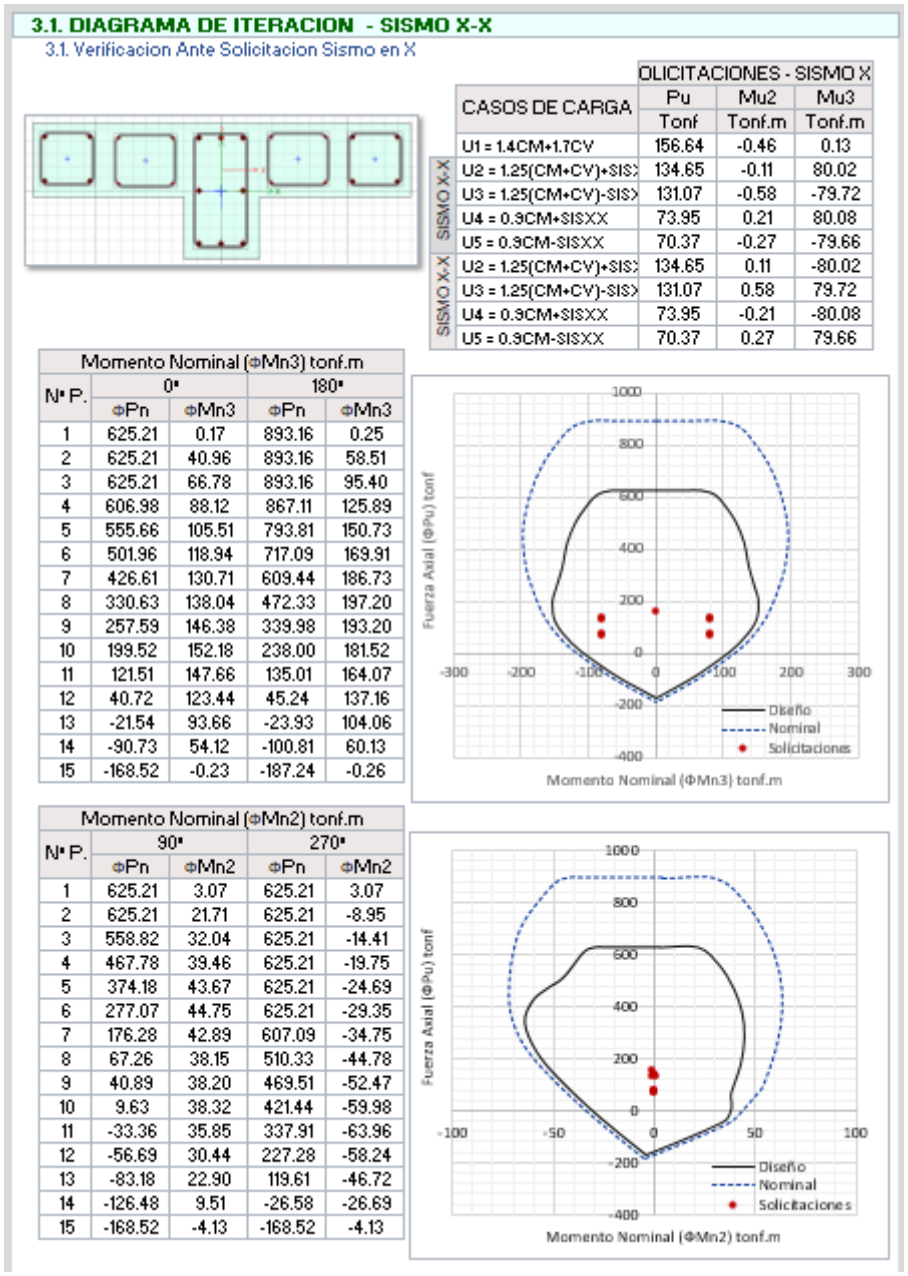


Figura 91: Modelo Paita: Ubicación de muro critico en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.



3.1. DIAGRAMA DE ITERACION - SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X

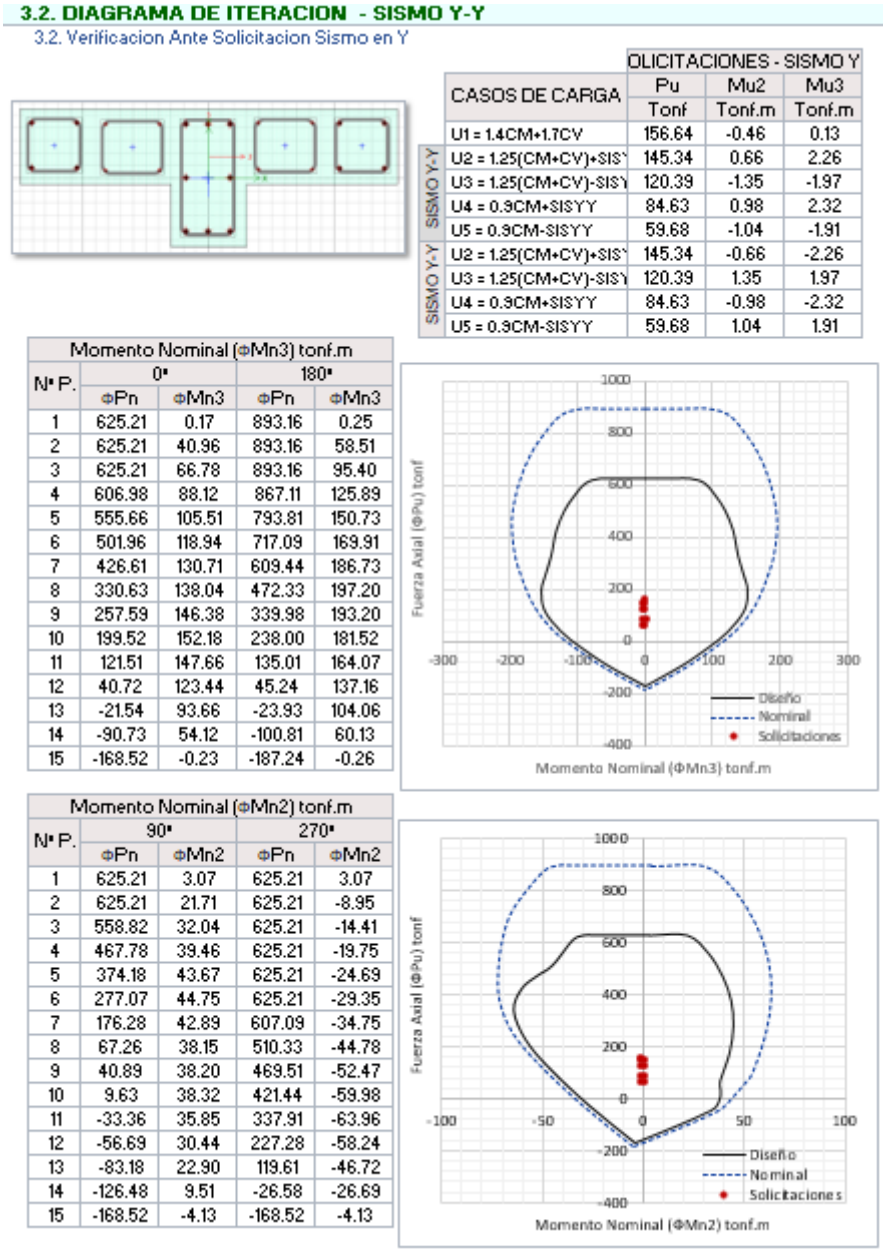
	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO X Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO X-X	U1 = 1.4CM+1.7CV	156.64	-0.46	0.13
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	134.65	-0.11	80.02
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	131.07	-0.58	-79.72
	U4 = 0.9CM+SISXX	73.95	0.21	80.08
	U5 = 0.9CM-SISXX	70.37	-0.27	-79.66
SISMO X-X	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	134.65	0.11	-80.02
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	131.07	0.58	79.72
	U4 = 0.9CM+SISXX	73.95	-0.21	-80.08
	U5 = 0.9CM-SISXX	70.37	0.27	79.66

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	625.21	0.17	893.16	0.25
2	625.21	40.96	893.16	58.51
3	625.21	66.78	893.16	95.40
4	606.98	88.12	867.11	125.89
5	555.66	105.51	793.81	150.73
6	501.96	118.94	717.09	169.91
7	426.61	130.71	609.44	186.73
8	330.63	138.04	472.33	197.20
9	257.59	146.38	339.98	193.20
10	199.52	152.18	238.00	181.52
11	121.51	147.66	135.01	164.07
12	40.72	123.44	45.24	137.16
13	-21.54	93.66	-23.93	104.06
14	-90.73	54.12	-100.81	60.13
15	-168.52	-0.23	-187.24	-0.26

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	625.21	3.07	625.21	3.07
2	625.21	21.71	625.21	-8.95
3	558.82	32.04	625.21	-14.41
4	467.78	39.46	625.21	-19.75
5	374.18	43.67	625.21	-24.69
6	277.07	44.75	625.21	-29.35
7	176.28	42.89	607.09	-34.75
8	67.26	38.15	510.33	-44.78
9	40.89	38.20	469.51	-52.47
10	9.63	38.32	421.44	-59.98
11	-33.36	35.85	337.91	-63.96
12	-56.69	30.44	227.28	-58.24
13	-83.18	22.90	119.61	-46.72
14	-126.48	9.51	-26.58	-26.69
15	-168.52	-4.13	-168.52	-4.13

Figura 92: Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en dirección local XX

Nota: Elaboración propia



3.2. DIAGRAMA DE ITERACION - SISMO Y-Y

3.2. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en Y

	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO Y Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO Y-Y	U1 = 1.4CM+1.7CV	156.64	-0.46	0.13
SISMO Y-Y	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	145.34	0.66	2.26
SISMO Y-Y	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	120.39	-1.35	-1.97
SISMO Y-Y	U4 = 0.9CM+SISYY	84.63	0.98	2.32
SISMO Y-Y	U5 = 0.9CM-SISYY	59.68	-1.04	-1.91
SISMO Y-Y	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	145.34	-0.66	-2.26
SISMO Y-Y	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	120.39	1.35	1.97
SISMO Y-Y	U4 = 0.9CM+SISYY	84.63	-0.98	-2.32
SISMO Y-Y	U5 = 0.9CM-SISYY	59.68	1.04	1.91

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	625.21	0.17	893.16	0.25
2	625.21	40.96	893.16	58.51
3	625.21	66.78	893.16	95.40
4	606.98	88.12	867.11	125.89
5	555.66	105.51	793.81	150.73
6	501.96	118.94	717.09	169.91
7	426.61	130.71	609.44	186.73
8	330.63	138.04	472.33	197.20
9	257.59	146.38	339.98	193.20
10	199.52	152.18	238.00	181.52
11	121.51	147.66	135.01	164.07
12	40.72	123.44	45.24	137.16
13	-21.54	93.66	-23.93	104.06
14	-90.73	54.12	-100.81	60.13
15	-168.52	-0.23	-187.24	-0.26

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	625.21	3.07	625.21	3.07
2	625.21	21.71	625.21	-8.95
3	558.82	32.04	625.21	-14.41
4	467.78	39.46	625.21	-19.75
5	374.18	43.67	625.21	-24.69
6	277.07	44.75	625.21	-29.35
7	176.28	42.89	607.09	-34.75
8	67.26	38.15	510.33	-44.78
9	40.89	38.20	469.51	-52.47
10	9.63	38.32	421.44	-59.98
11	-33.36	35.85	337.91	-63.96
12	-56.69	30.44	227.28	-58.24
13	-83.18	22.90	119.61	-46.72
14	-126.48	9.51	-26.58	-26.69
15	-168.52	-4.13	-168.52	-4.13

Figura 93:Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX y YY la placa analizada cumple por flexocompresión. ampliamente.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 12

Calculo de contribución del concreto a la cortante Cap. 11 de muro en dirección X - Modulo Paita

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	14.43
lm(m)	1.5
hm/lm	9.62
α	0
	0.53
h(cm)	30
ϕVc(t)	23.5
Vu (t)	26.95

Nota: Elaboración propia

Tabla 13

Calculo de contribución del acero y cortante total - Modulo Paita

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	10
ϕVs (t)	60.83
Vu (t)	26.95
ϕVc(t)	23.50
VnMax(t)	169.55
ϕVs+ϕVc (t)	84.33

Nota: Elaboración propia

Por corte, se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanza una resistencia de 84.33 tf y supera la demanda de 26.95 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte. Por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 14

Calculo de cortante por capacidad - Modulo Paita

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	22.6
Mua(t*m)	80
Mn(t*m)	135
Factor (Mua/Mn)>R	1.69
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	38.14

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 38.14tf y la capacidad de 84.33tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

DIRECCIÓN YY

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido en la dirección YY y se muestra en la siguiente figura.

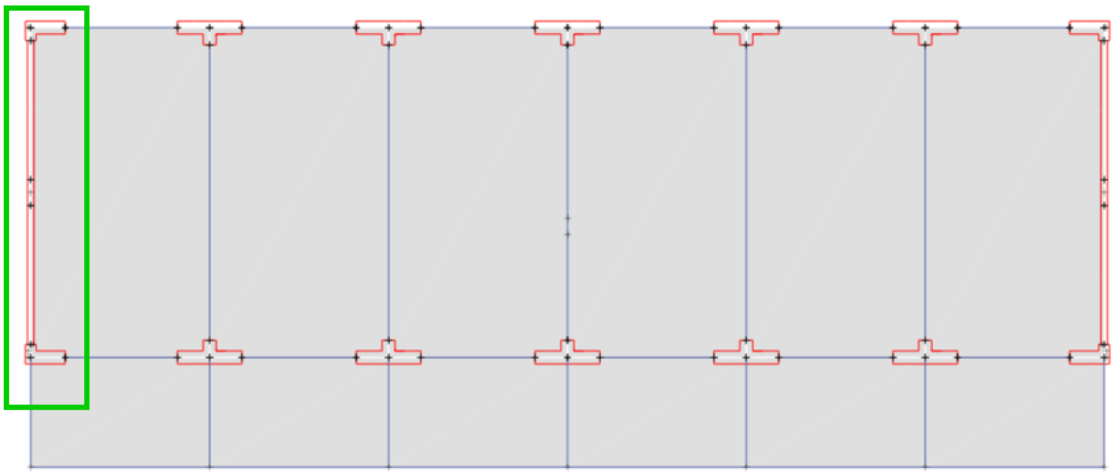


Figura 94. Modelo Paita: Ubicación de muro critico en eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

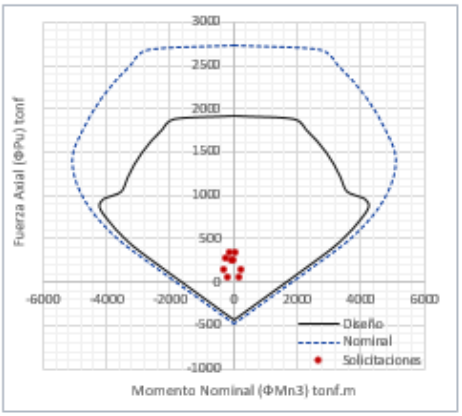
3.1. DIAGRAMA DE ITERACION - SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X



	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO X Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO X-X	U1 = 1.4CM+1.7CV	269.27	2.66	-217.44
SISMO X-X	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS>	329.80	71.40	-85.67
SISMO X-X	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS>	135.09	-66.97	-270.97
SISMO X-X	U4 = 0.9CM+SISXX	237.93	70.26	17.43
SISMO X-X	U5 = 0.9CM-SISXX	43.21	-68.12	-167.88
SISMO X-X	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS>	329.80	-71.40	85.67
SISMO X-X	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS>	135.09	66.97	270.97
SISMO X-X	U4 = 0.9CM+SISXX	237.93	-70.26	-17.43
SISMO X-X	U5 = 0.9CM-SISXX	43.21	68.12	167.88

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	1,908.04	0.79	2,725.77	1.13
2	1,871.75	1,887.75	2,673.93	2,696.78
3	1,748.00	2,274.39	2,497.15	3,249.13
4	1,620.94	2,610.39	2,315.63	3,729.13
5	1,489.43	2,898.84	2,127.76	4,141.19
6	1,352.31	3,143.41	1,931.87	4,490.58
7	1,207.27	3,350.66	1,724.68	4,786.66
8	1,050.94	3,530.42	1,501.34	5,043.46
9	995.74	3,830.74	1,314.25	5,056.11
10	950.82	4,137.08	1,134.16	4,934.77
11	858.56	4,234.33	953.95	4,704.81
12	696.51	3,930.22	773.90	4,366.91
13	534.46	3,528.88	593.84	3,920.98
14	354.18	2,963.95	393.54	3,293.28
15	-431.62	-1.06	-479.58	-1.18



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	1,908.04	-38.72	1,908.04	-38.72
2	1,908.04	30.73	1,908.04	-90.18
3	1,908.04	66.69	1,348.73	-181.36
4	1,908.04	100.11	691.67	-227.71
5	1,908.04	130.72	592.10	-229.73
6	1,908.04	160.32	499.82	-227.95
7	1,908.04	188.65	397.41	-222.97
8	1,815.82	217.64	277.47	-214.90
9	1,788.65	241.12	182.77	-217.94
10	1,761.47	264.61	107.59	-215.03
11	1,734.30	288.09	18.15	-196.22
12	1,707.12	311.58	-79.04	-155.29
13	803.41	237.72	-178.37	-104.69
14	-129.98	108.29	-284.67	-41.95
15	-431.62	51.98	-431.62	51.98

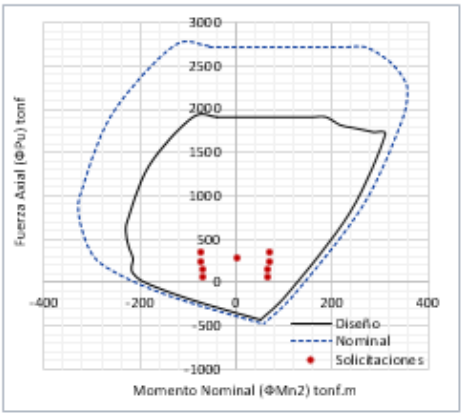
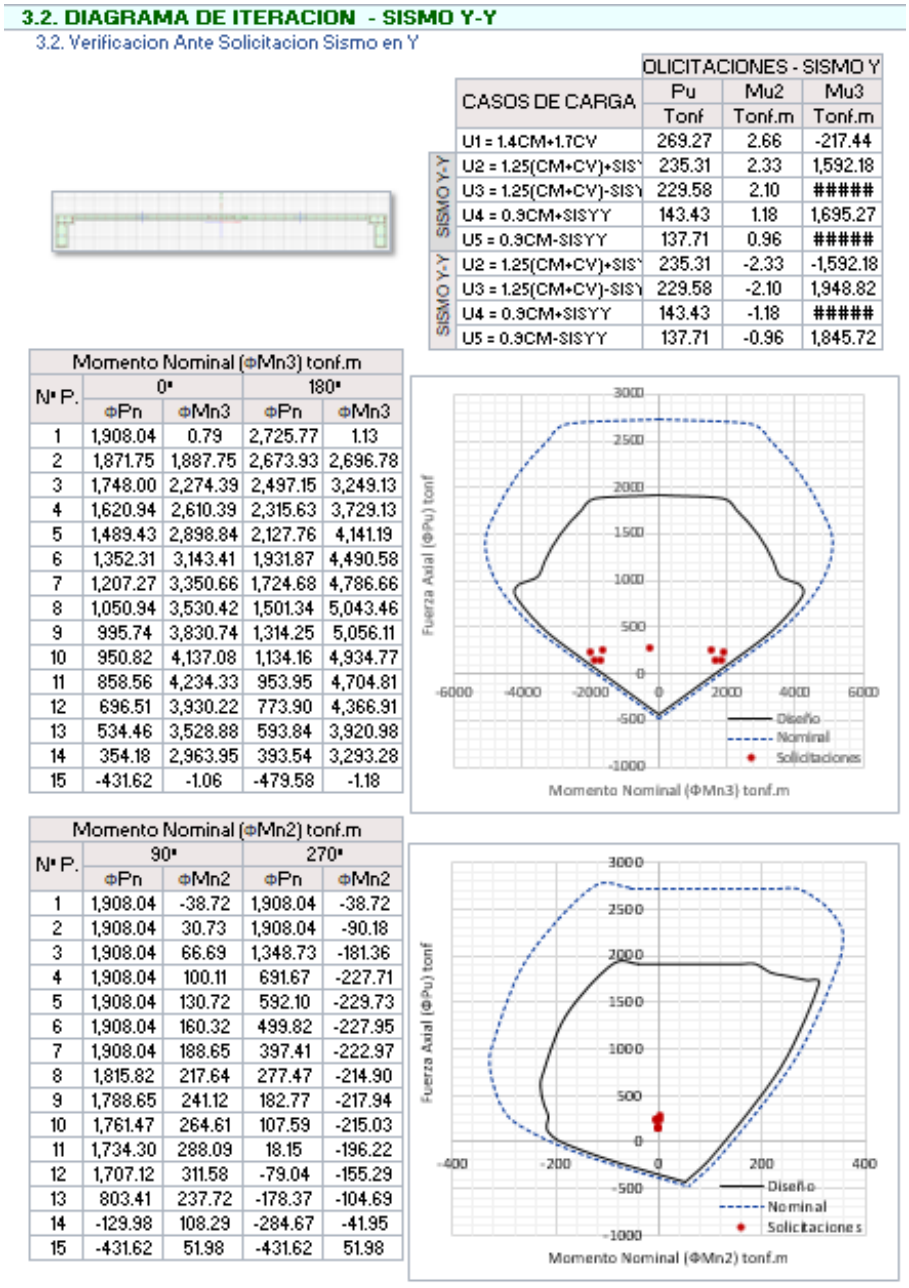


Figura 95: Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local XX

Nota: Elaboración propia



3.2. DIAGRAMA DE ITERACION - SISMO Y-Y

3.2. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en Y

	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO Y Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO Y-Y	U1 = 1.4CM+1.7CV	269.27	2.66	-217.44
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	235.31	2.33	1,592.18
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	229.58	2.10	#####
	U4 = 0.9CM+SISYY	143.43	1.18	1,695.27
	U5 = 0.9CM-SISYY	137.71	0.96	#####
SISMO Y-Y	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	235.31	-2.33	-1,592.18
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	229.58	-2.10	1,948.82
	U4 = 0.9CM+SISYY	143.43	-1.18	#####
	U5 = 0.9CM-SISYY	137.71	-0.96	1,845.72

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	1,908.04	0.79	2,725.77	1.13
2	1,871.75	1,887.75	2,673.93	2,696.78
3	1,748.00	2,274.39	2,497.15	3,249.13
4	1,620.94	2,610.39	2,315.63	3,729.13
5	1,489.43	2,898.84	2,127.76	4,141.19
6	1,352.31	3,143.41	1,931.87	4,490.58
7	1,207.27	3,350.66	1,724.68	4,786.66
8	1,050.94	3,530.42	1,501.34	5,043.46
9	995.74	3,830.74	1,314.25	5,056.11
10	950.82	4,137.08	1,134.16	4,934.77
11	858.56	4,234.33	953.95	4,704.81
12	696.51	3,930.22	773.90	4,366.91
13	534.46	3,528.88	593.84	3,920.98
14	354.18	2,963.95	393.54	3,293.28
15	-431.62	-1.06	-479.58	-1.18

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	1,908.04	-38.72	1,908.04	-38.72
2	1,908.04	30.73	1,908.04	-90.18
3	1,908.04	66.69	1,348.73	-181.36
4	1,908.04	100.11	691.67	-227.71
5	1,908.04	130.72	592.10	-229.73
6	1,908.04	160.32	499.82	-227.95
7	1,908.04	188.65	397.41	-222.97
8	1,815.82	217.64	277.47	-214.90
9	1,788.65	241.12	182.77	-217.94
10	1,761.47	264.61	107.59	-215.03
11	1,734.30	288.09	18.15	-196.22
12	1,707.12	311.58	-79.04	-155.29
13	803.41	237.72	-178.37	-104.69
14	-129.98	108.29	-284.67	-41.95
15	-431.62	51.98	-431.62	51.98

Figura 96: Modelo Paita: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX y YY la placa analizada cumple por flexocompresión con un margen de seguridad.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 15

Calculo de contribución del concreto a la cortante Cap. 11 muro en dirección Y- Modulo Paita

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	11.15
lm(m)	7.9
hm/lm	1.41
α	0.8
h(cm)	15
ϕVc(t)	132.68
Vu (t)	144.8
Vc/vu	4.92

Nota: Elaboración propia

Tabla 16

Calculo de contribución del acero y cortante total muro en dirección Y- Modulo Paita

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	20
ϕVs (t)	112.81
Vu (t)	144.8
ϕVc(t)	132.68
VnMax(t)	446.48
ϕVs+ϕVc (t)	245.49

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 245.49 tf y supera a la demanda de 144.8 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte. Por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 17

Calculo de cortante por capacidad muro en dirección Y- Modulo Paita

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	144.8
Mua(t*m)	1949
Mn(t*m)	2000
Factor (Mua/Mn)>R	1.03
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	148.59

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 148.6tf y la capacidad de 245.49tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

3.1.5.2 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14857 -Sullana

Se presenta en esta sección la revisión mediante el análisis modal espectral de la norma peruana E030 sismorresistente.

3.1.5.2.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030

DIRECCIÓN XX

De forma similar a lo realizado en la dirección YY, se muestran los parámetros sísmicos para esta dirección, cortante basal y derivas.

Tabla 18

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Sullana

R	6
Ip	0.75
R	4.5
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.05
W (tf)	1100.05
ZUCS/R	0.39375
ZUCS/R*W	433.1

Nota: Elaboración propia

Tabla 19

Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Sullana

0.9Vest (tf)	389.8
Vdinam (tf)	326.4
Factor	1.19

Nota: Elaboración propia

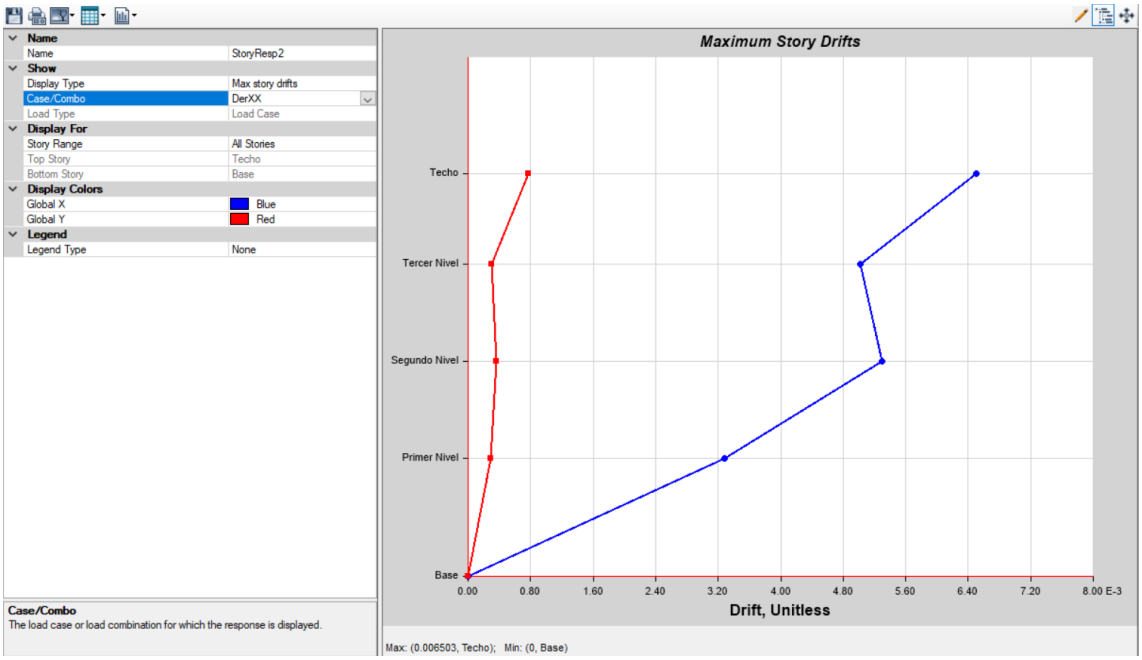


Figura 97: Modelo Sullana: Derivas máximas en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la cortante dinámica es amplificada por 1.19 para alcanzar la cortante mínima de diseño. Además, la deriva máxima obtenida es de 6.5/1000 inferior al límite de 7/1000 para secciones de concreto armado, por lo que la rigidez es suficiente.

DIRECCIÓN YY

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY.

Tabla 20

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Sullana

R	3
Ip	0.75
R	2.25
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.05
W (tf)	1100.05
ZUCS/R	0.7875
ZUCS/R*W	866.3

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección YY obtenida es de 866.3 tf considerando que el sistema estructural es de albañilería confinada y posee irregularidad torsional.

Acorde a la norma E030 para edificaciones irregulares, la cortante basal mínima es el 90% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 21

Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Sullana

0.9Vest (tf)	779.7
Vdinam (tf)	563.8
Factor	1.4

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es amplificada por 1.4 para alcanzar la cortante mínima de diseño.

Para el cálculo de la deriva en una edificación irregular se obtiene amplificando el caso modal espectral de la dirección en consideración por 0.85R, en el presente caso de la dirección YY sería el valor de 0.85 por 2.25, de esta manera el factor de amplificación sería de 1.9125. Se muestra acorde a esta amplificación la deriva obtenida.

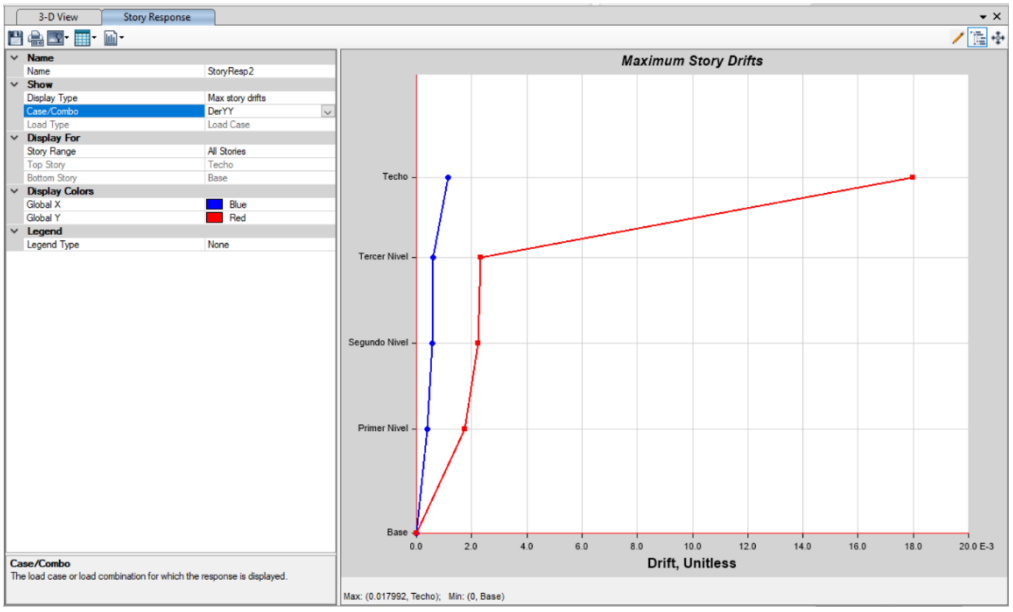


Figura 98: Modelo Sullana: Derivas máximas en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la deriva máxima es de 1.8/1000, inferior al límite máximo de 5/1000, por lo tanto, en la dirección YY cumple por derivas.

3.1.5.2.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado

DIRECCIÓN XX

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido y se muestra en la siguiente figura.

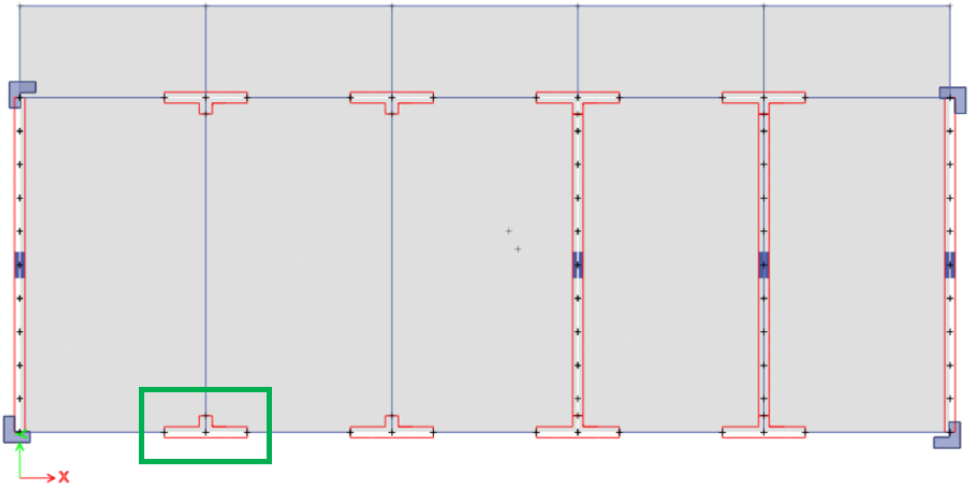
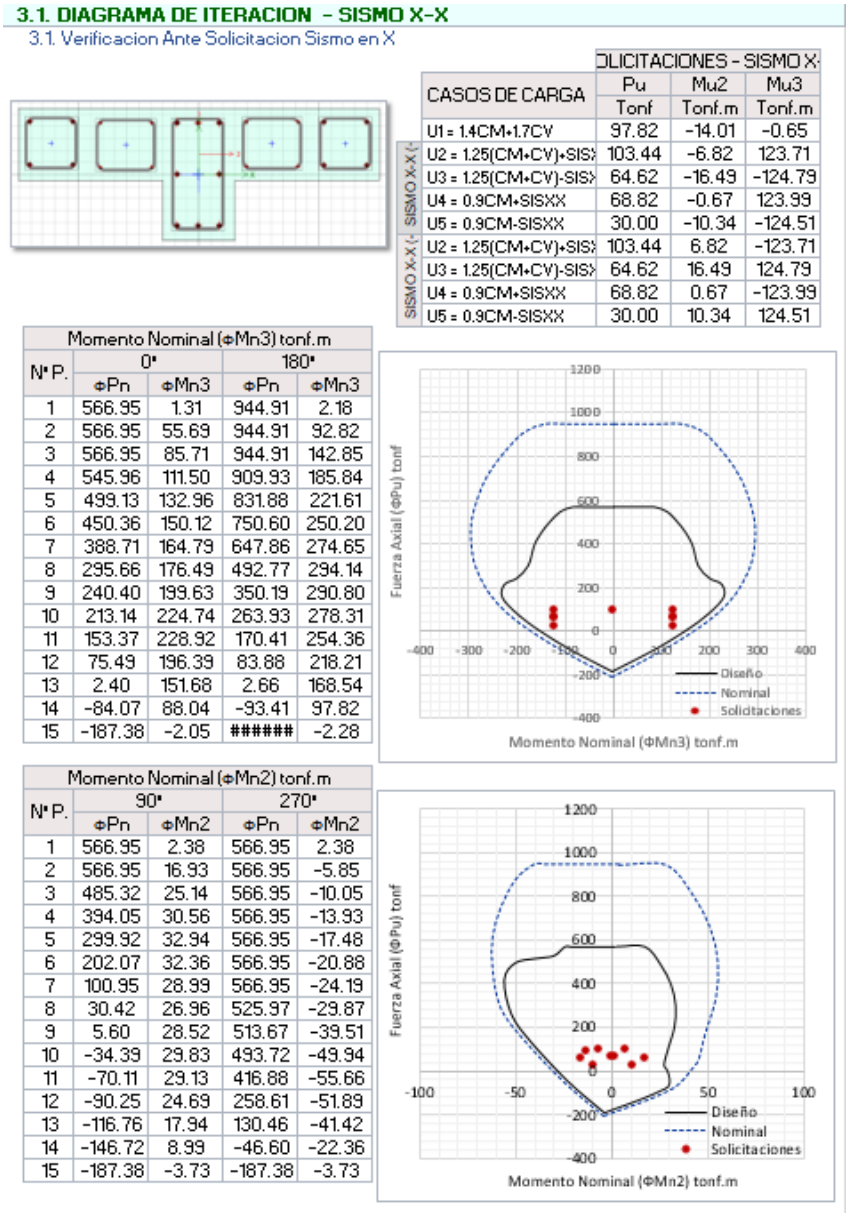


Figura 99: Modelo Sullana: Ubicación de muro critico en el eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.



3.1. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X

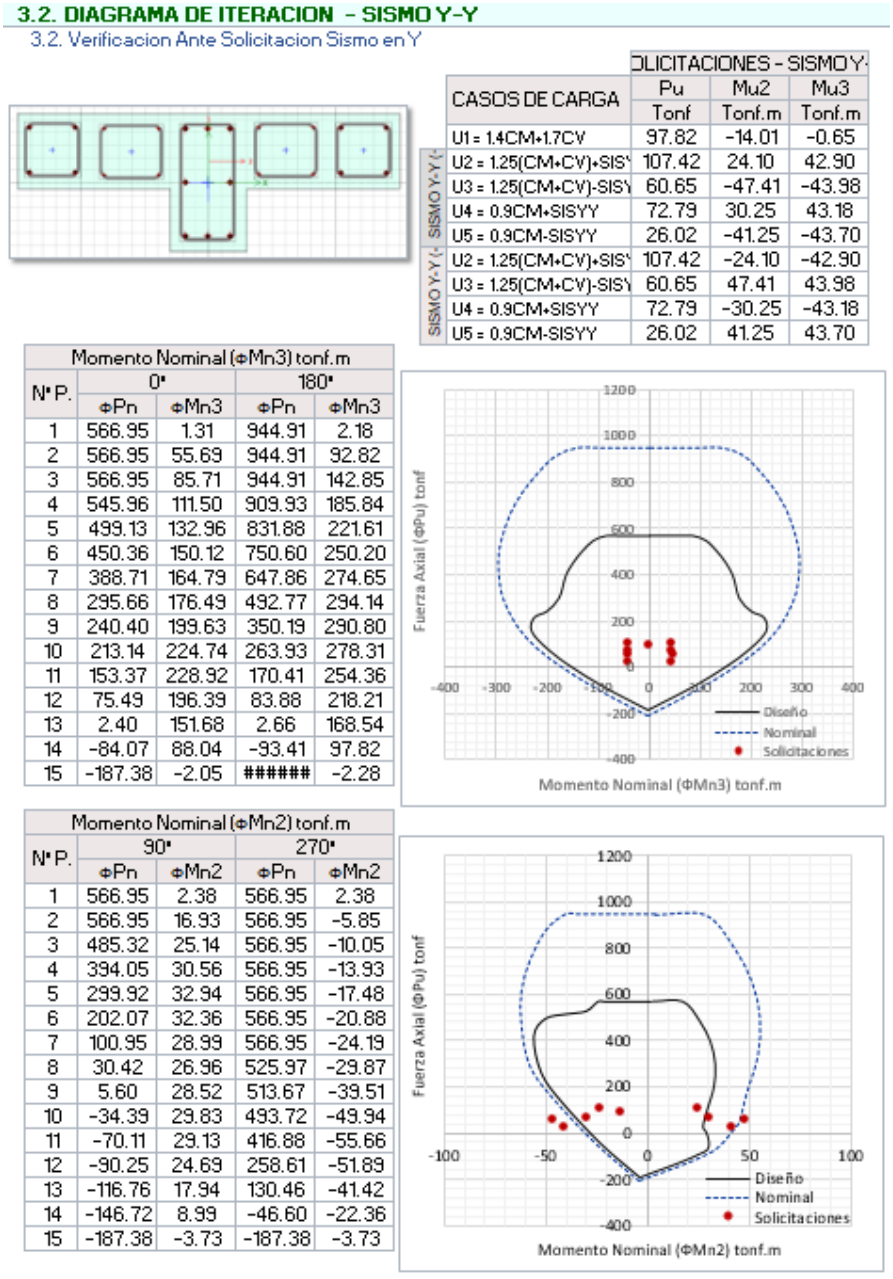
	CASOS DE CARGA	SOLICITACIONES - SISMO X- Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
SISMO X-X (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	97.82	-14.01	-0.65
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	103.44	-6.82	123.71
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	64.62	-16.49	-124.79
	U4 = 0.9CM+SISXX	68.82	-0.67	123.99
	U5 = 0.9CM-SISXX	30.00	-10.34	-124.51
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	103.44	6.82	-123.71
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	64.62	16.49	124.79
	U4 = 0.9CM+SISXX	68.82	0.67	-123.99
	U5 = 0.9CM-SISXX	30.00	10.34	124.51

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	566.95	1.31	944.91	2.18
2	566.95	55.69	944.91	92.82
3	566.95	85.71	944.91	142.85
4	545.96	111.50	909.93	185.84
5	499.13	132.96	831.88	221.61
6	450.36	150.12	750.60	250.20
7	388.71	164.79	647.86	274.65
8	295.66	176.49	492.77	294.14
9	240.40	199.63	350.19	290.80
10	213.14	224.74	263.93	278.31
11	153.37	228.92	170.41	254.36
12	75.49	196.39	83.88	218.21
13	2.40	151.68	2.66	168.54
14	-84.07	88.04	-93.41	97.82
15	-187.38	-2.05	######	-2.28

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	566.95	2.38	566.95	2.38
2	566.95	16.93	566.95	-5.85
3	485.32	25.14	566.95	-10.05
4	394.05	30.56	566.95	-13.93
5	299.92	32.94	566.95	-17.48
6	202.07	32.36	566.95	-20.88
7	100.95	28.99	566.95	-24.19
8	30.42	26.96	525.97	-29.87
9	5.60	28.52	513.67	-39.51
10	-34.39	29.83	493.72	-49.94
11	-70.11	29.13	416.88	-55.66
12	-90.25	24.69	258.61	-51.89
13	-116.76	17.94	130.46	-41.42
14	-146.72	8.99	-46.60	-22.36
15	-187.38	-3.73	-187.38	-3.73

Figura 100: Modelo Sullana: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX

Nota: Elaboración propia



SOLICITACIONES - SISMO Y-	CASOS DE CARGA	Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
SISMO Y-Y (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	97.82	-14.01	-0.65
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	107.42	24.10	42.90
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	60.65	-47.41	-43.98
	U4 = 0.9CM+SISYY	72.79	30.25	43.18
	U5 = 0.9CM-SISYY	26.02	-41.25	-43.70
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	107.42	-24.10	-42.90
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	60.65	47.41	43.98
	U4 = 0.9CM+SISYY	72.79	-30.25	-43.18
	U5 = 0.9CM-SISYY	26.02	41.25	43.70

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	566.95	1.31	944.91	2.18
2	566.95	55.69	944.91	92.82
3	566.95	85.71	944.91	142.85
4	545.96	111.50	909.93	185.84
5	499.13	132.96	831.88	221.61
6	450.36	150.12	750.60	250.20
7	388.71	164.79	647.86	274.65
8	295.66	176.49	492.77	294.14
9	240.40	199.63	350.19	290.80
10	213.14	224.74	263.93	278.31
11	153.37	228.92	170.41	254.36
12	75.49	196.39	83.88	218.21
13	2.40	151.68	2.66	168.54
14	-84.07	88.04	-93.41	97.82
15	-187.38	-2.05	######	-2.28

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	566.95	2.38	566.95	2.38
2	566.95	16.93	566.95	-5.85
3	485.32	25.14	566.95	-10.05
4	394.05	30.56	566.95	-13.93
5	299.92	32.94	566.95	-17.48
6	202.07	32.36	566.95	-20.88
7	100.95	28.99	566.95	-24.19
8	30.42	26.96	525.97	-29.87
9	5.60	28.52	513.67	-39.51
10	-34.39	29.83	493.72	-49.94
11	-70.11	29.13	416.88	-55.66
12	-90.25	24.69	258.61	-51.89
13	-116.76	17.94	130.46	-41.42
14	-146.72	8.99	-46.60	-22.36
15	-187.38	-3.73	-187.38	-3.73

Figura 101: Modelo Sullana: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX y YY la placa analizada cumple por flexocompresión. ampliamente.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 22

Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Sullana

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	15.5
lm(m)	1.9
hm/lm	8.2
α	0.53
h(cm)	25
ϕVc(t)	24.8
Vu (t)	28.7

Nota: Elaboración propia

Tabla 23

Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Sullana

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	10
ϕVs (t)	60.8
Vu (t)	28.7
ϕVc(t)	24.8
VnMax(t)	178.97
ϕVs+ϕVc (t)	85.64

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 85.64 tf y supera a la demanda de 28.7 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 24

Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo Sullana

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	28.7
Mua(t*m)	124.8
Mn(t*m)	220
Factor (Mua/Mn)>R	1.76
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	50.59

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 50.59tf y la capacidad de 85.64tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

3.1.5.2.3 Revisión del diseño de albañilería

El muro de albañilería seleccionado más exigido es el mostrado en la siguiente figura, el cual es analizado por corte debido a sismo moderado y severo.

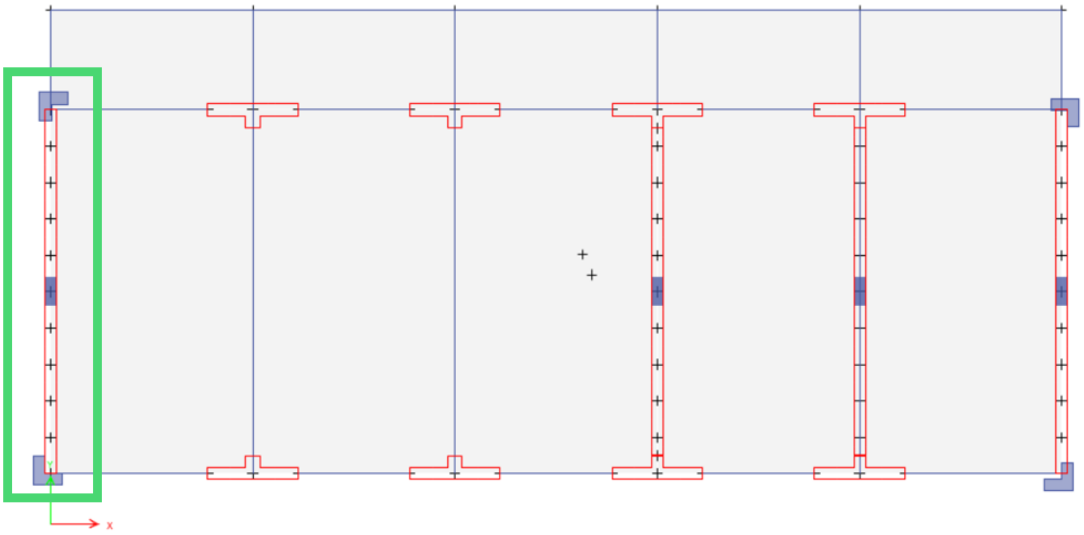


Figura 102: Modelo Sullana: Ubicación de muro critico en el eje y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Para su revisión de resistencia debido al agrietamiento diagonal por sismo moderado se analiza si 0.55Vm (capacidad) es superior a la demanda para el sismo moderado, en la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos:

Tabla 25

Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado de muro critico en dirección Y - Modulo Sullana

Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado												
Muro	Nivel	L(m)	vm (tonf/m2)	Ve (tonf)	Me (tonf/m)	Ve*L/Me	α	t (m)	Pg (tonf)	0.55Vm(tonf)	Vu(tonf)	¿0.55Vm>Vu?
Y1	1	8.26	92.20	154	286.8	4.44	1	0.24	150	69.2	154	No Cumple
	2	8.26	92.20	153	213.95	5.91	1	0.24	111	64.3	153	No Cumple
	3	8.26	92.20	107.5	112.85	7.87	1	0.24	78.7	60.2	107.5	No Cumple

Nota: Elaboración propia

Se observa que el muro más exigido no cumple con la resistencia adecuada debido a que la demanda por ejemplo en el primer nivel es de 154tf y la capacidad para sismo moderado de 69.2 tf.

Para la revisión al corte por sismo severo se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 26

Revisión de resistencia al corte por sismo severo de muro critico en dirección Y - Modulo Sullana

Revisión de resistencia al corte por sismo severo												
Muro	Nivel	L(m)	vm (tonf/m2)	Ve (tonf)	Me (tonf/m)	Ve*L/Me	α	t (m)	Pg (tonf)	Vm(tonf)	Vu(tonf)	¿Vm>Vu?
Y1	1	8.26	92.20	308	573.6	4.44	1	0.24	150	125.9	308	No Cumple
	2	8.26	92.20	306	427.9	5.91	1	0.24	111	116.9	306	No Cumple
	3	8.26	92.20	215	225.7	7.87	1	0.24	78.7	109.5	215	No Cumple

Nota: Elaboración propia

Por último, se observa que, debido al corte por sismo severo, la demanda de 308 tf supera ampliamente la capacidad del muro de 125.9 tf.
Se concluye que la capacidad del muro por corte es insuficiente tanto por sismo moderado como por sismo severo.

3.1.5.3 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14008 -Piura

3.1.5.3.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030

Se observa cumplimiento de derivas en ambas direcciones XX e YY. Se observa que la deriva máxima es de 5.5/1000 en dirección XX y deriva máxima es de 6.2/1000 en dirección YY, inferior al límite máximo de 7/1000, por lo tanto, en la dirección XX e YY cumple por derivas.

Lo anterior se observa en la siguiente tabla:

Tabla 27

Derivas en dirección XX e YY - Modulo Piura

Nivel	Caso	Dirección	Desplazamiento máx mm	Deriva máx entrepiso
Tercer Nivel	DerXX	X	8.09	0.002416
Segundo Nivel	DerXX	X	9.59	0.002864
Primer Nivel	DerXX	X	7.11	0.002121
Tercer Nivel	DerYY	Y	2.84	0.000848
Segundo Nivel	DerYY	Y	3.18	0.000949
Primer Nivel	DerYY	Y	3.36	0.000755

Nota: Elaboración propia

DIRECCIÓN XX

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX.

Tabla 28

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Piura

R	6
Ip	1
R	6
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
W (tf)	857.8
ZUCS/R	0.309
ZUCS/R*W	265.4

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 265.4 tf considerando que el sistema estructural es de muros de concreto armado.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 29

Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Piura

0.8Vest	212.31
Vdinam	218.3
Factor	1

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es superior a la cortante mínima, por lo tanto, no hay un factor de amplificación.

DIRECCIÓN YY

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY.

Tabla 30

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo

R	6
Ip	1
R	6
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
Wsismo	857.8
ZUCS/R	0.309
ZUCS/R*W	265.4

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 265.4 tf considerando que el sistema estructural es de muros de concreto armado.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 31

Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Piura

0.8Vest	212.31
Vdinam	219.6
Factor	1

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es superior a la cortante mínima, por lo tanto, no hay un factor de amplificación.

3.1.5.3.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado

DIRECCIÓN XX

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido y se muestra en la siguiente figura.

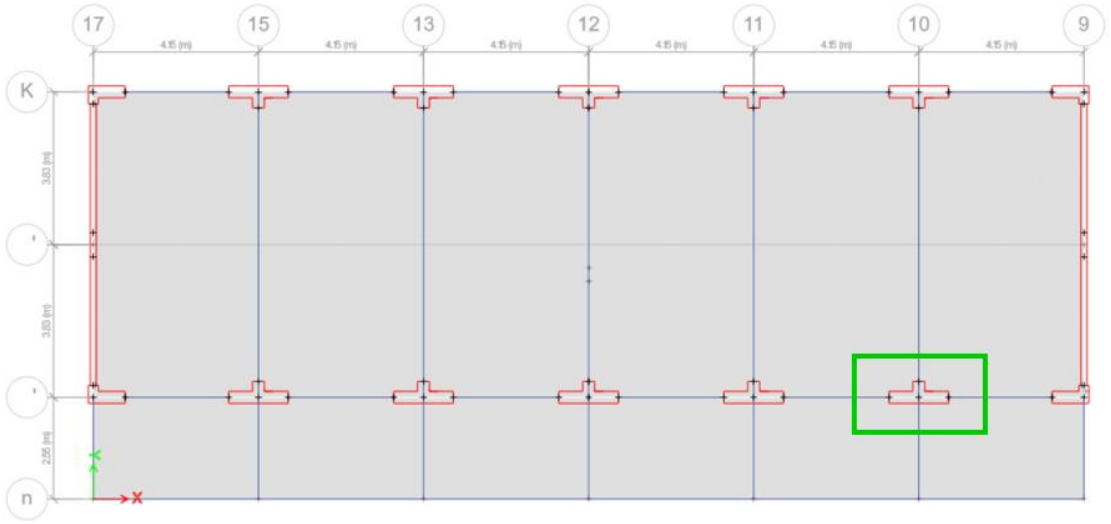


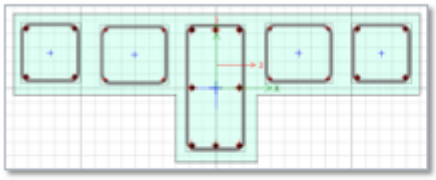
Figura 103: Modelo Piura: Ubicación de muro critico en el eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

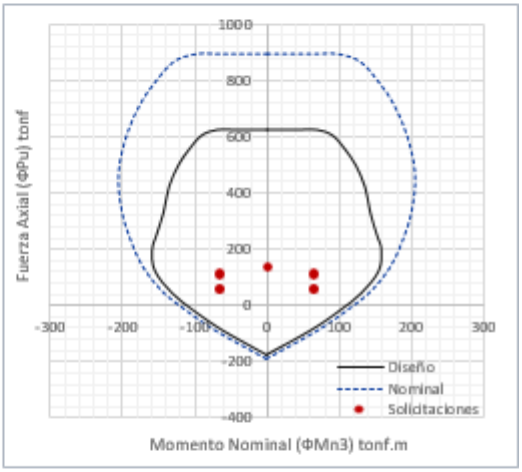
3.1. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X



	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO X- Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO X-X (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	133.81	-0.71	-0.34
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS>	113.46	-0.37	64.22
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS>	112.11	-0.85	-64.80
	U4 = 0.9CM+SISXX	59.41	-0.13	64.35
	U5 = 0.9CM-SISXX	58.07	-0.61	-64.68
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS>	113.46	0.37	-64.22
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS>	112.11	0.85	64.80
	U4 = 0.9CM+SISXX	59.41	0.13	-64.35
	U5 = 0.9CM-SISXX	58.07	0.61	64.68

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	627.54	0.45	896.49	0.64
2	627.54	43.38	896.49	61.97
3	627.54	69.58	896.49	99.40
4	607.33	91.26	867.62	130.37
5	555.54	109.19	793.63	155.98
6	501.32	123.21	716.18	176.02
7	425.21	135.82	607.44	194.03
8	328.06	143.73	468.65	205.32
9	256.01	152.05	337.90	200.68
10	200.23	158.59	238.84	189.17
11	125.02	154.48	138.91	171.65
12	46.64	130.52	51.82	145.02
13	-15.06	100.67	-16.74	111.86
14	-82.13	62.70	-91.26	69.67
15	-172.44	-0.60	-191.60	-0.67



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	627.54	2.98	627.54	2.98
2	627.54	21.77	627.54	-9.07
3	559.63	32.12	627.54	-14.55
4	468.07	39.55	627.54	-19.90
5	373.88	43.78	627.54	-24.86
6	276.04	44.86	627.54	-29.54
7	174.41	43.00	608.56	-34.98
8	64.21	38.27	511.41	-45.04
9	38.44	38.37	470.58	-52.71
10	6.30	38.46	422.16	-60.26
11	-37.49	35.96	337.89	-64.31
12	-60.64	30.58	226.53	-58.55
13	-87.04	23.06	118.31	-46.95
14	-130.18	9.71	-29.65	-26.68
15	-172.44	-4.00	-172.44	-4.00

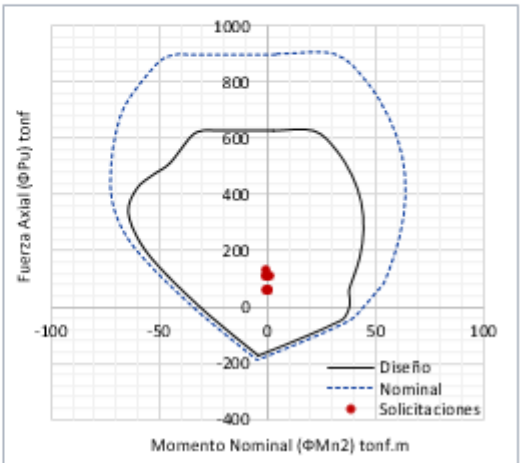
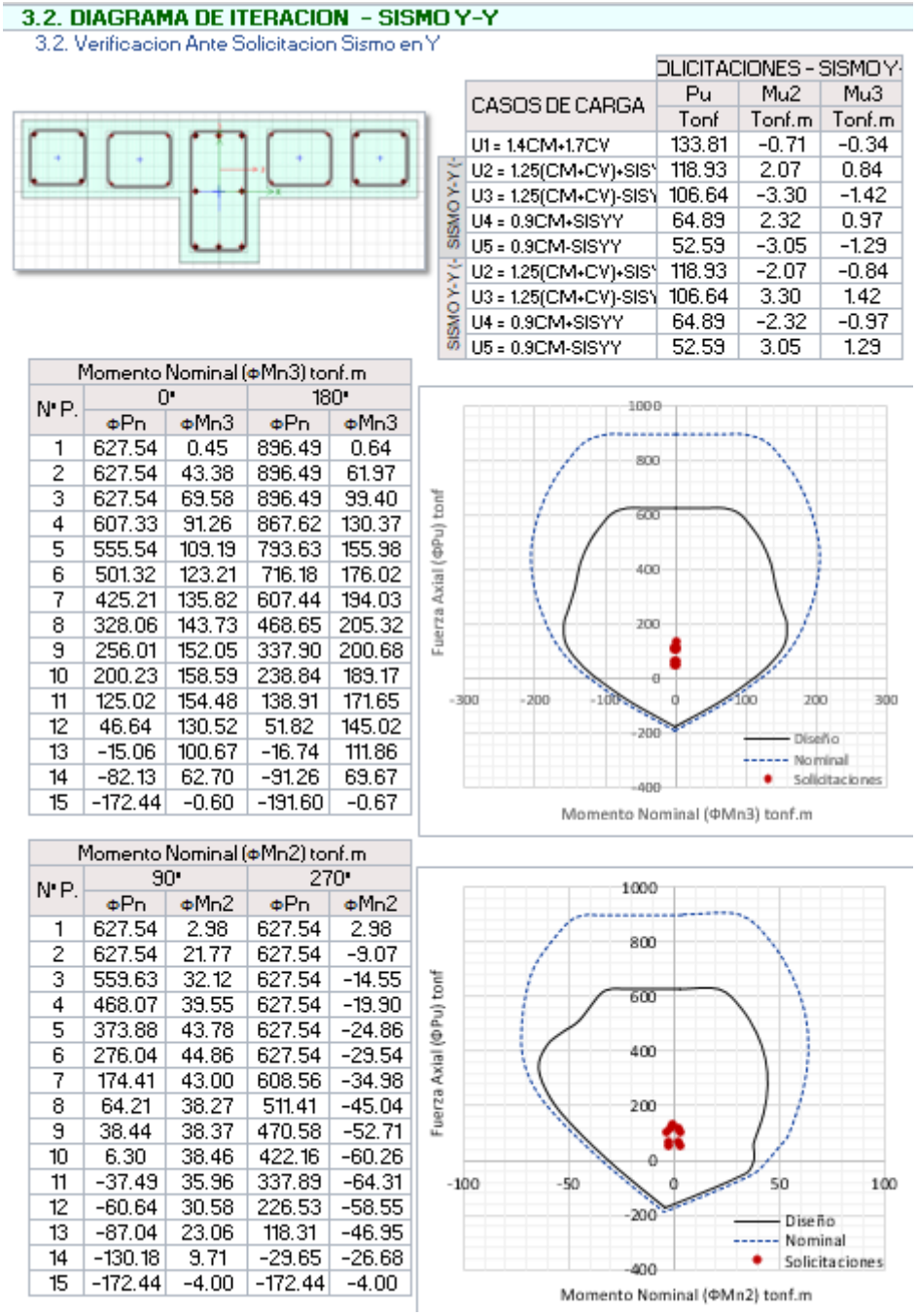


Figura 104: Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX

Nota: Elaboración propia



SOLICITACIONES - SISMO Y-	CASOS DE CARGA	Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
SISMO Y-Y (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	133.81	-0.71	-0.34
	U2 = 1.25(CM+CV)+SISY	118.93	2.07	0.84
	U3 = 1.25(CM+CV)-SISY	106.64	-3.30	-1.42
	U4 = 0.9CM+SISYY	64.89	2.32	0.97
	U5 = 0.9CM-SISYY	52.59	-3.05	-1.29
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISY	118.93	-2.07	-0.84
	U3 = 1.25(CM+CV)-SISY	106.64	3.30	1.42
	U4 = 0.9CM+SISYY	64.89	-2.32	-0.97
	U5 = 0.9CM-SISYY	52.59	3.05	1.29

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	627.54	0.45	896.49	0.64
2	627.54	43.38	896.49	61.97
3	627.54	69.58	896.49	99.40
4	607.33	91.26	867.62	130.37
5	555.54	109.19	793.63	155.98
6	501.32	123.21	716.18	176.02
7	425.21	135.82	607.44	194.03
8	328.06	143.73	468.65	205.32
9	256.01	152.05	337.90	200.68
10	200.23	158.59	238.84	189.17
11	125.02	154.48	138.91	171.65
12	46.64	130.52	51.82	145.02
13	-15.06	100.67	-16.74	111.86
14	-82.13	62.70	-91.26	69.67
15	-172.44	-0.60	-191.60	-0.67

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	627.54	2.98	627.54	2.98
2	627.54	21.77	627.54	-9.07
3	559.63	32.12	627.54	-14.55
4	468.07	39.55	627.54	-19.90
5	373.88	43.78	627.54	-24.86
6	276.04	44.86	627.54	-29.54
7	174.41	43.00	608.56	-34.98
8	64.21	38.27	511.41	-45.04
9	38.44	38.37	470.58	-52.71
10	6.30	38.46	422.16	-60.26
11	-37.49	35.96	337.89	-64.31
12	-60.64	30.58	226.53	-58.55
13	-87.04	23.06	118.31	-46.95
14	-130.18	9.71	-29.65	-26.68
15	-172.44	-4.00	-172.44	-4.00

Figura 105: Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX cumple y tiene un gran margen de capacidad remanente, mientras que en la dirección YY que cumple y la demanda es muy baja debido a que la columna se encuentra orienta en XX principalmente.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 32

Cálculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Piura

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	11.15
lm(m)	1.2
hm/lm	9.29
α	0.53
h(cm)	30
ϕVc(t)	18.80
Vu (t)	18.96

Nota: Elaboración propia

Tabla 33

Cálculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X – Modulo Piura

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	10
ϕVs (t)	48.67
Vu (t)	18.96
ϕVc(t)	18.80
VnMax(t)	135.64
ϕVs+ϕVc (t)	67.47

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 67.47 tf y supera a la demanda de 18.96 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 34

Cálculo de cortante por capacidad de muro en dirección X – Modulo Piura

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua (tf)	18.96
Mua(t*m)	64.68
Mn(t*m)	172
Factor (Mua/Mn)>R	2.66
Rcolocado	6
Vcapacidad(tf)	50.42

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 50.42tf y la capacidad de 67.47tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

DIRECCIÓN YY

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido en la dirección YY y se muestra en la siguiente figura.

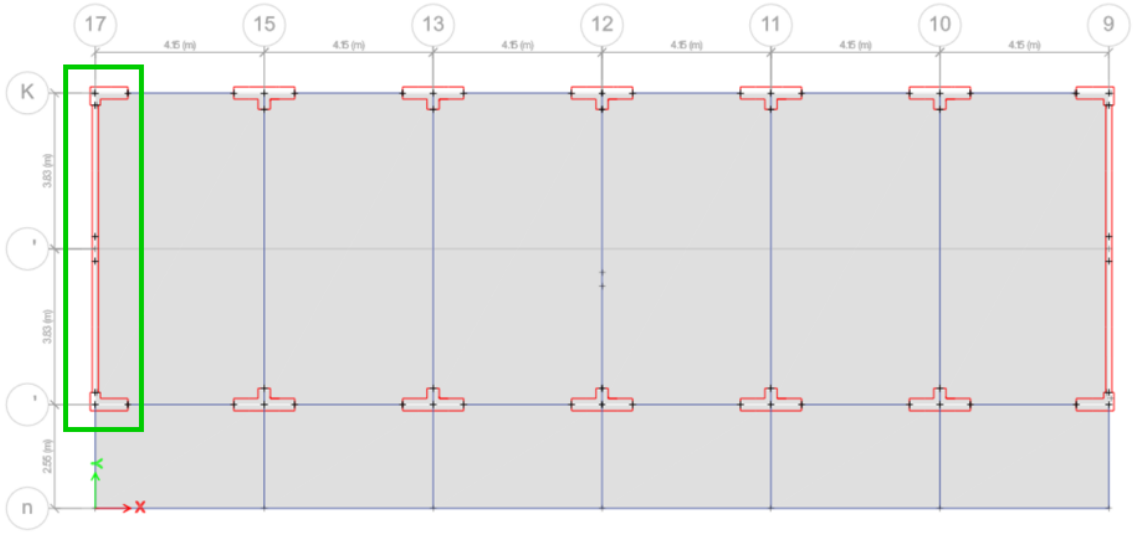


Figura 106: Modelo Piura: Ubicación de muro critico en el eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

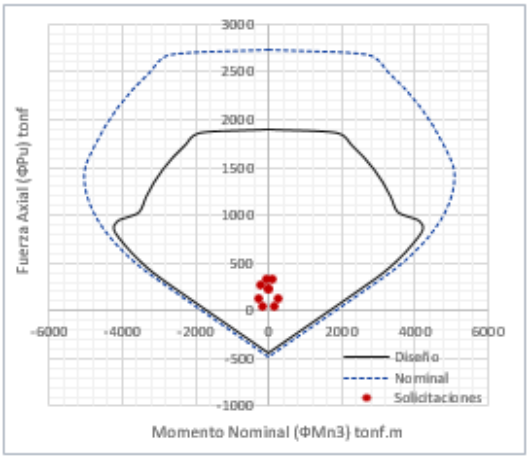
3.1. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X



	CASOS DE CARGA	SOLICITACIONES - SISMO X-X Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO X-X (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	269.27	2.66	-217.44
	U2 = 1.25(CM+CV)+SISX	329.80	71.40	-85.67
	U3 = 1.25(CM+CV)-SISX	135.09	-66.97	-270.97
	U4 = 0.9CM+SISXX	237.93	70.26	17.43
	U5 = 0.9CM-SISXX	43.21	-68.12	-167.88
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISX	329.80	-71.40	85.67
	U3 = 1.25(CM+CV)-SISX	135.09	66.97	270.97
	U4 = 0.9CM+SISXX	237.93	-70.26	-17.43
	U5 = 0.9CM-SISXX	43.21	68.12	167.88

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	1,908.04	0.79	2,725.77	1.13
2	1,871.75	1,887.75	2,673.93	2,696.78
3	1,748.00	2,274.39	2,497.15	3,249.13
4	1,620.94	2,610.39	2,315.63	3,729.13
5	1,489.43	2,898.84	2,127.76	4,141.19
6	1,352.31	3,143.41	1,931.87	4,490.58
7	1,207.27	3,350.66	1,724.68	4,786.66
8	1,050.94	3,530.42	1,501.34	5,043.46
9	995.74	3,830.74	1,314.25	5,056.11
10	950.82	4,137.08	1,134.16	4,934.77
11	858.56	4,234.33	953.95	4,704.81
12	696.51	3,930.22	773.90	4,366.91
13	534.46	3,528.88	593.84	3,920.98
14	354.18	2,963.95	393.54	3,293.28
15	-431.62	-1.06	-479.58	-1.18



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	1,908.04	-38.72	1,908.04	-38.72
2	1,908.04	30.73	1,908.04	-90.18
3	1,908.04	66.69	1,348.73	-181.36
4	1,908.04	100.11	691.67	-227.71
5	1,908.04	130.72	592.10	-229.73
6	1,908.04	160.32	499.82	-227.95
7	1,908.04	188.65	397.41	-222.97
8	1,815.82	217.64	277.47	-214.90
9	1,788.65	241.12	182.77	-217.94
10	1,761.47	264.61	107.59	-215.03
11	1,734.30	288.09	18.15	-196.22
12	1,707.12	311.58	-79.04	-155.29
13	803.41	237.72	-178.37	-104.69
14	-129.98	108.29	-284.67	-41.95
15	-431.62	51.98	-431.62	51.98

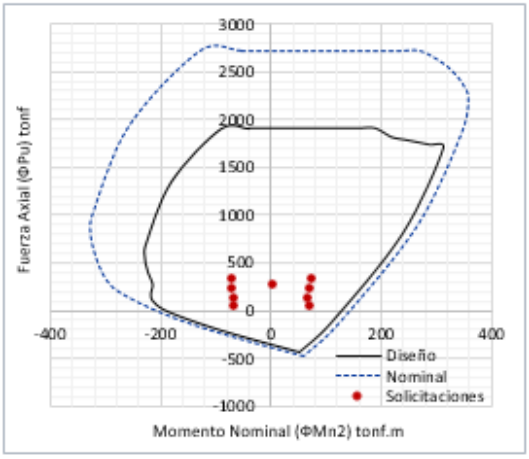


Figura 107: Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local

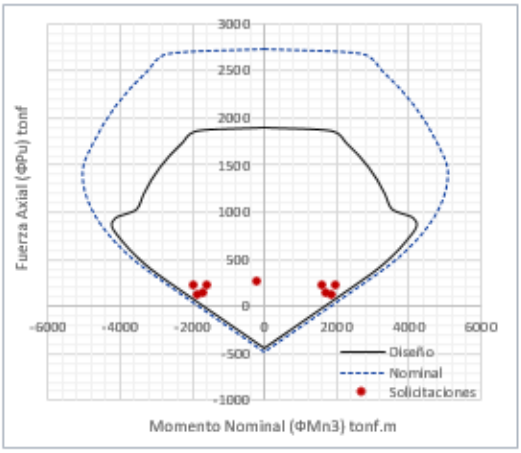
Nota: Elaboración propia

3.2. DIAGRAMA DE ITERACION - SISMO Y-Y

3.2. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en Y

	CASOS DE CARGA	SOLICITACIONES - SISMO Y-Y Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
SISMO Y-Y (-	U1 = 1.4CM+1.7CV	269.27	2.66	-217.44
	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	235.31	2.33	1,592.18
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	229.58	2.10	-1,948.82
	U4 = 0.9CM+SISYY	143.43	1.18	1,695.27
	U5 = 0.9CM-SISYY	137.71	0.96	-1,845.72
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	235.31	-2.33	-1,592.18
	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	229.58	-2.10	1,948.82
	U4 = 0.9CM+SISYY	143.43	-1.18	-1,695.27
	U5 = 0.9CM-SISYY	137.71	-0.96	1,845.72

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	1,908.04	0.79	2,725.77	1.13
2	1,871.75	1,887.75	2,673.93	2,696.78
3	1,748.00	2,274.39	2,497.15	3,249.13
4	1,620.94	2,610.39	2,315.63	3,729.13
5	1,489.43	2,898.84	2,127.76	4,141.19
6	1,352.31	3,143.41	1,931.87	4,490.58
7	1,207.27	3,350.66	1,724.68	4,786.66
8	1,050.94	3,530.42	1,501.34	5,043.46
9	995.74	3,830.74	1,314.25	5,056.11
10	950.82	4,137.08	1,134.16	4,934.77
11	858.56	4,234.33	953.95	4,704.81
12	696.51	3,930.22	773.90	4,366.91
13	534.46	3,528.88	593.84	3,920.98
14	354.18	2,963.95	393.54	3,293.28
15	-431.62	-1.06	-479.58	-1.18



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	1,908.04	-38.72	1,908.04	-38.72
2	1,908.04	30.73	1,908.04	-90.18
3	1,908.04	66.69	1,348.73	-181.36
4	1,908.04	100.11	691.67	-227.71
5	1,908.04	130.72	592.10	-229.73
6	1,908.04	160.32	499.82	-227.95
7	1,908.04	188.65	397.41	-222.97
8	1,815.82	217.64	277.47	-214.90
9	1,788.65	241.12	182.77	-217.94
10	1,761.47	264.61	107.59	-215.03
11	1,734.30	288.09	18.15	-196.22
12	1,707.12	311.58	-79.04	-155.29
13	803.41	237.72	-178.37	-104.69
14	-129.98	108.29	-284.67	-41.95
15	-431.62	51.98	-431.62	51.98

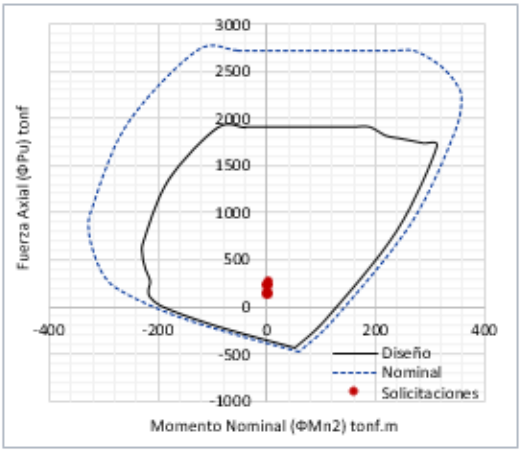


Figura 108: Modelo Piura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la placa analizada cumple por flexocompresión con un margen de seguridad, mientras que en la dirección YY cumple, pero se no tiene mucho margen de seguridad adicional.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 35

Cálculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección Y - Modulo Piura

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	14.43
lm(m)	7.9
hm/lm	1.83
α	0.6218
h(cm)	15
ϕVc(t)	103.12

Nota: Elaboración propia

Tabla 36

Cálculo de contribución del del acero y cortante total de muro en dirección Y - Modulo Piura

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	20
ϕVs (t)	112.812
Vu (t)	164.86
ϕVc(t)	103.1225
VnMax(t)	446.4793
ϕVs+ϕVc (t)	215.9345

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanza una resistencia de 215.93 tf y supera a la demanda por capacidad de 164.86 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 37

Cálculo de cortante por capacidad de muro en dirección Y - Modulo

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	164.86
Mua(t*m)	1845
Mn(t*m)	2200
Factor (Mua/Mn)>R	1.1924
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	196.5810

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 196.6tf y la capacidad de 215.93tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

3.1.5.4 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE N°14024 –Sechura

Se presenta en esta sección la revisión mediante el análisis modal espectral de la norma peruana E030 sismorresistente.

3.1.5.4.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030

Se observa cumplimiento de derivas en ambas direcciones XX e YY. Se observa que la deriva máxima es de 5.5/1000 en dirección XX y deriva máxima es de 6.2/1000 en dirección YY, inferior al límite máximo de 7/1000, por lo tanto, en la dirección XX e YY cumple por derivas.

Lo anterior se observa en la siguiente tabla:

Tabla 38

Derivas en dirección XX e YY - Modulo Sechura

Nivel	Caso	Dirección	Desplazamiento máx	Deriva máx entrepiso
			mm	
Techo	DerXX	X	49.6	0.014165
Tercer Nivel	DerXX	X	21.9	0.00569
Segundo Nivel	DerXX	X	20.9	0.004488
Primer Nivel	DerXX	X	20.2	0.005774
Techo	DerYY	Y	25.3	0.006582
Tercer Nivel	DerYY	Y	20.9	0.004486

Nota: Elaboración propia

DIRECCIÓN XX

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX.

Tabla 39

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo

Ip	1
R	7
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
W (tf)	820
ZUCS/R	0.265
ZUCS/R*W	217.6

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 217.6 tf considerando que el sistema estructural es dual.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 40

Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo

0.8Vest	174
Vdinam	177.7
Factor	1

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es superior a la cortante mínima de diseño, por lo que no hay un factor de amplificación.

DIRECCIÓN YY

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY.

Tabla 41

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Sechura

Ip	1
R	6
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
Wsismo	820
ZUCS/R	0.31
ZUCS/R*W	253.8

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección XX obtenida es de 253.8 tf considerando que el sistema estructural es de muros de concreto armado.

Acorde a la norma E030 para edificaciones regulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 42

Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Sechura

0.8Vest	203
Vdinam	205.1
Factor	1

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral es superior a la cortante mínima de diseño, por lo que no hay un factor de amplificación.

3.1.5.4.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado

DIRECCIÓN XX

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido y se muestra en la siguiente figura.

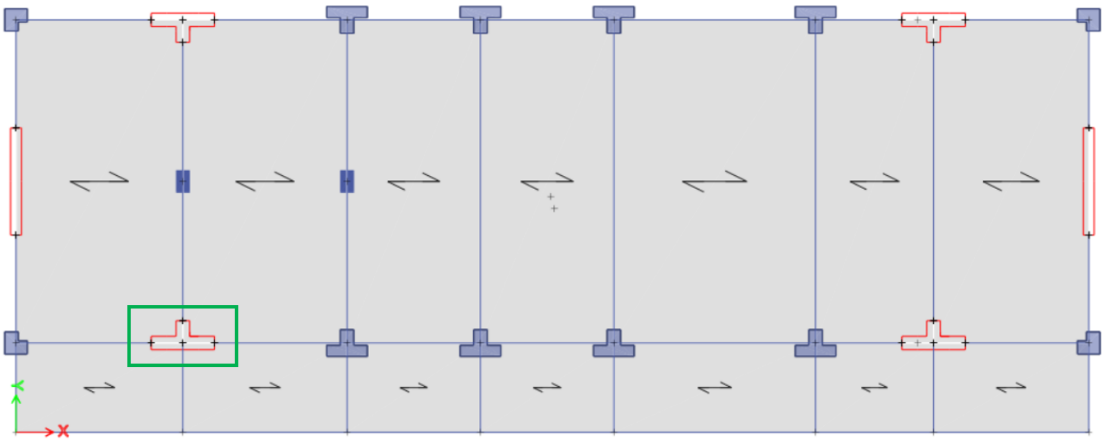


Figura 109: Modelo Sechura: Ubicación de muro critico en el eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

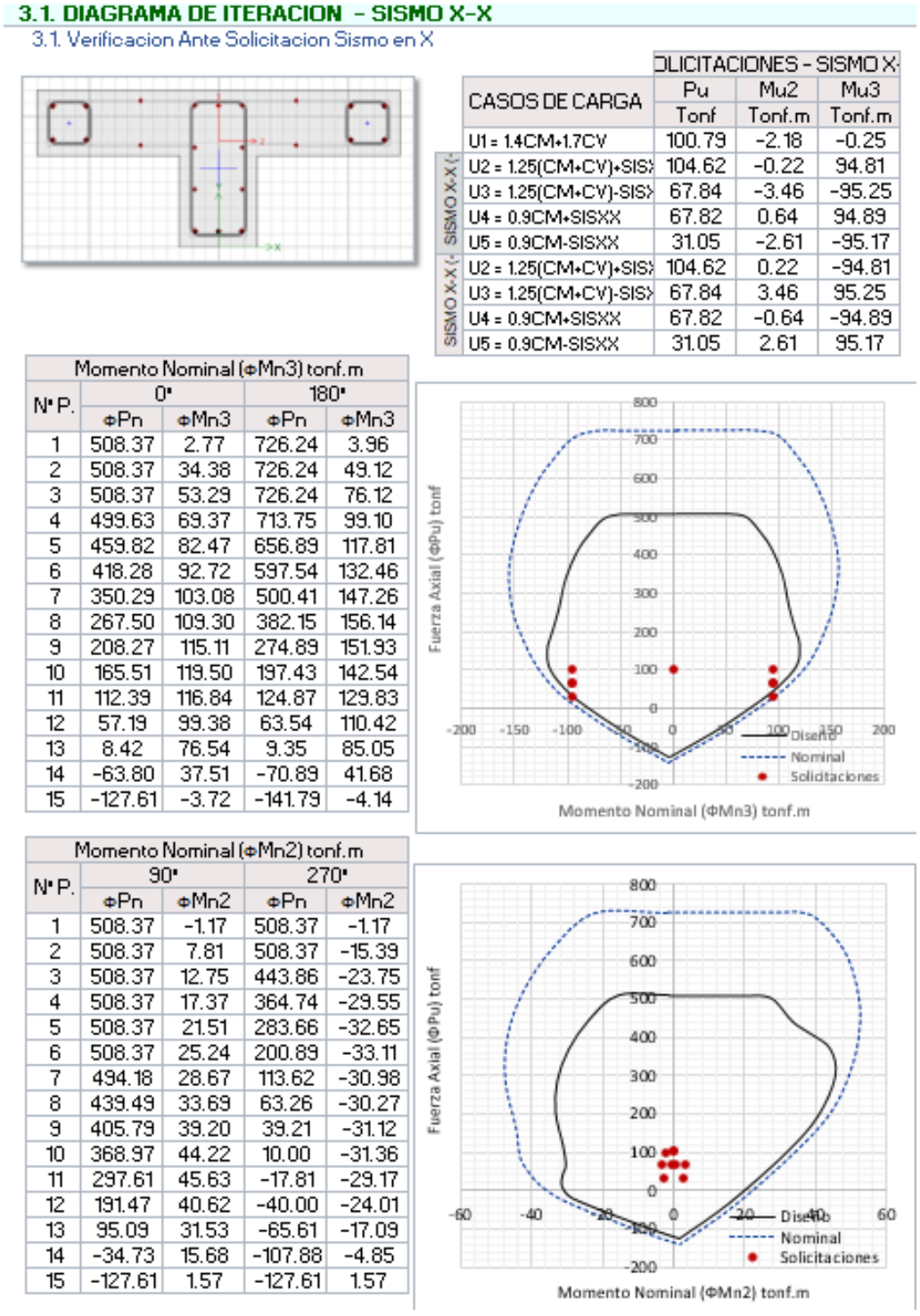
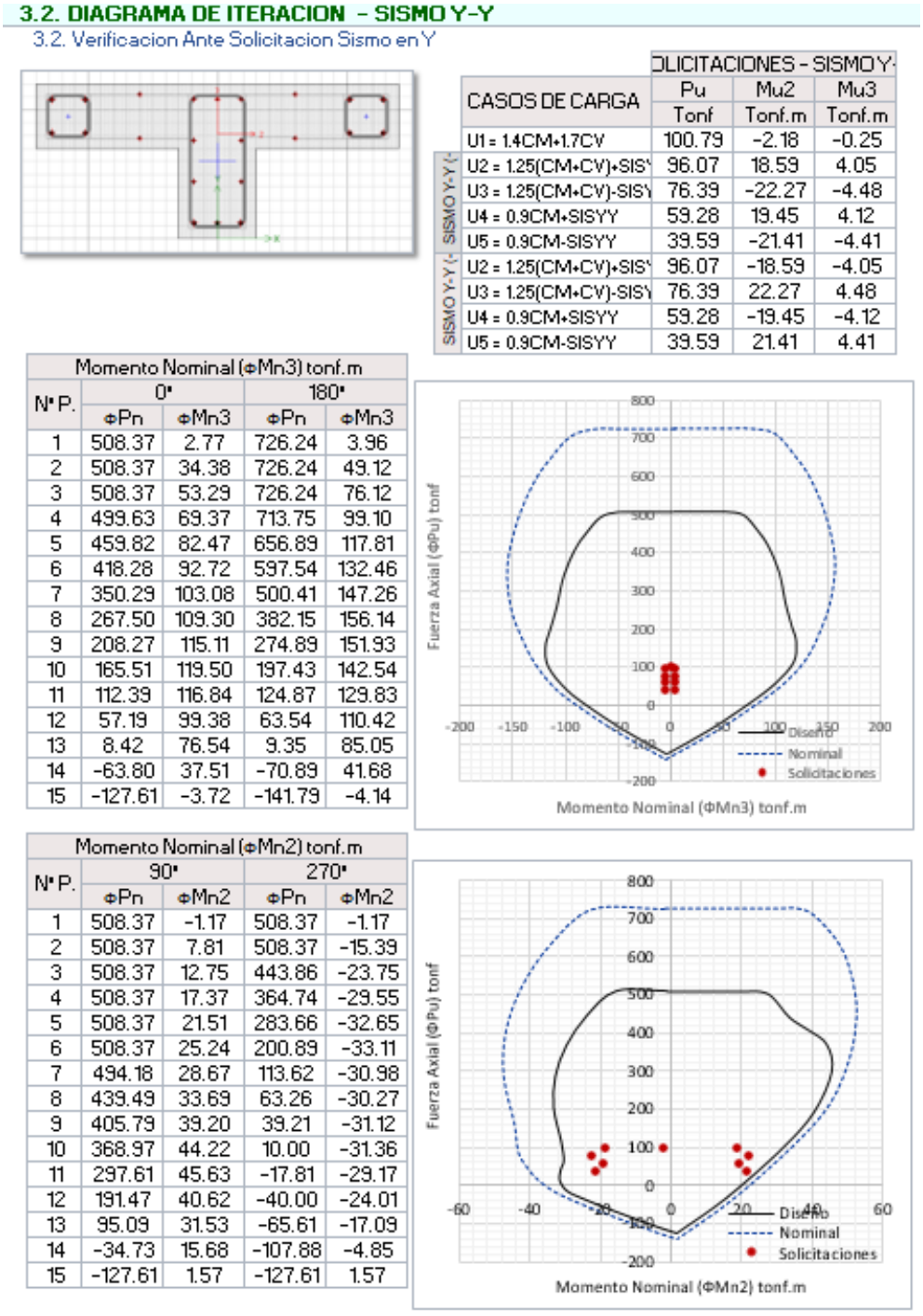


Figura 110. Modelo Sechura. Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local

Nota: Elaboración propia



CASOS DE CARGA		Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
	U1 = 1.4CM+1.7CV	100.79	-2.18	-0.25
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	96.07	18.59	4.05
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	76.39	-22.27	-4.48
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	59.28	19.45	4.12
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	39.59	-21.41	-4.41
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	96.07	-18.59	-4.05
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	76.39	22.27	4.48
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	59.28	-19.45	-4.12
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	39.59	21.41	4.41

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	508.37	2.77	726.24	3.96
2	508.37	34.38	726.24	49.12
3	508.37	53.29	726.24	76.12
4	499.63	69.37	713.75	99.10
5	459.82	82.47	656.89	117.81
6	418.28	92.72	597.54	132.46
7	350.29	103.08	500.41	147.26
8	267.50	109.30	382.15	156.14
9	208.27	115.11	274.89	151.93
10	165.51	119.50	197.43	142.54
11	112.39	116.84	124.87	129.83
12	57.19	99.38	63.54	110.42
13	8.42	76.54	9.35	85.05
14	-63.80	37.51	-70.89	41.68
15	-127.61	-3.72	-141.79	-4.14

Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	508.37	-1.17	508.37	-1.17
2	508.37	7.81	508.37	-15.39
3	508.37	12.75	443.86	-23.75
4	508.37	17.37	364.74	-29.55
5	508.37	21.51	283.66	-32.65
6	508.37	25.24	200.89	-33.11
7	494.18	28.67	113.62	-30.98
8	439.49	33.69	63.26	-30.27
9	405.79	39.20	39.21	-31.12
10	368.97	44.22	10.00	-31.36
11	297.61	45.63	-17.81	-29.17
12	191.47	40.62	-40.00	-24.01
13	95.09	31.53	-65.61	-17.09
14	-34.73	15.68	-107.88	-4.85
15	-127.61	1.57	-127.61	1.57

Figura 111. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la placa analizada no cumple por flexocompresión y que en la dirección YY está muy cerca de no cumplir.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 43

Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Sechura

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	12
lm(m)	1.4
hm/lm	8.57
α	0.53
h(cm)	25
ϕVc(t)	18.28

Nota: Elaboración propia

Tabla 44

Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Sechura

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	10
ϕVs (t)	56.78
Vu (t)	40
ϕVc(t)	18.28
VnMax(t)	131.87
ϕVc + ϕVs (t)	75.06

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 75.06 tf y supera a la demanda de 40 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 45

Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	40
Mua(t*m)	95
Mn(t*m)	95
Factor(Mua/Mn)>R	1
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	40

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 40tf y la capacidad de 75.06tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

DIRECCIÓN YY

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido en la dirección YY y se muestra en la siguiente figura.

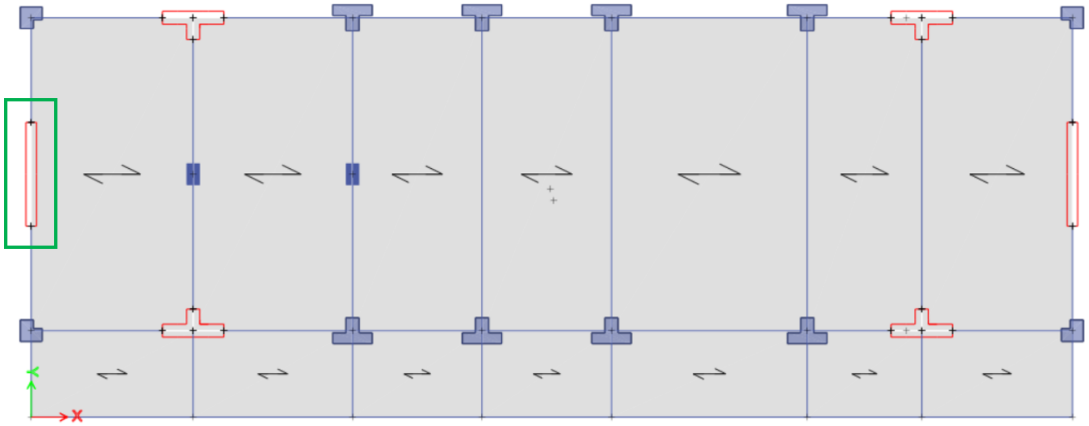


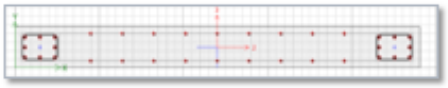
Figura 112. Modelo Sechura: Ubicación de muro critico en el eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

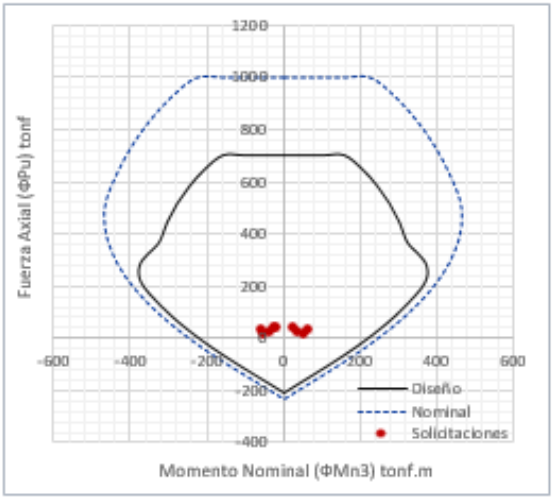
3.1. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X



	CASOS DE CARGA	Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
	U1 = 1.4CM+1.7CV	43.46	0.00	-21.98
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	41.60	4.74	24.69
SISMO X-X (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	34.95	-4.74	-61.35
SISMO X-X (-	U4 = 0.9CM+SISXX	29.10	4.74	34.18
SISMO X-X (-	U5 = 0.9CM-SISXX	22.45	-4.74	-51.86
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS	41.60	-4.74	-24.69
SISMO X-X (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS	34.95	4.74	61.35
SISMO X-X (-	U4 = 0.9CM+SISXX	29.10	-4.74	-34.18
SISMO X-X (-	U5 = 0.9CM-SISXX	22.45	4.74	51.86

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	700.71	0.00	1,001.01	0.00
2	700.71	103.95	1,001.01	148.50
3	700.71	158.67	1,001.01	226.67
4	647.78	205.89	925.40	294.12
5	583.45	245.49	833.49	350.70
6	516.01	277.88	737.15	396.98
7	444.60	303.98	635.14	434.26
8	367.30	324.92	524.71	464.18
9	322.99	353.65	426.31	466.78
10	277.94	375.90	331.53	448.38
11	213.74	371.93	237.49	413.26
12	126.56	322.46	140.62	358.29
13	36.72	254.30	40.80	282.56
14	-64.55	159.22	-71.72	176.91
15	######	0.00	######	0.00



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	700.71	0.00	700.71	0.00
2	700.71	9.58	700.71	-9.58
3	699.65	15.47	699.65	-15.47
4	630.47	20.18	630.47	-20.18
5	558.06	23.85	558.06	-23.85
6	478.52	26.53	478.52	-26.53
7	392.42	28.32	392.42	-28.32
8	295.50	29.26	295.50	-29.26
9	249.45	30.48	249.45	-30.48
10	202.64	30.80	202.64	-30.80
11	132.74	28.81	132.74	-28.81
12	44.98	22.76	44.98	-22.76
13	-66.43	14.30	-66.43	-14.30
14	-154.25	6.25	-154.25	-6.25
15	######	0.00	######	0.00

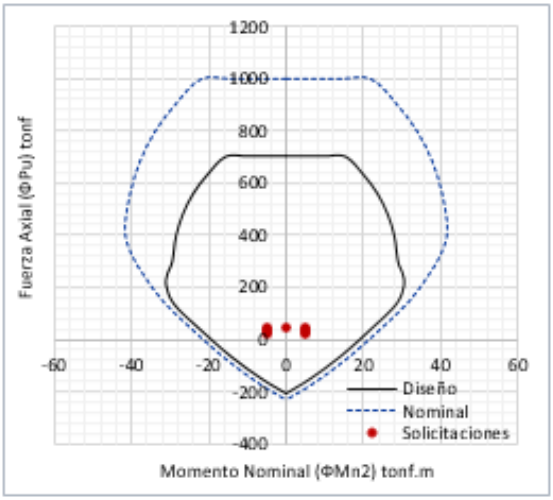
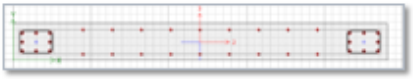


Figura 113. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local XX

Nota: Elaboración propia

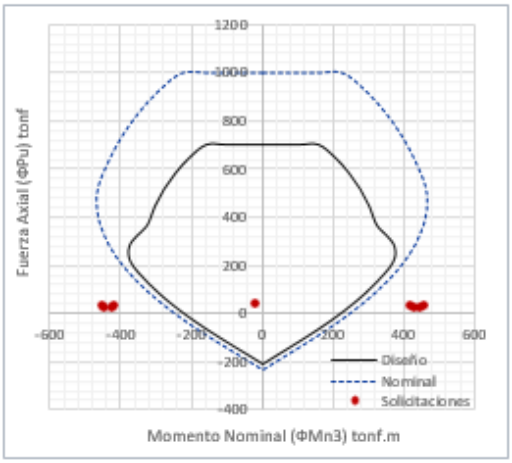
3.2. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO Y-Y

3.2. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en Y



	CASOS DE CARGA	Pu	Mu2	Mu3
		SOLICITACIONES - SISMO Y-		
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
	U1 = 1.4CM+1.7CV	43.46	0.00	-21.98
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISY	38.36	0.06	417.30
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SISY	38.18	-0.06	#######
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	25.87	0.06	426.79
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	25.68	-0.06	#######
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISY	38.36	-0.06	-417.30
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SISY	38.18	0.06	453.96
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	25.87	-0.06	#######
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	25.68	0.06	444.47

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	700.71	0.00	1,001.01	0.00
2	700.71	103.95	1,001.01	148.50
3	700.71	158.67	1,001.01	226.67
4	647.78	205.89	925.40	294.12
5	583.45	245.49	833.49	350.70
6	516.01	277.88	737.15	396.98
7	444.60	303.98	635.14	434.26
8	367.30	324.92	524.71	464.18
9	322.99	353.65	426.31	466.78
10	277.94	375.90	331.53	448.38
11	213.74	371.93	237.49	413.26
12	126.56	322.46	140.62	358.29
13	36.72	254.30	40.80	282.56
14	-64.55	159.22	-71.72	176.91
15	#######	0.00	#######	0.00



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	700.71	0.00	700.71	0.00
2	700.71	9.58	700.71	-9.58
3	699.65	15.47	699.65	-15.47
4	630.47	20.18	630.47	-20.18
5	558.06	23.85	558.06	-23.85
6	478.52	26.53	478.52	-26.53
7	392.42	28.32	392.42	-28.32
8	295.50	29.26	295.50	-29.26
9	249.45	30.48	249.45	-30.48
10	202.64	30.80	202.64	-30.80
11	132.74	28.81	132.74	-28.81
12	44.98	22.76	44.98	-22.76
13	-66.43	14.30	-66.43	-14.30
14	-154.25	6.25	-154.25	-6.25
15	#######	0.00	#######	0.00

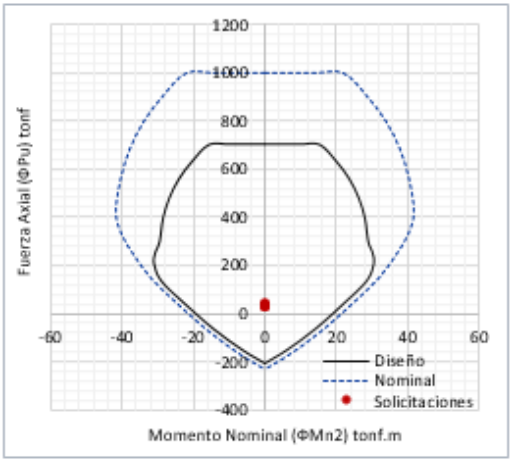


Figura 114. Modelo Sechura: Diagrama de iteración de muro critico en eje Y dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX cumple por flexocompresión con un margen de seguridad, sin embargo, en la dirección YY la demanda es muy alta y se excede en casi el doble.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 46

Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección Y - Modulo Sechura

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	12
lm(m)	2.4
hm/lm	5
α	0.53
h(cm)	24
ϕVc(ton)	30.08

Nota: Elaboración propia

Tabla 47

Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección Y - Modulo Sechura

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	15
ϕVs (t)	64.89
Vu (t)	95.88
ϕVc(t)	30.08
VnMax(t)	217.02
ϕVc + ϕVs (t)	94.97

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 94.97 tf y la demanda es de 95.88 tf. Por lo tanto, no cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte, hasta que se alcance la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 48

Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección Y - Modulo Sechura

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	95.88
Mua(t*m)	457
Mn(t*m)	227
Factor (Mua/Mn)>R	0.497
Rcolocado	6
Vcapacidad(ton)	95.88

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 95.88tf y la capacidad de 94.97tf, por lo que no cumple la demanda de corte por capacidad.

3.1.5.5 Análisis sísmico y revisión del diseño de la IE Dos de Mayo –Chulucanas

3.1.5.5.1 Revisión de derivas y cortante basal acorde a la norma peruana E030

DIRECCIÓN XX

De forma similar a lo realizado en la dirección XX, se muestran los parámetros sísmicos para esta dirección, cortante basal y derivas.

Tabla 49

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección XX - Modulo Chulucanas

R	6
Ip	1
R	4.5
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
W (tf)	1039
ZUCS/R	0.309
ZUCS/R*W	321.44

Nota: Elaboración propia

Tabla 50

Fuerza cortante mínima en la dirección XX - Modulo Chulucanas

0.8Vest (tf)	257.15
Vdinam (tf)	249.1
Factor	1.03

Nota: Elaboración propia

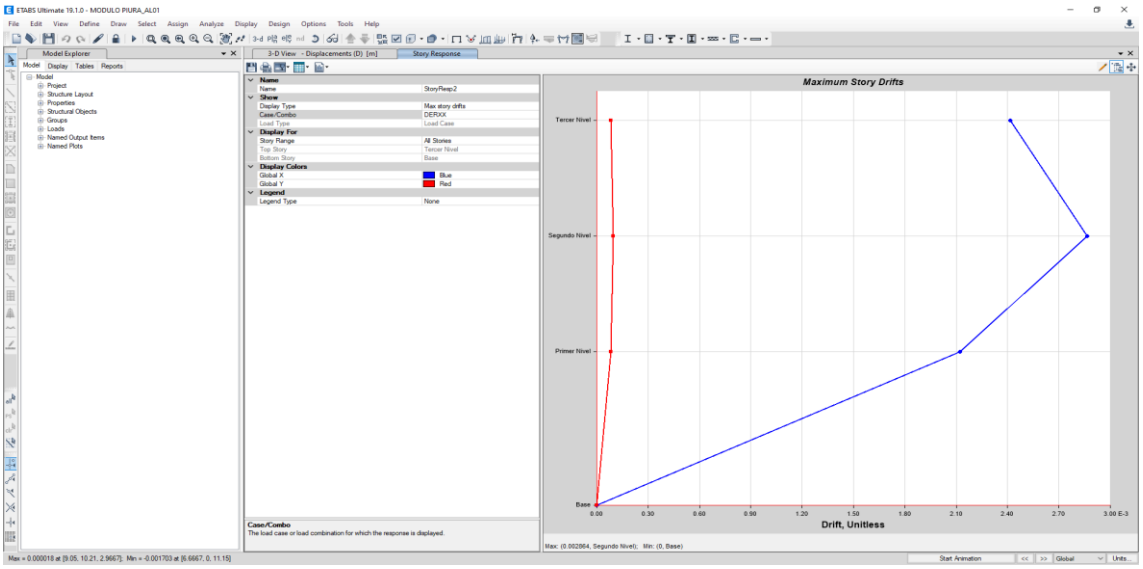


Figura 115. Modelo Chulucanas: Derivas máximas en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La deriva máxima obtenida es de 2.86/1000 inferior al límite de 7/1000 para secciones de concreto armado, por lo que la rigidez es suficiente.

DIRECCIÓN YY

Se presentan los parámetros sísmicos utilizados para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY.

Tabla 51

Parámetros sísmicos para el cálculo de la cortante basal en la dirección YY - Modulo Chulucanas

R	3
Ip	1
R	3
Z	0.45
U	1.5
C	2.5
S	1.1
W (tf)	1039
ZUCS/R	0.619
ZUCS/R*W	642.89

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante estática en la dirección YY obtenida es de 642.9 tf considerando que el sistema estructural es de albañilería confinada y es regular.

Acorde a la norma E030 para edificaciones irregulares la cortante basal mínima es el 80% de la cortante estática, por ello, hay que amplificar la cortante dinámica hasta alcanzar dicho valor.

Tabla 52

Fuerza cortante mínima en la dirección YY - Modulo Chulucanas

0.8Vest (tf)	514.3
Vdinam (tf)	528.95
Factor	1

Nota: Elaboración propia

Se observa que la cortante dinámica obtenida del análisis modal espectral no es amplifica porque supera a la cortante estática mínima.

Para el cálculo de la deriva en una edificación irregular se obtiene amplificando el caso modal espectral de la dirección en consideración por 0.75R. Se muestra acorde a esta amplificación la deriva obtenida.

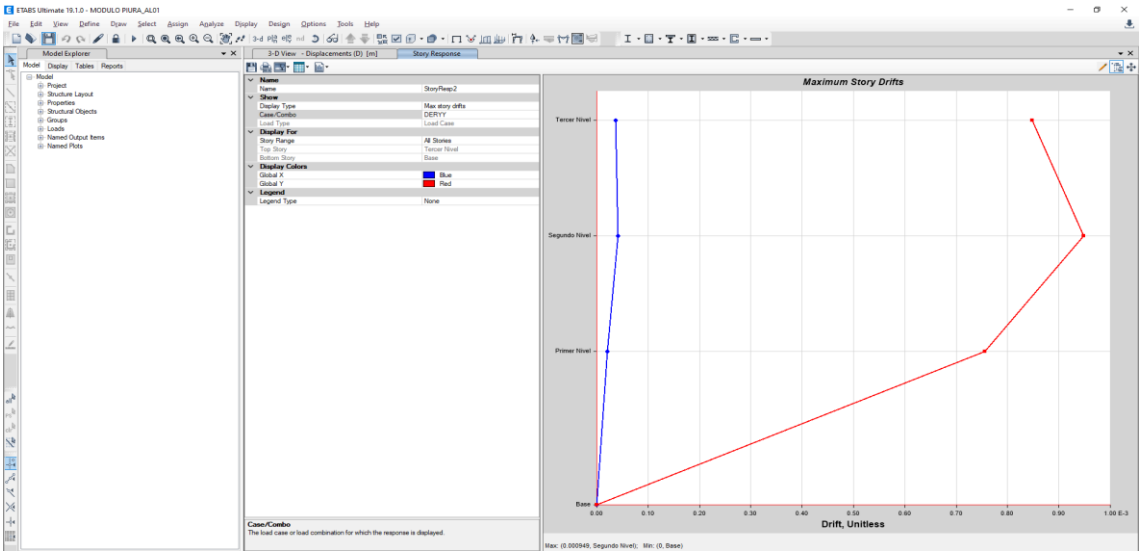


Figura 116. Modelo Chulucanas: Derivas máximas en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la deriva máxima es de 0.95/1000, inferior al límite máximo de 5/1000, por lo tanto en la dirección YY cumple por derivas.

3.1.5.5.2 Revisión del diseño de muro de concreto armado

DIRECCIÓN XX

La revisión del muro de concreto armado se realiza por flexocompresión, corte y capacidad acorde a las cargas últimas. El muro a analizar es el más exigido y se muestra en la siguiente figura.

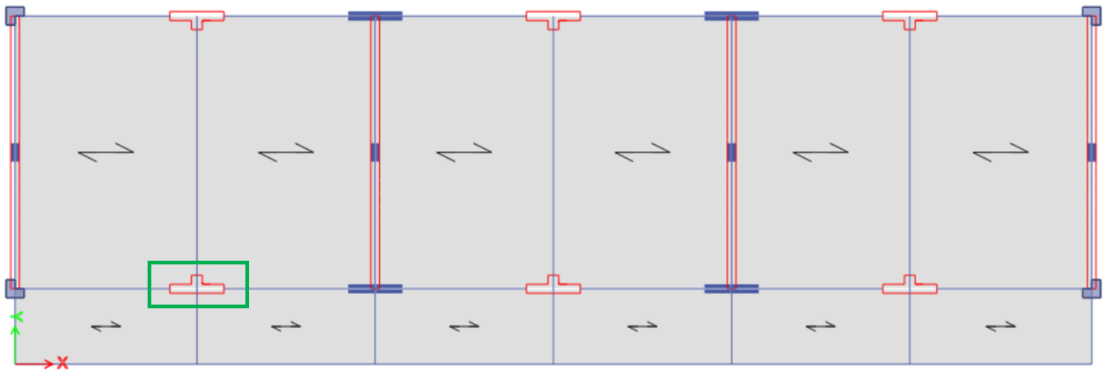


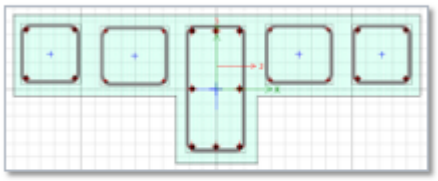
Figura 117. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro critico en el eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Debido a flexocompresión, se muestra el diagrama de interacción del muro más exigido y las demandas últimas como un punto dentro del diagrama.

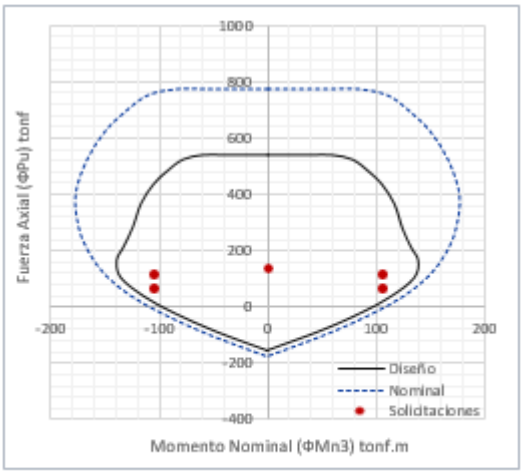
3.1. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO X-X

3.1. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en X



	CASOS DE CARGA	SOLICITACIONES - SISMO X-X		
		Pu	Mu2	Mu3
		Tonf	Tonf.m	Tonf.m
	U1 = 1.4CM+1.7CV	134.10	-1.50	-0.01
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISX	114.20	-1.25	105.45
SISMO X-X (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SISX	114.20	-1.25	-105.47
SISMO X-X (-	U4 = 0.9CM+SISXX	63.64	-0.59	105.45
SISMO X-X (-	U5 = 0.9CM-SISXX	63.64	-0.60	-105.47
SISMO X-X (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SISX	114.20	1.25	-105.45
SISMO X-X (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SISX	114.20	1.25	105.47
SISMO X-X (-	U4 = 0.9CM+SISXX	63.64	0.59	-105.45
SISMO X-X (-	U5 = 0.9CM-SISXX	63.64	0.60	105.47

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	543.38	0.30	776.26	0.43
2	543.38	38.02	776.26	54.31
3	543.38	59.85	776.26	85.50
4	526.99	78.47	752.84	112.10
5	483.29	93.62	690.42	133.74
6	437.31	105.60	624.73	150.85
7	368.36	116.86	526.24	166.94
8	279.80	124.33	399.71	177.61
9	213.21	132.11	281.40	174.37
10	164.54	138.76	196.26	165.51
11	103.61	135.05	115.12	150.05
12	37.55	113.91	41.72	126.57
13	-21.43	86.34	-23.81	95.94
14	-84.93	49.70	-94.37	55.22
15	-157.01	-0.40	-174.45	-0.45



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	543.38	1.92	543.38	1.92
2	543.38	16.16	543.38	-6.90
3	474.93	24.21	543.38	-11.51
4	392.09	29.83	543.38	-15.87
5	306.83	32.81	543.38	-19.85
6	218.57	33.20	543.38	-23.47
7	126.89	31.13	529.85	-26.95
8	54.35	29.15	454.68	-33.48
9	27.25	29.66	417.85	-39.36
10	-6.86	29.52	373.13	-45.15
11	-44.42	26.91	295.38	-47.01
12	-70.34	21.44	183.07	-42.58
13	-96.04	14.93	84.56	-33.42
14	-136.76	3.65	-55.09	-17.18
15	-157.01	-2.57	-157.01	-2.57

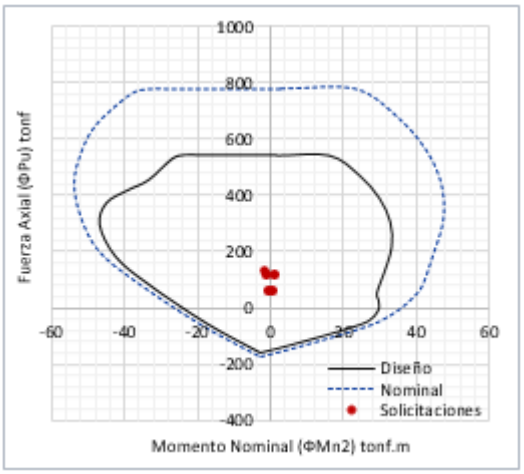
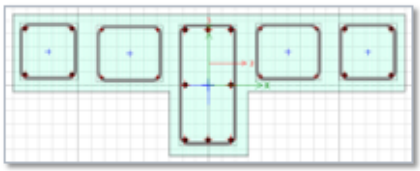


Figura 118. Modelo Chulucanas. Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local XX

Nota: Elaboración propia

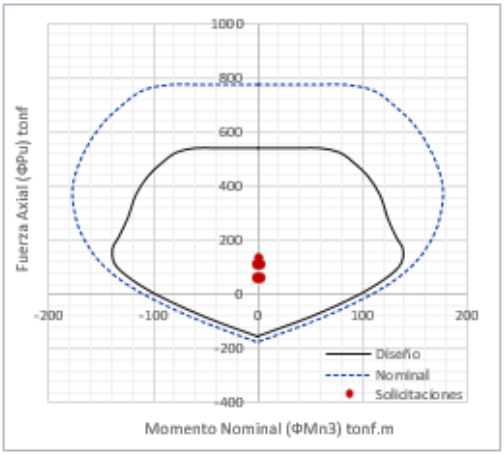
3.2. DIAGRAMA DE ITERACION – SISMO Y-Y

3.2. Verificacion Ante Solicitacion Sismo en Y



	CASOS DE CARGA	OLICITACIONES - SISMO Y- Pu Tonf	Mu2 Tonf.m	Mu3 Tonf.m
	U1 = 1.4CM+1.7CV	134.10	-1.50	-0.01
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS'	117.67	6.37	1.81
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS'	110.73	-8.87	-1.84
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	67.11	7.03	1.81
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	60.17	-8.21	-1.83
SISMO Y-Y (-	U2 = 1.25(CM+CV)+SIS'	117.67	-6.37	-1.81
SISMO Y-Y (-	U3 = 1.25(CM+CV)-SIS'	110.73	8.87	1.84
SISMO Y-Y (-	U4 = 0.9CM+SISYY	67.11	-7.03	-1.81
SISMO Y-Y (-	U5 = 0.9CM-SISYY	60.17	8.21	1.83

Momento Nominal (ΦMn3) tonf.m				
N° P.	0°		180°	
	ΦPn	ΦMn3	ΦPn	ΦMn3
1	543.38	0.30	776.26	0.43
2	543.38	38.02	776.26	54.31
3	543.38	59.85	776.26	85.50
4	526.99	78.47	752.84	112.10
5	483.29	93.62	690.42	133.74
6	437.31	105.60	624.73	150.85
7	368.36	116.86	526.24	166.94
8	279.80	124.33	399.71	177.61
9	213.21	132.11	281.40	174.37
10	164.54	138.76	196.26	165.51
11	103.61	135.05	115.12	150.05
12	37.55	113.91	41.72	126.57
13	-21.43	86.34	-23.81	95.94
14	-84.93	49.70	-94.37	55.22
15	-157.01	-0.40	-174.45	-0.45



Momento Nominal (ΦMn2) tonf.m				
N° P.	90°		270°	
	ΦPn	ΦMn2	ΦPn	ΦMn2
1	543.38	1.92	543.38	1.92
2	543.38	16.16	543.38	-6.90
3	474.93	24.21	543.38	-11.51
4	392.09	29.83	543.38	-15.87
5	306.83	32.81	543.38	-19.85
6	218.57	33.20	543.38	-23.47
7	126.89	31.13	529.85	-26.95
8	54.35	29.15	454.68	-33.48
9	27.25	29.66	417.85	-39.36
10	-6.86	29.52	373.13	-45.15
11	-44.42	26.91	295.38	-47.01
12	-70.34	21.44	183.07	-42.58
13	-96.04	14.93	84.56	-33.42
14	-136.76	3.65	-55.09	-17.18
15	-157.01	-2.57	-157.01	-2.57

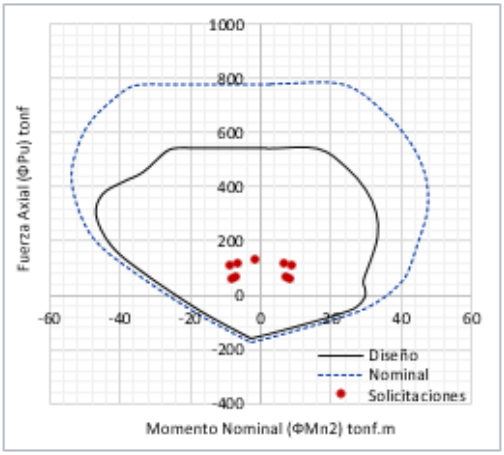


Figura 119. Modelo Chulucanas: Diagrama de iteración de muro critico en eje X dirección local YY

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX y YY la placa analizada cumple por flexocompresión. ampliamente.

Por corte se calcula el aporte de resistencia del concreto y del acero de refuerzo, con la finalidad de verificar que este sea superior a la demanda.

Tabla 53

Calculo de contribución del concreto a la cortante de muro en dirección X - Modulo Chulucanas

Contribución del concreto a la cortante CAP11	
ϕ	0.85
hm(m)	11.97
lm(m)	1.5
hm/lm	7.98
α	0.53
h(cm)	25
ϕVc(t)	19.59
Vu (t)	18.96

Nota: Elaboración propia

Tabla 54

Calculo de contribución del acero y cortante total de muro en dirección X - Modulo Chulucanas

Contribución del acero y cortante total	
Área de acero colocado(cm2)	1.42
fy	4200
pas(h) (cm2)/m	0.0025
Asmín(cm2/metro)	3.75
s	10
ϕVs (t)	60.83
Vu (t)	18.96
ϕVc(t)	19.59
VnMax(t)	141.29
ϕVs+ϕVc (t)	80.42

Nota: Elaboración propia

Por corte se observa que la capacidad del aporte del concreto y acero de refuerzo alcanzan una resistencia de 80.42 tf y supera a la demanda de 18.96 tf. Por lo tanto, cumple por cortante.

La revisión por capacidad tiene la finalidad de asegurar una falla por flexión antes de una falla por corte, por ello, se amplifica la demanda por corte hasta que se dé la falla por flexocompresión y en este punto se revisa si la capacidad por corte es suficiente. Se muestran los cálculos de amplificación para el cálculo de la cortante por capacidad.

Tabla 55

Calculo de cortante por capacidad de muro en dirección X - Modulo Chulucanas

Cálculo de cortante por capacidad	
Vua	25.54
Mua(t*m)	105.45
Mn(t*m)	135
Factor (Mua/Mn)>R	1.28
Rcolocado	6
Vcapacidad(t)	32.70

Nota: Elaboración propia

Se observa que la demanda por capacidad es de 32.7tf y la capacidad de 80.42tf, por lo que cumple la demanda de corte por capacidad.

3.1.5.2.3 Revisión del diseño de albañilería

El muro de albañilería seleccionado más exigido es el mostrado en la siguiente figura, el cual es analizado por corte debido al sismo moderado y severo.

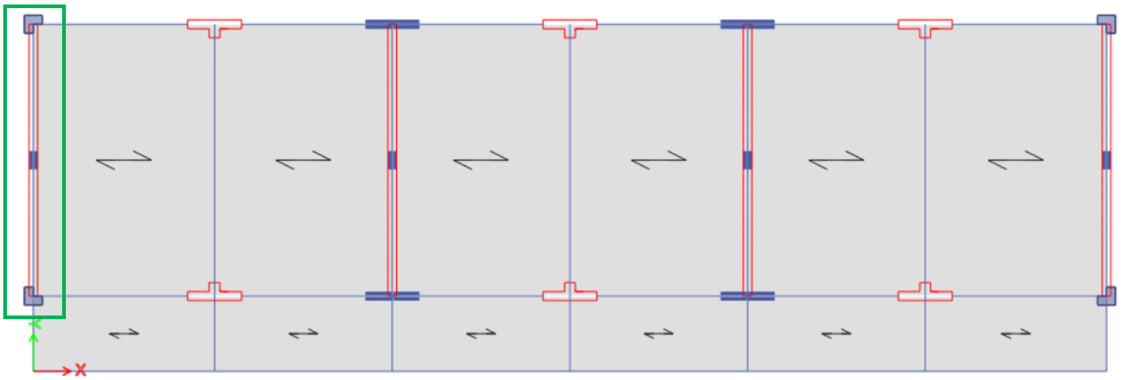


Figura 120. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro critico en el eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Para su revisión de resistencia debido al agrietamiento diagonal por sismo moderado, se analiza si 0.55Vm (capacidad) es superior a la demanda para el sismo moderado. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos:

Tabla 56

Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado de muro critico en dirección Y - Modulo Chulucanas

Revisión de resistencia al agrietamiento diagonal por sismo moderado												
Muro	Nivel	L(m)	vm (tonf/m2)	Ve (tonf)	Me (tonf/m)	Ve*L/Me	α	t (m)	Pg (tonf)	0.55Vm(tonf)	Vu(tonf)	¿0.55Vm>Vu?
Y1	1	8.16	92.20	60	110	4.45	1	0.24	105.5	63.0	60	Cumple
	2	8.16	92.20	45	67	5.48	1	0.24	70.3	58.5	45	Cumple
	3	8.16	92.20	18	25	5.88	1	0.24	37	54.3	18	Cumple

Nota: Elaboración propia

Se observa que para sismo moderado los muros de albañilería cumplen con poco margen remanente, debido a que su capacidad es de 63tf y la demanda de 60tf. Para la revisión al corte por sismo severo se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 57

Revisión de resistencia al corte por sismo severo de muro critico en dirección Y - Modulo Chulucanas

Revisión de resistencia al corte por sismo severo												
Muro	Nivel	L(m)	vm (tonf/m2)	Ve (tonf)	Me (tonf/m)	Ve*L/Me	α	t (m)	Pg (tonf)	Vm(tonf)	Vu(tonf)	¿Vm>Vu?
Y1	1	8.16	92.20	120	220	4.45	1	0.24	105.5	114.5	120	No Cumple
	2	8.16	92.20	90	134	5.48	1	0.24	70.3	106.4	90	Cumple
	3	8.16	92.20	36	50	5.88	1	0.24	37	98.8	36	Cumple

Nota: Elaboración propia

Se observa que no cumple en el primer nivel, debido a que la demanda de 120tf supera a la capacidad de los muros en el primer nivel de 114.5tf.

Se concluye que la capacidad del muro por corte es insuficiente, tanto por sismo severo.

3.1.6 Calibración de muro de concreto armado

El presente ítem tiene por finalidad entender al software para la utilización de la no linealidad en muros de concreto armado.

3.1.6.1 Información del espécimen a ensayar

El muro seleccionado es el WSH6, el cual tiene la siguiente sección de concreto y acero de refuerzo colocado:

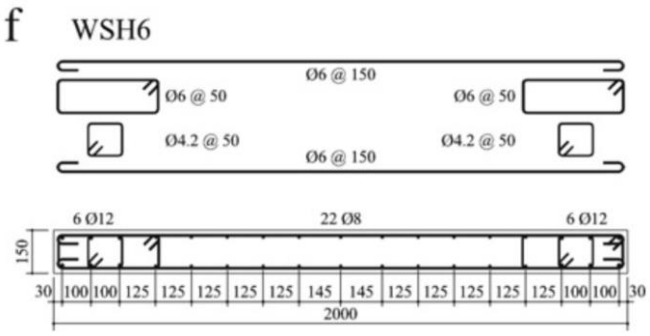


Figura 121. Sección de concreto y acero de refuerzo en muro seleccionado WSH6

Nota: Tomado de (Dazio et al., 1999)

En altura, se puede visualizar el acero de refuerzo y la altura efectiva, separada de donde se aplicó la carga acorde al patrón de desplazamiento. Se muestra la elevación del muro WSH6:

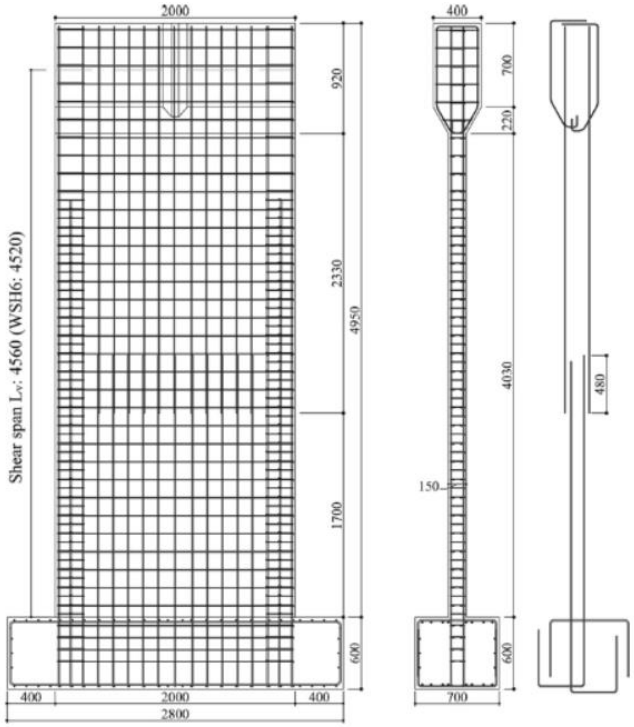


Figura 122. Disposición del refuerzo vertical de la unidad de prueba WSH6

Nota: Tomado de (Dazio et al., 1999)

Las propiedades del concreto, densidad y módulo de elasticidad se pueden apreciar en la siguiente tabla:

Tabla 58

Propiedades mecánicas del concreto

Test unit	ρ_c (kg/m³)	f_{cw} (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (GPa)
WSH1	2397 ± 28	55.3 ± 1.8	45.0 ± 2.1	44.4 ± 5.1
WSH2	2421 ± 23	55.0 ± 2.1	40.5 ± 2.8	37.1 ± 0.1
WSH3	2381 ± 18	56.8 ± 1.6	39.2 ± 2.1	35.2 ± 1.5
WSH4	2378 ± 15	58.8 ± 1.7	40.9 ± 1.8	38.5 ± 2.0
WSH5	2404 ± 19	56.0 ± 2.3	38.3 ± 1.4	36.1 ± 1.5
WSH6	2383 ± 22	59.2 ± 2.9	45.6 ± 0.3	36.9 ± 0.7

Nota: Tomado de (Dazio et al., 1999)

La carga axial inicial y la cantidad de acero de refuerzo colocado en el muro WSH6 se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 59

Resumen de las propiedades de la unidad de prueba.

Test unit	Sectional forces at the base				Reinforcement ratios				Stabilising reinf.	
	N (kN)	$N/A_g f'_c$ (–)	$V/0.8 l_w b_w$ [b] (MPa)	$\alpha_N = 0.45 l_w N/M$ (–)	ρ_{bound} (%)	ρ_{web} (%)	ρ_{tot} (%)	ρ_h (%)	s (mm)	s/D_{nom} (–)
WSH1	689±3[a]	0.051	1.40	0.40	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
WSH2	691±4	0.057	1.50	0.38	1.32	0.30	0.54	0.25	75	7.50
WSH3	686±7	0.058	1.89	0.30	1.54	0.54	0.82	0.25	75	6.25
WSH4	695±6	0.057	1.85	0.31	1.54	0.54	0.82	0.25	No ties	
WSH5	1474 ± 29	0.128	1.83	0.66	0.67	0.27	0.39	0.25	50	6.25
WSH6	1476 ± 6	0.108	2.49	0.49	1.54	0.54	0.82	0.25	50	4.17

Nota: Tomado de (Dazio et al., 1999)

Los resultados obtenidos del ensayo del muro WSH6 se muestran en la siguiente curva histerética:

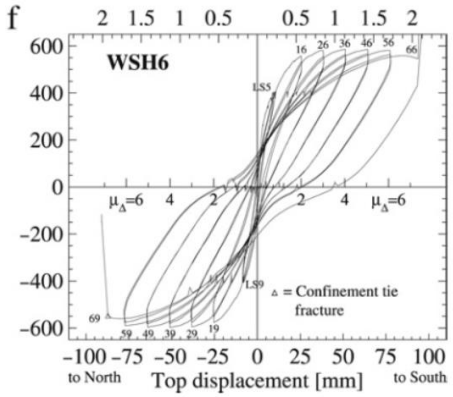


Figura 123. Histéresis fuerza-desplazamiento de muro WSH6

Nota: Tomado de (Dazio et al., 1999)

Se observa que el desplazamiento máximo está cercano a los 100 mm, además es simétrico, tanto si el muro se mueve hacia la derecha, como si se mueve hacia la izquierda.

La resistencia máxima obtenida es cercana a los 600 KN y los lazos histeréticos se presentan cada vez más anchos conforme se incrementa el desplazamiento.

3.1.6.2 Modelo computacional

El muro es representado acorde a las dimensiones presentadas en el ensayo como un elemento tipo Shell. La plasticidad será asignada de dos formas: Layer y Fibra. En el primer caso, considera la no linealidad a flexocompresión como a corte, mientras que en el segundo caso solo por flexocompresión, sin embargo, en este último caso, se tiene más información sobre cada parte del elemento, debido a que es dividida la sección en muchos tramos. El muro presentado es el siguiente:

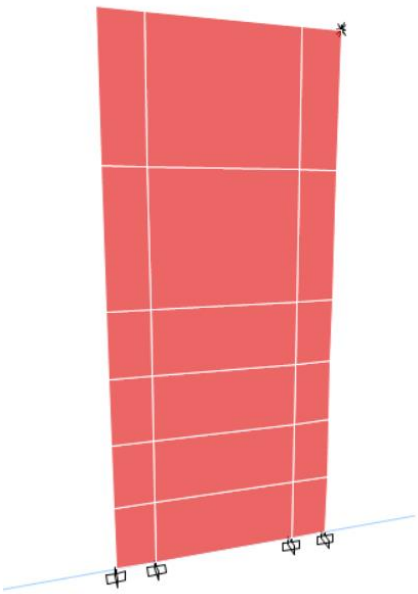


Figura 124. Modelo computacional de muro

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

El diagrama constitutivo utilizado es el del tipo “Mander” y el tipo de histéresis utilizado es del tipo “concrete”, lo anterior se muestra en la siguiente figura:

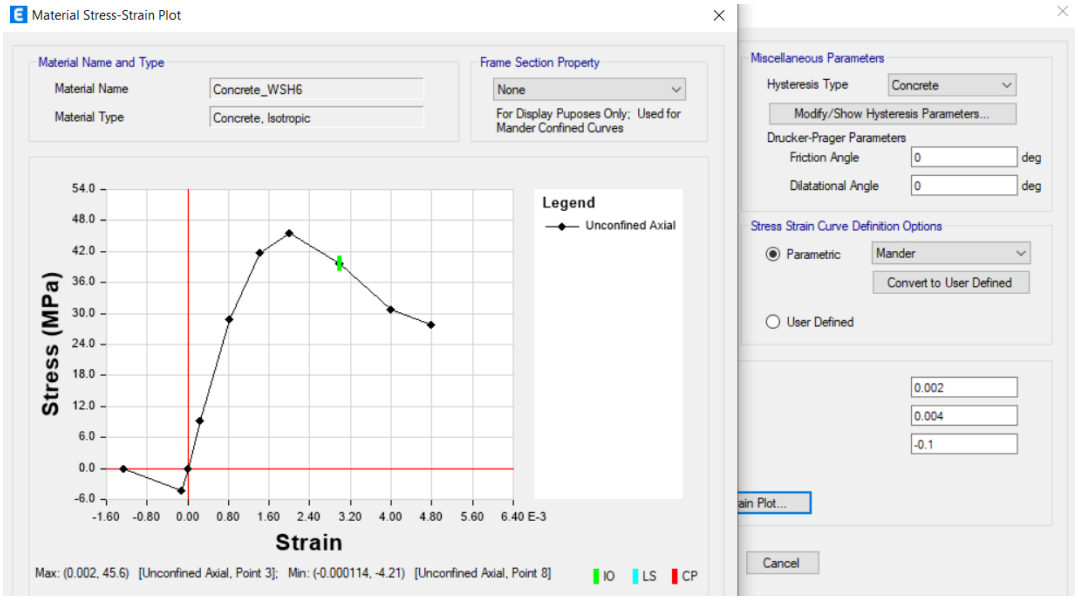


Figura 125. Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto de muro WSH6.

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

El diagrama constitutivo del acero de refuerzo utilizado es del tipo simple y el tipo de histéresis utilizado es “kinematic”, lo anterior se muestra en el siguiente gráfico:

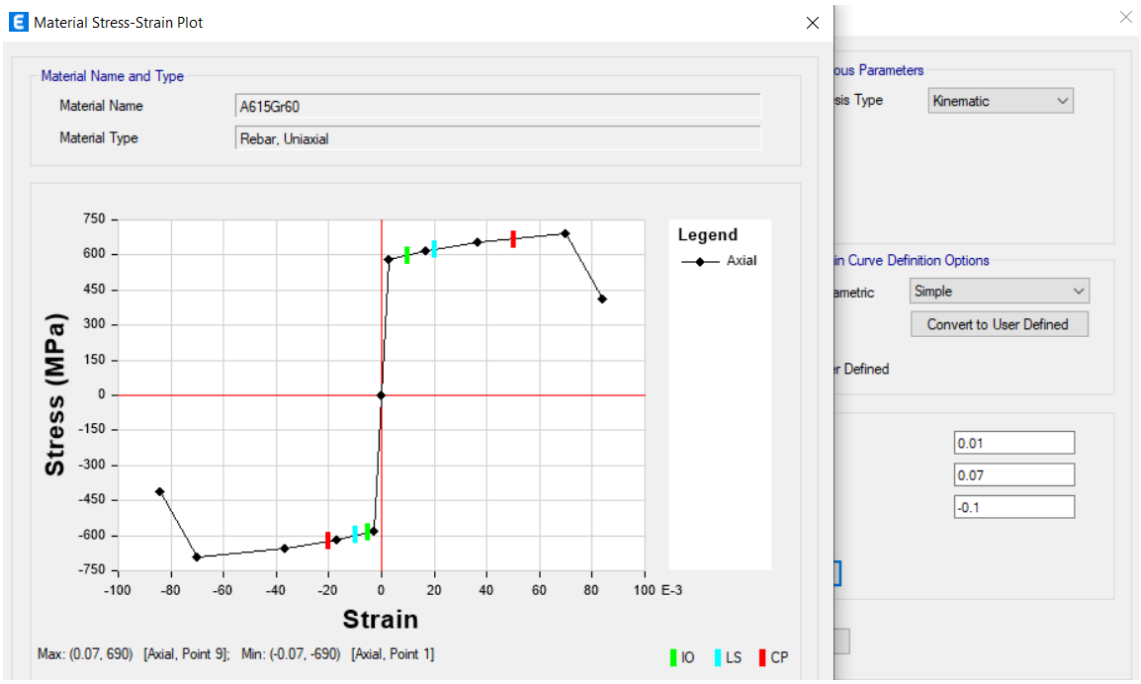


Figura 126. Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo de muro WSH6

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La no linealidad cuando se trabaja la plasticidad tipo fibra es tal que la sección se divide en pequeños tramos de concreto y acero de refuerzo, como se muestra en la siguiente figura:

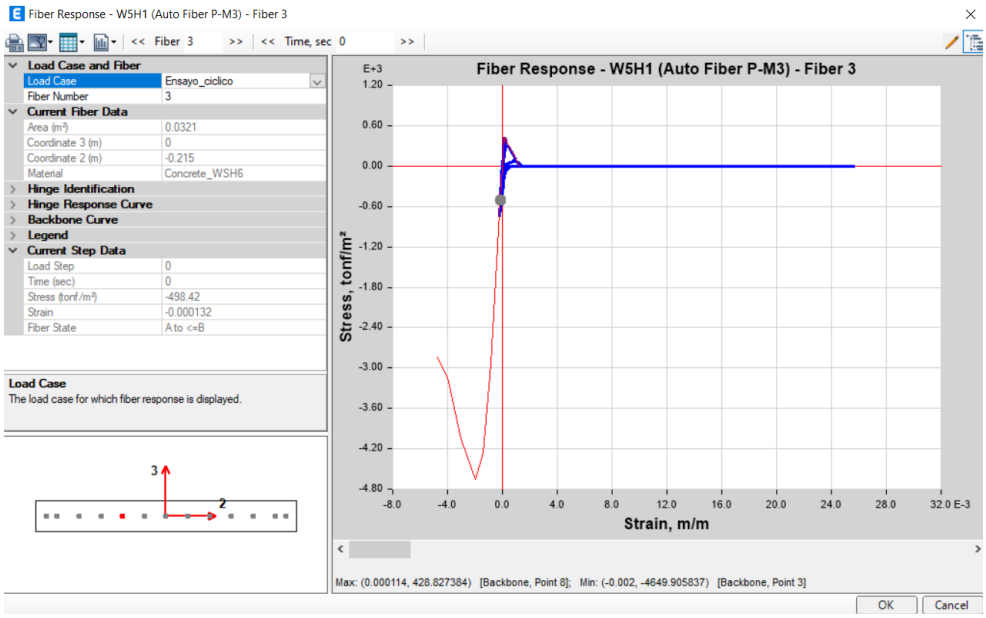


Figura 127. Grafica de respuesta de modelo tipo fibra en tracción en muro

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observaron las fibras de la sección media, en específico la sección donde se encuentra el punto rojo que especifica la fibra que se está visualizando. Se puede ver que la fibra seleccionada es del concreto y tiene amplia deformación a tracción.

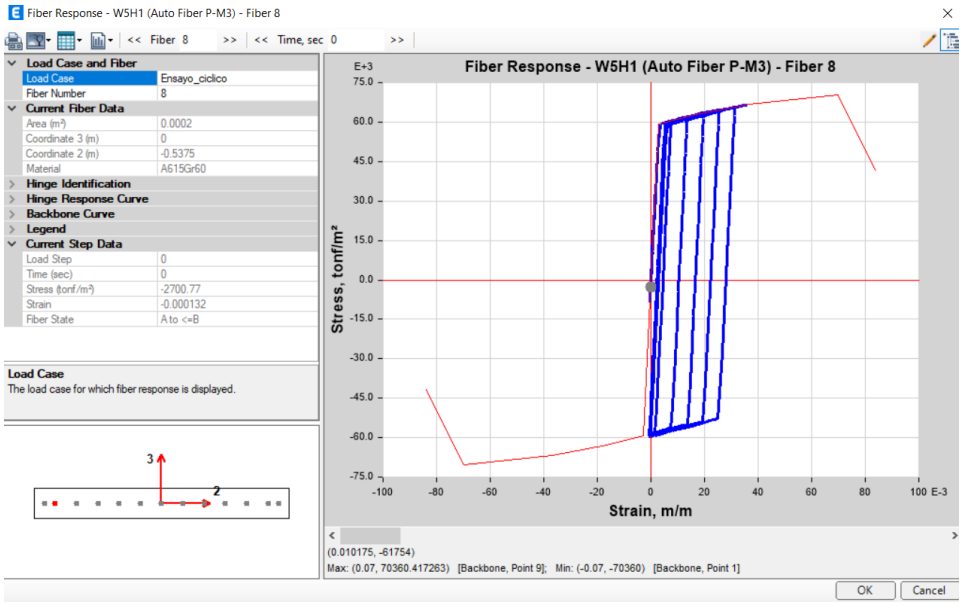


Figura 128. Grafica de respuesta de modelo tipo fibra en comprensión en muro

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observó que las fibras de la sección media, en específico, la sección donde se encuentra el punto rojo que especifica la fibra del acero de refuerzo. Se puede ver la histéresis del acero de refuerzo y una deformación cercana al 4%.

Respecto al elemento tipo Layer, uno genera la plasticidad al crear el elemento tipo Shell, este tiene la plasticidad en las dos direcciones axiales y en la cortante, como se muestra en el siguiente gráfico:

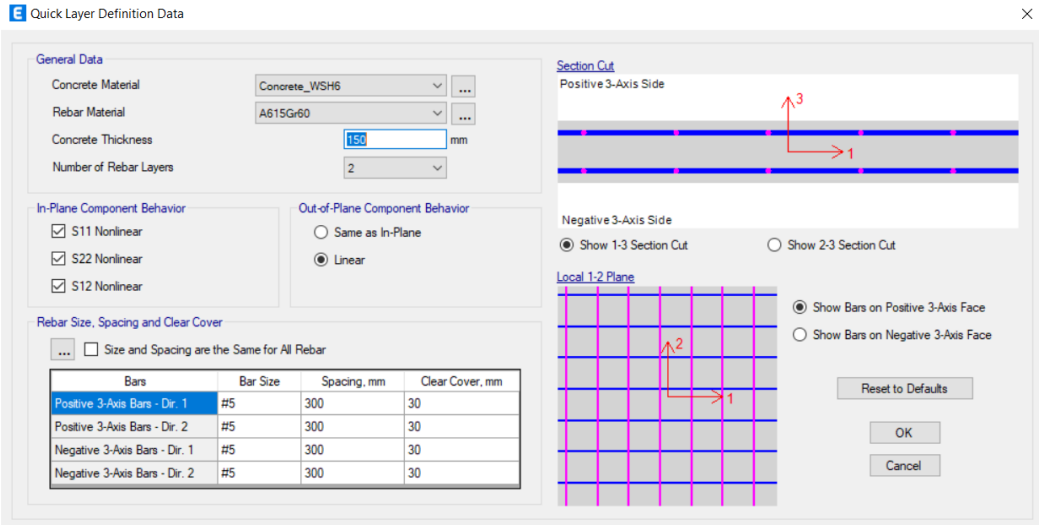


Figura 129. Datos de definición modelo tipo layer de sección de muro

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Posterior a ello, se generan entre elementos tipo “membrane” y “plate” con no linealidad en las direcciones pertinentes para generar la no linealidad en el plano:

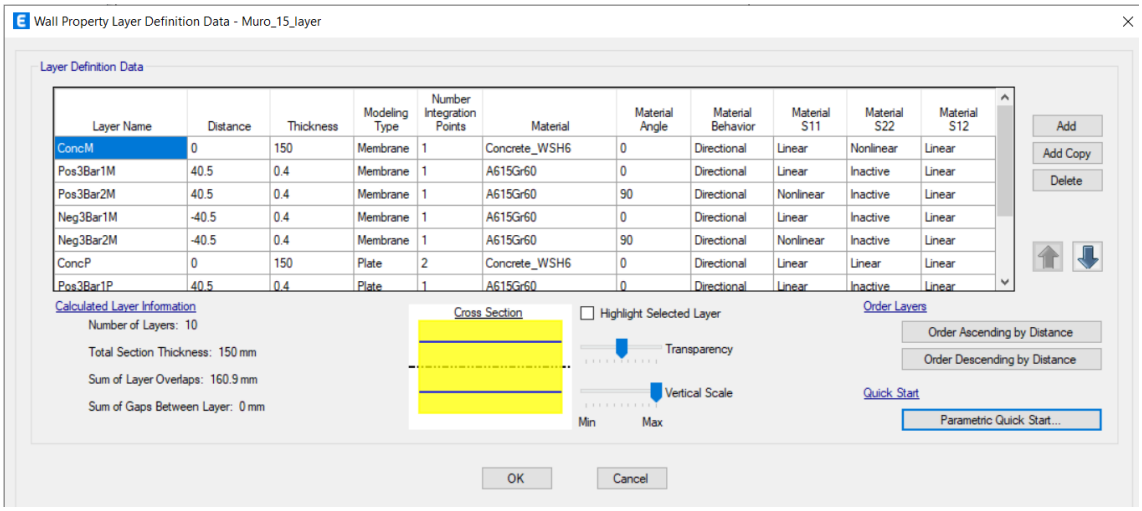


Figura 130. Datos de definición de propiedades de modelo tipo layer de sección de muro

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

En este caso, no se puede visualizar por secciones como el tipo fibra y el análisis de esta no linealidad es por deformaciones y esfuerzos.

3.1.6.3 Comparativa del análisis cíclico experimental y computacional

En la presente sección se comenta la comparativa entre el resultado experimental y computacional. Se analizará la curva histerética y las deformaciones obtenidas en distintos tiempos del ensayo, tanto en el modelo con plasticidad tipo fibra como en el modelo con plasticidad tipo layer.

En base al modelo computacional presentado anteriormente, se muestran los resultados de desplazamiento versus cortante basal para la plasticidad tipo fibra, layer y ensayo experimental.

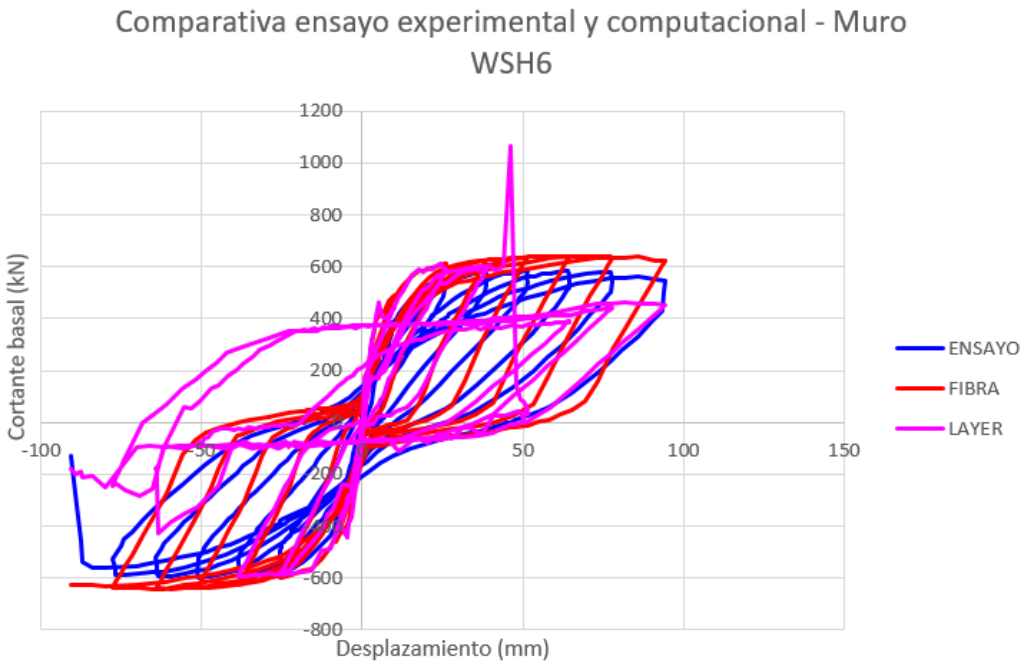


Figura 131. Gráfico de curva comparativa ensayo experimental y computacional – Muro WSH6

Nota: Elaboración propia

Se observa del gráfico anterior lo siguiente:

Se observa que la plasticidad tipo fibra coincide tanto en resistencia, anchos de lazos histeréticos y desplazamiento final respecto al ensayo experimental.

Se observa que el modelo tipo layer presenta durante los primeros 50 mm lazos histeréticos similares al del ensayo experimental, sin embargo, en los subsiguientes lazos presenta una disminución de la resistencia que difiere con el ensayo experimental. Además, presenta también lazos histeréticos mucho más anchos.

Se observa que el modelo tipo layer presenta un pico con una resistencia muy alta, el cual no se esperaba y se determina como un comportamiento inadecuado.

En vista de los resultados computacionales con ambos tipos de plasticidad, se concluye respecto a los lazos histeréticos que el tipo fibra es el más adecuado.

Se analizan las deformaciones a compresión y a tracción en el modelo computacional con el modelo de plasticidad tipo fibra y tipo layer, para así determinar si tienen un comportamiento lógico y adecuado. Se presentan los resultados de deformación para diferentes instantes de tiempo.

Tabla 60

Resultados de deformación para diferentes instantes de tiempo

	Tiempo (seg)	mm
1	78	19.8
2	145	36.8
3	184	-38.4
4	276	-50.9
5	424	76.66

Nota: Elaboración propia

Revisión 1 a los 78segundos y 19.8mm de desplazamiento

Se observan las deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra y tipo layer.

Tabla 61

Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm

Deformación a flexión máxima	FIBRA	Layer
Compresión	0.00246	0.00214
tracción	0.00949	0.0063

Nota: Elaboración propia

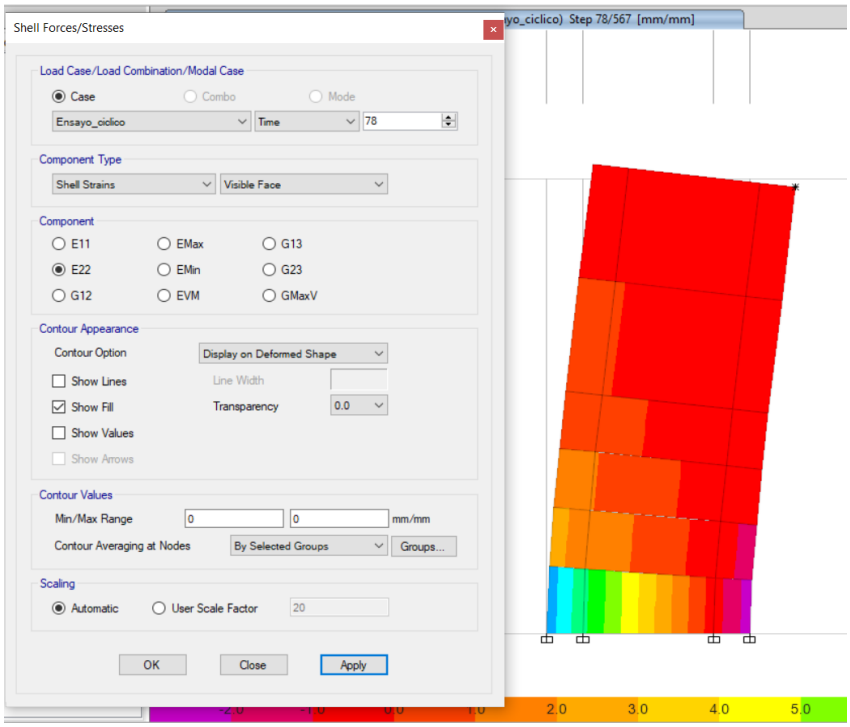


Figura 132. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

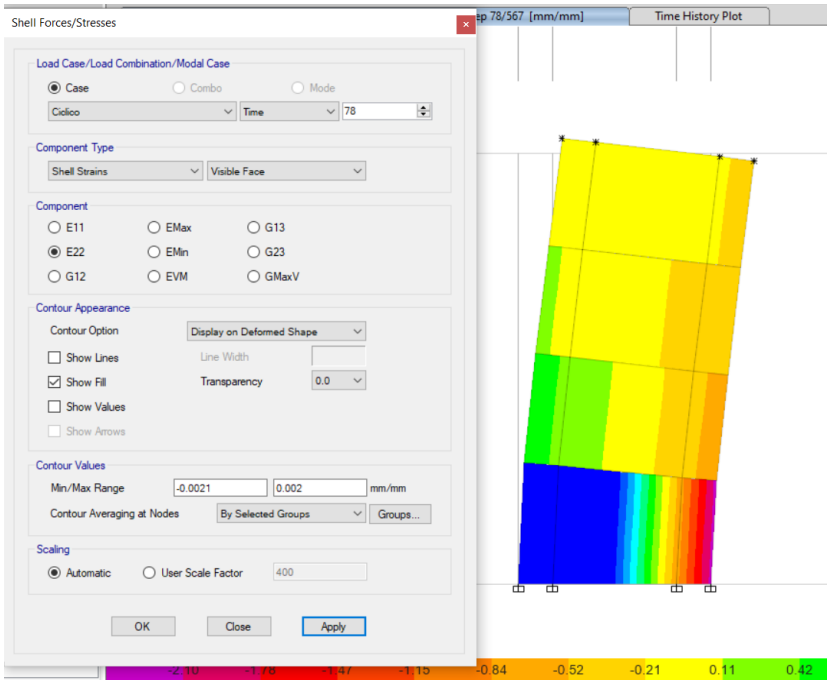


Figura 133. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=78s y desplazamiento d=19.8mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que ambos están esforzados en la base y hay un extremo que se comprime y el otro que se tracciona, la deformación máxima a compresión en el caso de la plasticidad tipo fibra es de 0.00246 y del tipo layer de 0.00214, por lo que se evidenciaría que los

resultados entre ambos tipos son similares para este instante de tiempo. De forma similar a tracción se observa una deformación de 0.00949 y de 0.0063 para la plasticidad tipo fibra y layer, respectivamente.

Revisión 2 a los 145segundos y 36.8mm de desplazamiento

Se observan las deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra y tipo layer.

Tabla 62

Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm

Deformación a flexión máxima	FIBRA	Layer
Compresión	0.00364	0.00272
tracción	0.0189	0.012

Nota: Elaboración propia

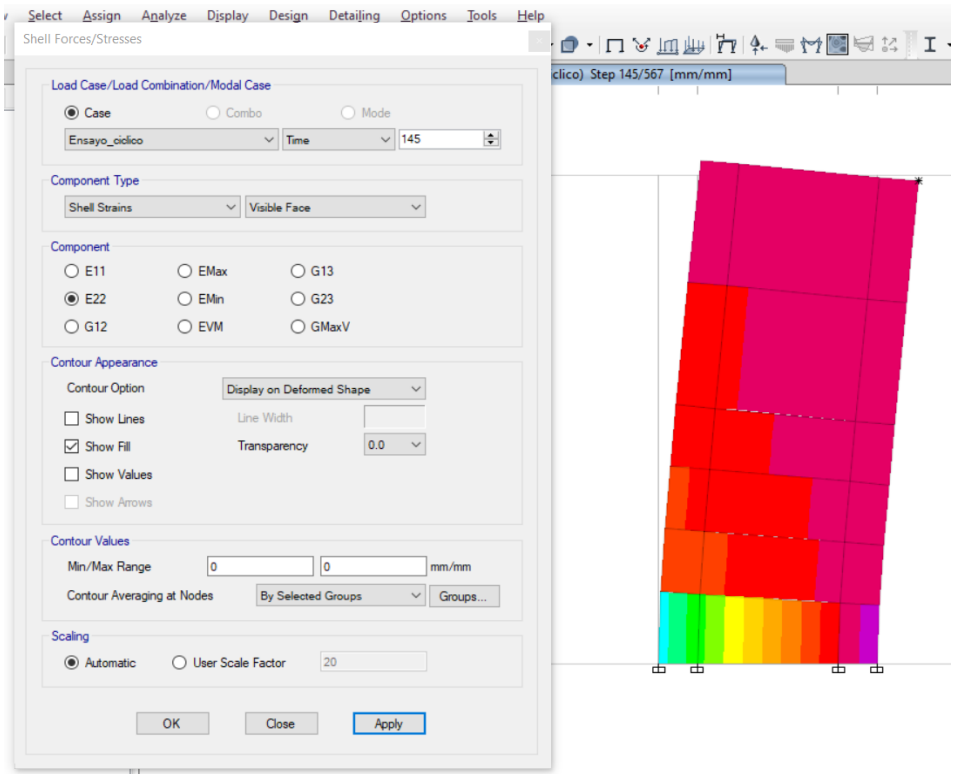


Figura 134. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

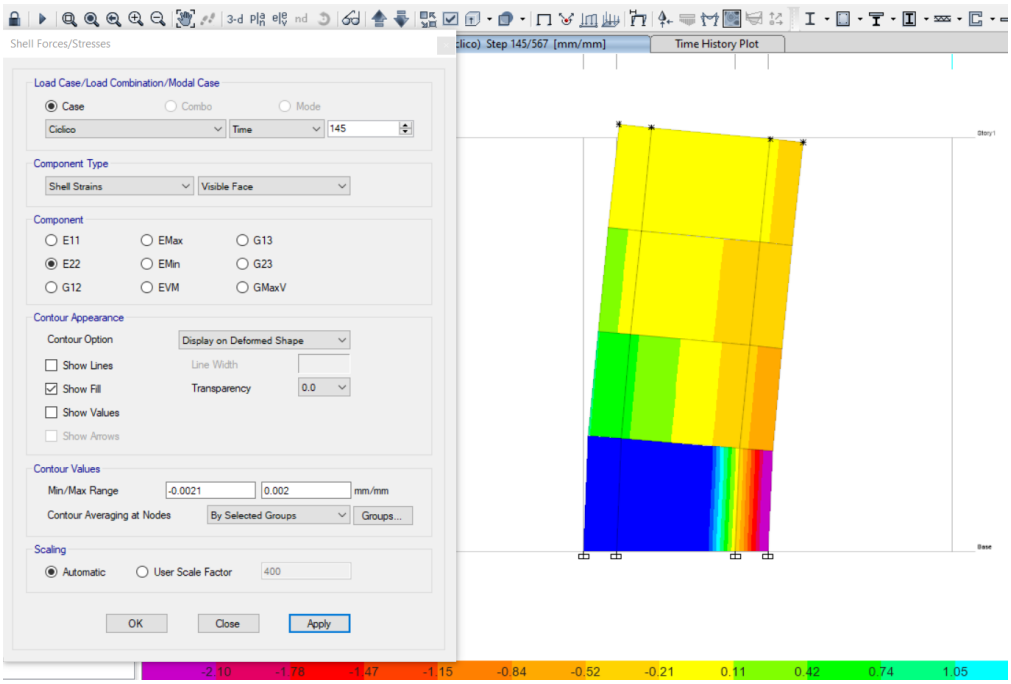


Figura 135. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=145s y desplazamiento d=36.8mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que ambos están esforzados en la base y hay un extremo que se comprime y el otro que se tracciona, la deformación máxima a compresión en el caso de la plasticidad tipo fibra es de 0.00364 y del tipo layer de 0.00272, por lo que se evidenciaría que los resultados entre ambos tipos tienen una diferencia de un 30%, sin embargo, los resultados guardan coherencia con su deformación. De forma similar a tracción se observa una deformación de 0.0189 y de 0.0012 para la plasticidad tipo fibra y layer, respectivamente.

Revisión 3 a los 184segundos y -38.4mm de desplazamiento

Se observan las deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra y tipo layer.

Tabla 63

Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm

Deformación a flexión máxima	FIBRA	Layer
Compresión	0.00373	0.00259
tracción	0.0187	0.0125

Nota: Elaboración propia

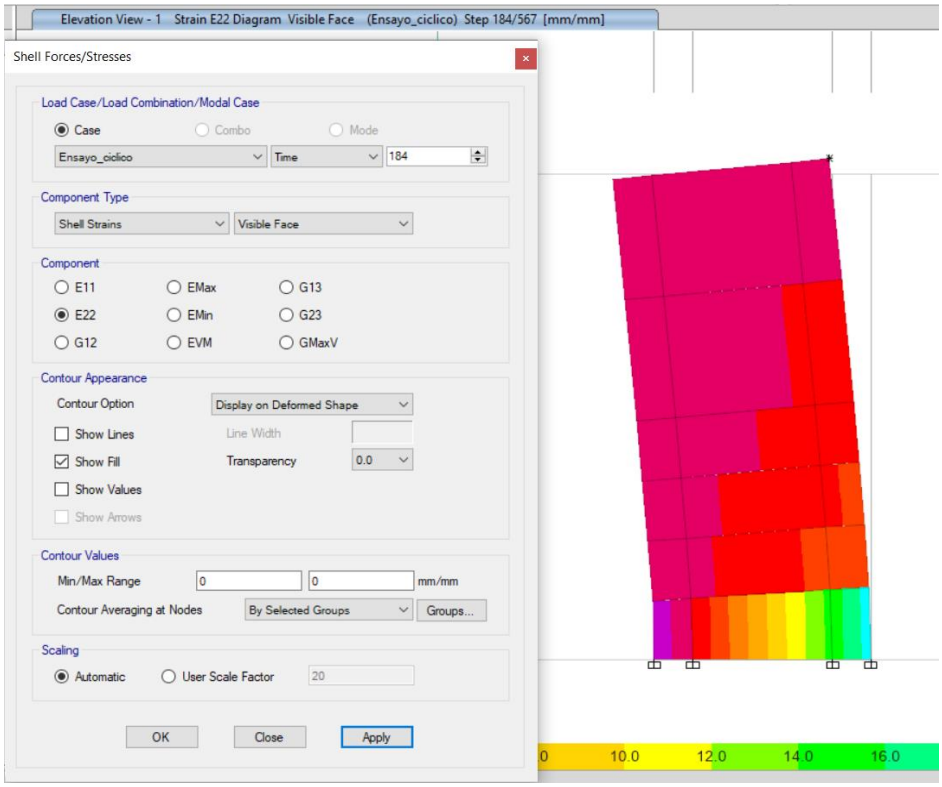


Figura 136. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

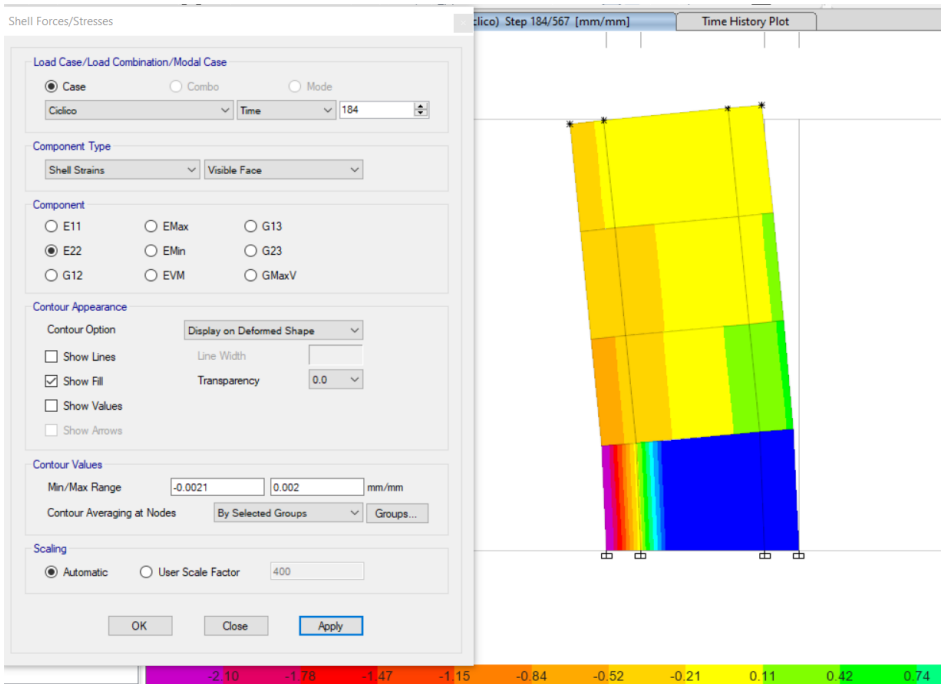


Figura 137. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=184s y desplazamiento d=-38.4mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que ambos están esforzados en la base y hay un extremo que se comprime y el otro que se tracciona, la deformación máxima a compresión en el caso de la plasticidad tipo fibra es de 0.00373 y del tipo layer de 0.00259, por lo que se evidenciaría que los resultados entre ambos tipos tienen una diferencia de un 30%, sin embargo, los resultados guardan coherencia con su deformación. De forma similar a tracción se observa una deformación de 0.0187 y de 0.00125 para la plasticidad tipo fibra y layer, respectivamente.

Revisión 4 a los 276segundos y -50.9mm de desplazamiento

Se observan las deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra y tipo layer.

Tabla 64

Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm

Deformación a flexión máxima	FIBRA	Layer
Compresión	0.0054	-
tracción	0.0273	-

Nota: Elaboración propia

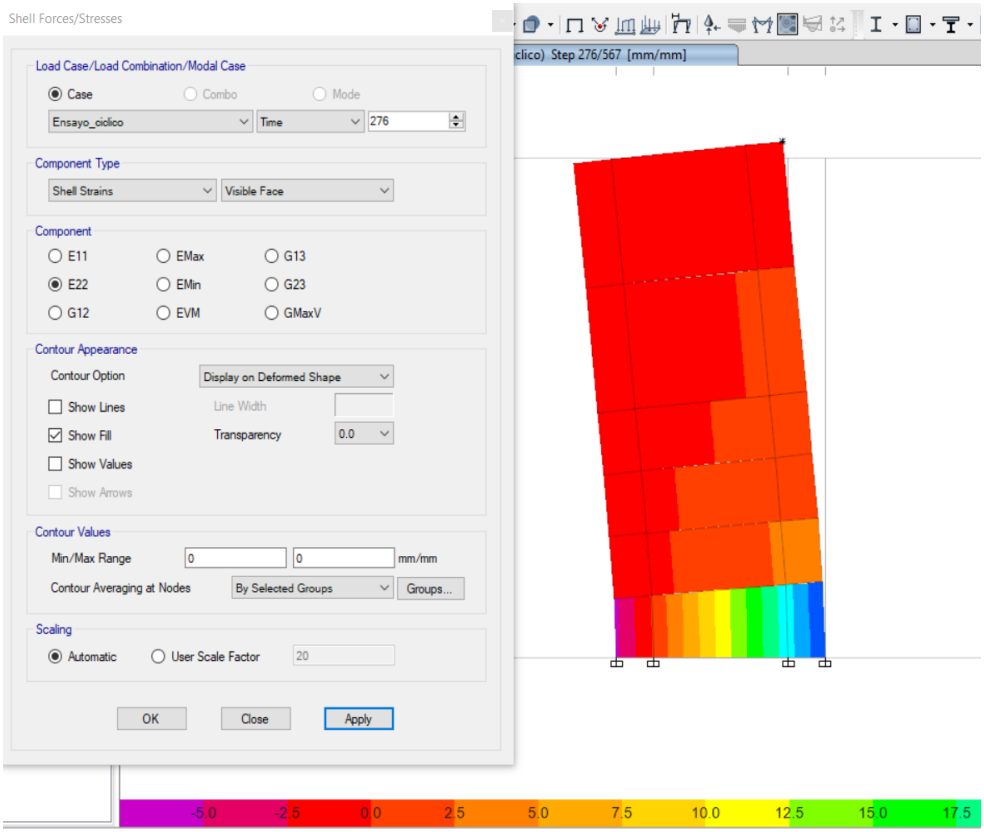


Figura 138. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

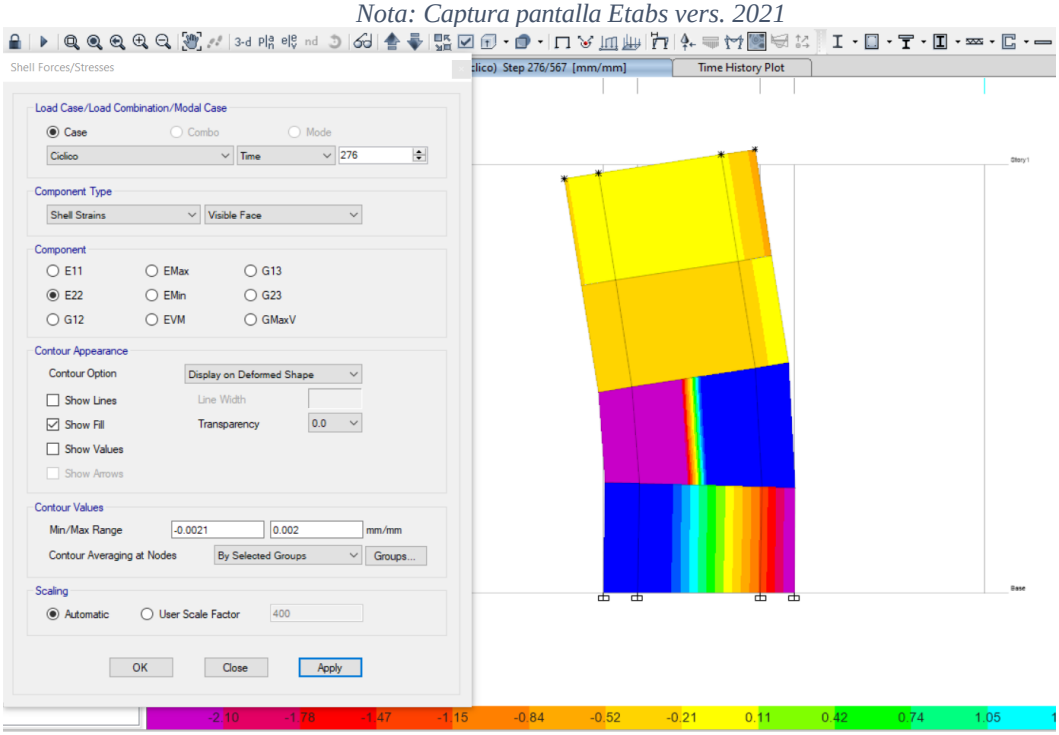


Figura 139. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=276s y desplazamiento d=-50.9mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

No se colocan valores de deformación del tipo layer porque tiene un comportamiento ilógico, donde en la parte que se debería de comprimir se tracciona y en el segundo mesh recién se nota la compresión. En conclusión, no tienen sentido las deformaciones presentadas por la plasticidad tipo layer a este nivel de desplazamiento. Por lo que el único modelo válido que tiene coherencia sería el de la plasticidad tipo fibra.

Revisión 5 a los a los 424segundos y 76.66mm de desplazamiento

Se observan las deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra y tipo layer.

Tabla 65

Deformaciones máximas a compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm

Deformación a flexión máxima	FIBRA	Layer
Compresión	0.0096	-
tracción	0.043	-

Nota: Elaboración propia

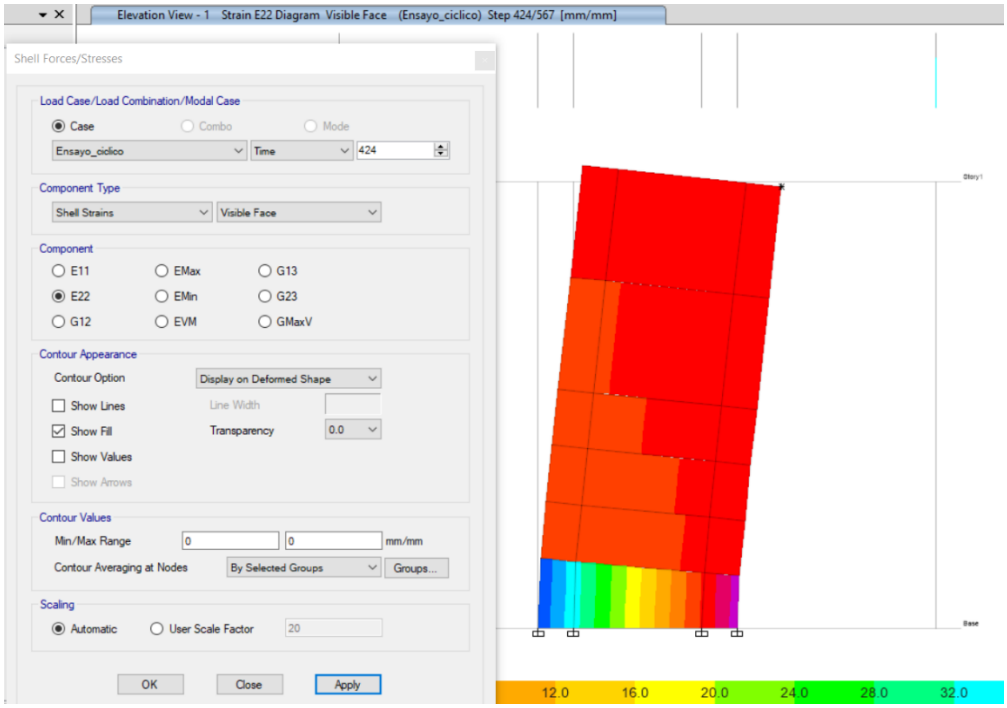


Figura 140. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo fibra para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

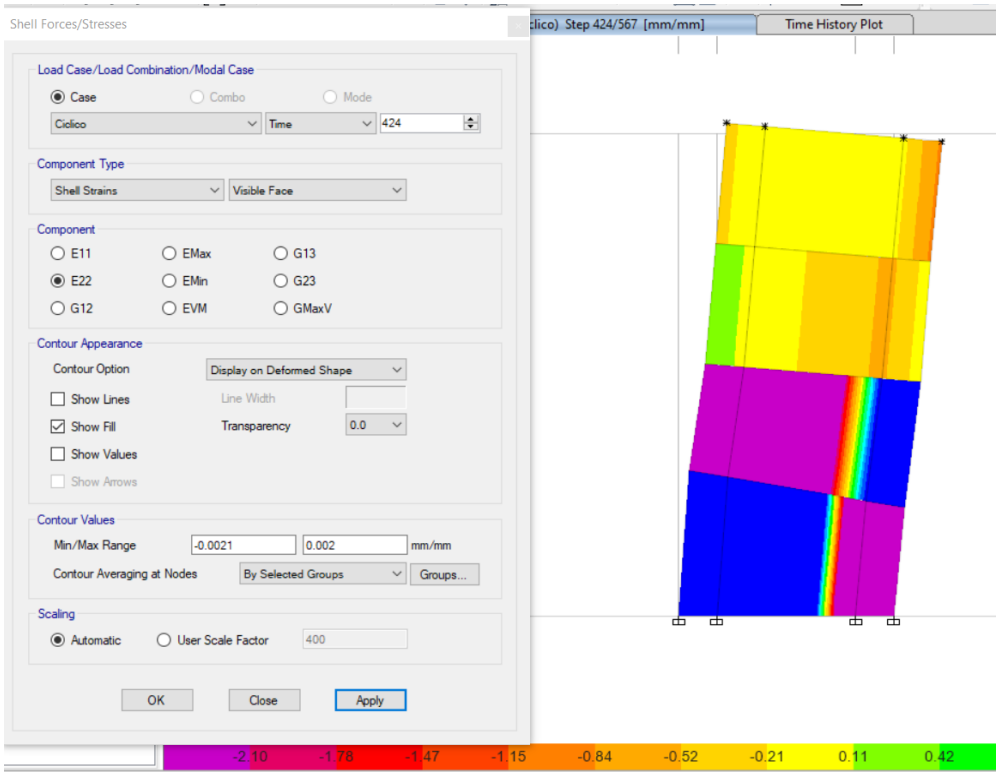


Figura 141. Deformaciones máximas en compresión y tracción para la plasticidad tipo layer para tiempo t=424s y desplazamiento d=76.66mm

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

No se colocan valores de deformación del tipo layer porque tiene un comportamiento ilógico, donde en el segundo mesh que debería de comprimirse al igual que la base se tracciona, de forma similar en el lado opuesto. En conclusión, no tienen sentido las deformaciones presentadas por la plasticidad tipo layer a este nivel de desplazamiento. Por lo que el único modelo válido que tiene coherencia sería el de la plasticidad tipo fibra.

3.1.6.4 Conclusión de la calibración

Se concluye que el modelo tipo fibra, tiene coherencia en sus deformaciones, además de anchos de lazos histeréticos, resistencia y desplazamiento máximo similares a los del ensayo experimental, mientras que el modelo tipo layer tiene respuestas similares solo en un tramo inicial hasta alcanzar los 50mm, posterior a este se observa una resistencia mucho menor y lazos histeréticos más anchos. Además, en términos de deformaciones, la plasticidad tipo layer presenta a partir de la deformación de 50.9 mm incoherencias debido a que se tracciona donde debería de comprimirse, ya sea en el primer o segundo mesh de la base, por lo que no se consideraría un modelo confiable en caso se desee llevar al colapso o un desplazamiento no lineal moderado.

3.1.7 Alternativas de modelamiento: Albañilería confinada y modelos de interacción tabique estructura

3.1.7.1 Características del ensayo experimental de albañilería confinada

El ensayo experimental del muro M1, con columnas de confinamiento de 20 cm de peralte, se realizó con el propósito de evaluar su comportamiento bajo cargas laterales cíclicas, simulando condiciones sísmicas. A continuación, se describen las principales características y resultados obtenidos durante el ensayo.

Dimensiones del Muro y de los Elementos Estructurales:

Muro M1:

Altura: 2.50 m

Longitud: 2.50 m

Espesor: 0.13 m

Columnas de Confinamiento:

Peralte: 20 cm

Refuerzo: 4 barras de acero de 1/2"

Espesor de la columna: 13 cm

Estribos: 6 mm, espaciados a diferentes distancias.

Vigas Soleras:

Sección transversal: 20 cm x 13 cm

Refuerzo: 4 barras de 3/8" y estribos de 6 mm.

A continuación, se presenta el resumen de resistencia, dimensiones y refuerzo del muro ensayado de albañilería confinada:

Tabla 70

Resumen de propiedades de los materiales y características del ensayo experimental de muro M1 de albañilería confinada

Ensayo	Fm (kg/cm2)	v'm(kg/cm2)	L(cm)	H(cm)	t (cm)
Albañilería	141	11.87434209	240	250	13

Ensayo 1	f'c(kg/cm2)	b(cm)	h(cm)	Acero	As(cm2)
Columna	175	20	20	4ϕ3/8"	2.84
Viga	175	20	20	4ϕ1/2"	5.16

Nota: Elaboración propia

Procedimiento de Ensayo:

Aplicación de la carga: El muro fue sometido a desplazamientos laterales cíclicos controlados mediante un actuador dinámico, que simulaba las condiciones de carga sísmica. Se realizaron desplazamientos laterales incrementales a lo largo de 8 fases, variando desde 0.5 mm hasta 19.98 mm en la última fase.

Cantidad de ciclos: En cada fase se aplicaron 3 ciclos de carga, incrementando progresivamente el desplazamiento en cada ciclo para observar el comportamiento del muro en cada etapa.

Resultados del ensayo:

Desplazamiento máximo: El muro alcanzó un desplazamiento lateral máximo de 19.98 mm en la fase final del ensayo.

Resistencia máxima: La resistencia máxima registrada fue de 21.95 toneladas (219.5 kN) en la fase de mayor desplazamiento.

Deformaciones observadas: Se registraron deformaciones significativas en los diferentes elementos del muro, especialmente en la interfase entre la columna y la albañilería, indicando la importancia de la rigidez lateral en el comportamiento estructural del muro.



Figura 142. Ensayo experimental de muro M1 albañilería confinada

Nota: Adoptado Bernardo y Peña de la Cuba (2009)

3.1.7.2 Calibración de albañilería confinada como rótula por corte:

La calibración de la albañilería confinada como rótula por corte consiste en un modelamiento que incorpora brazos rígidos en las vigas, lo cual permite la conexión de estos elementos estructurales de manera rígida a lo largo de todo el ancho del muro. En este proceso, se ajustan los parámetros de la rótula por corte en función de la relación fuerza-desplazamiento, de modo que los valores de amplificación de la rótula se determinen en la resistencia por corte de un muro de albañilería confinada, según lo estipulado en la norma peruana E070, y los desplazamientos se adapten a derivas específicas. A continuación, se presentan las imágenes del modelamiento y la comparación entre los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo de rótulas por corte.

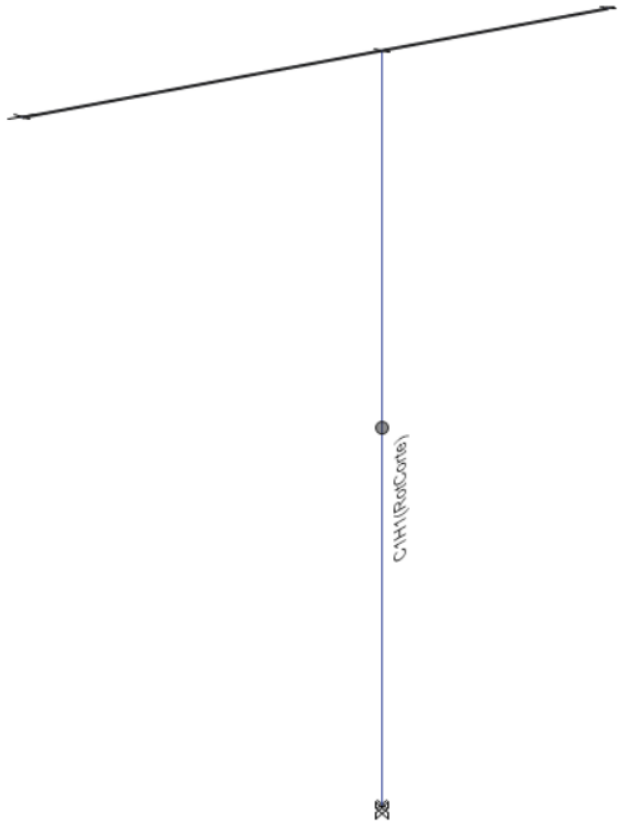


Figura 143. Modelación de albañilería confinada como columna ancha con rótula de corte

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

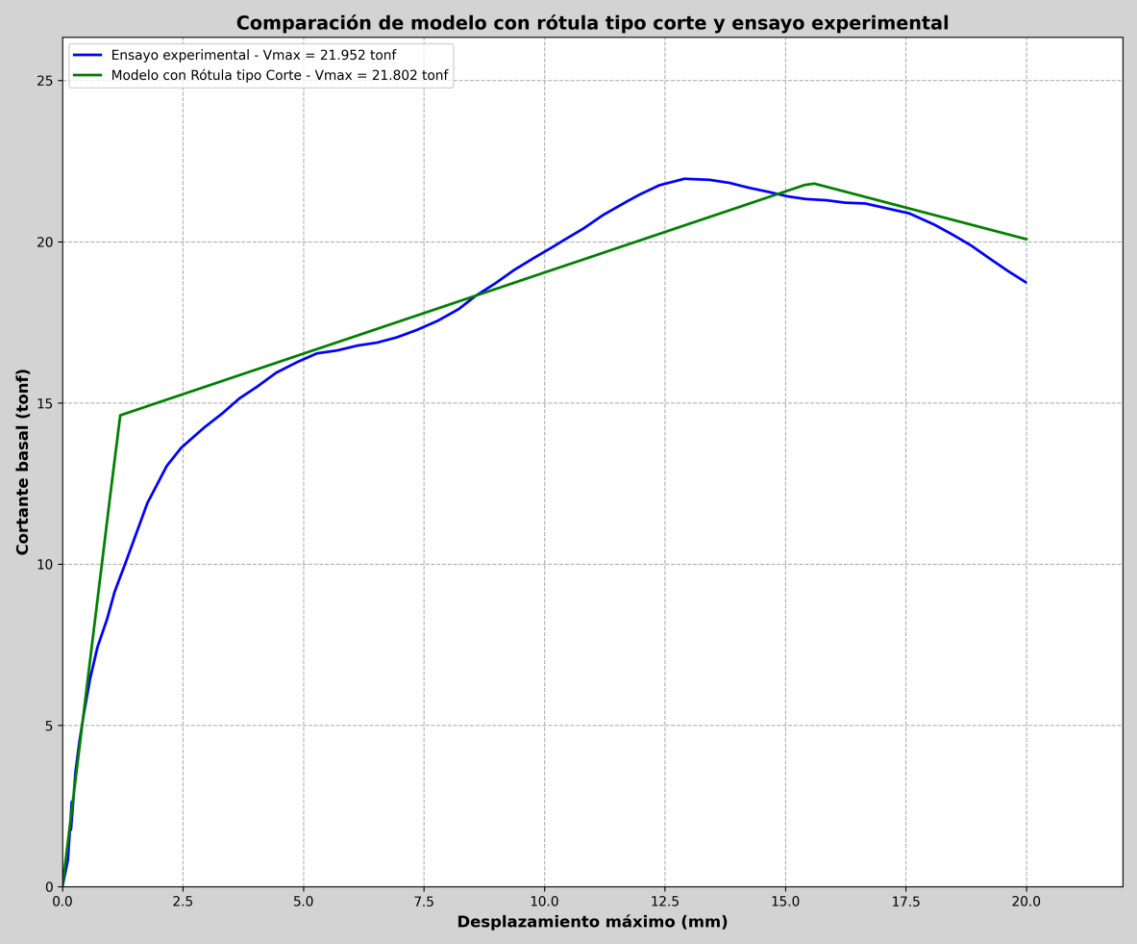


Figura 144. Comparación de modelo con rotula tipo corte y ensayo experimental

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La gráfica muestra una comparativa entre el modelo computacional con rótula por corte y los resultados experimentales, donde se observa que las fuerzas cortantes máximas alcanzadas en ambos casos son muy similares. El ensayo experimental arroja una cortante máxima de 21.952 tf, mientras que el modelo computacional alcanza una cortante máxima de 21.802 tf, lo cual indica una concordancia muy alta entre ambos resultados.

En cuanto al desplazamiento, también se evidencia una similitud notable, ya que ambos modelos alcanzan desplazamientos máximos cercanos a 20 mm. La curva del modelo computacional sigue de manera coherente la tendencia del ensayo experimental, representando un comportamiento trilineal que coincide con los puntos clave del modelo experimental, lo que refuerza la validez del mismo.

Por lo tanto, se concluye que este modelo computacional de rótula por corte es aceptable y confiable, para su implementación en futuros estudios o aplicaciones para modelamientos más complejos.

3.1.7.3 Calibración de albañilería confinada como elementos Link:

En la calibración de la albañilería confinada como elementos tipo Link, estos fueron modelados de manera que la fuerza a tracción sea nula en todos los casos, mientras que la fuerza a compresión se ajustó para que, en su descomposición, adquiera valores específicos similares a una rótula, en función de la resistencia al cortante de los muros de albañilería confinada, conforme a lo establecido en la norma E070. Los desplazamientos se adaptan a derivas específicas. A continuación, se presentan las imágenes del modelamiento y la comparación entre los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo de rótulas por corte.

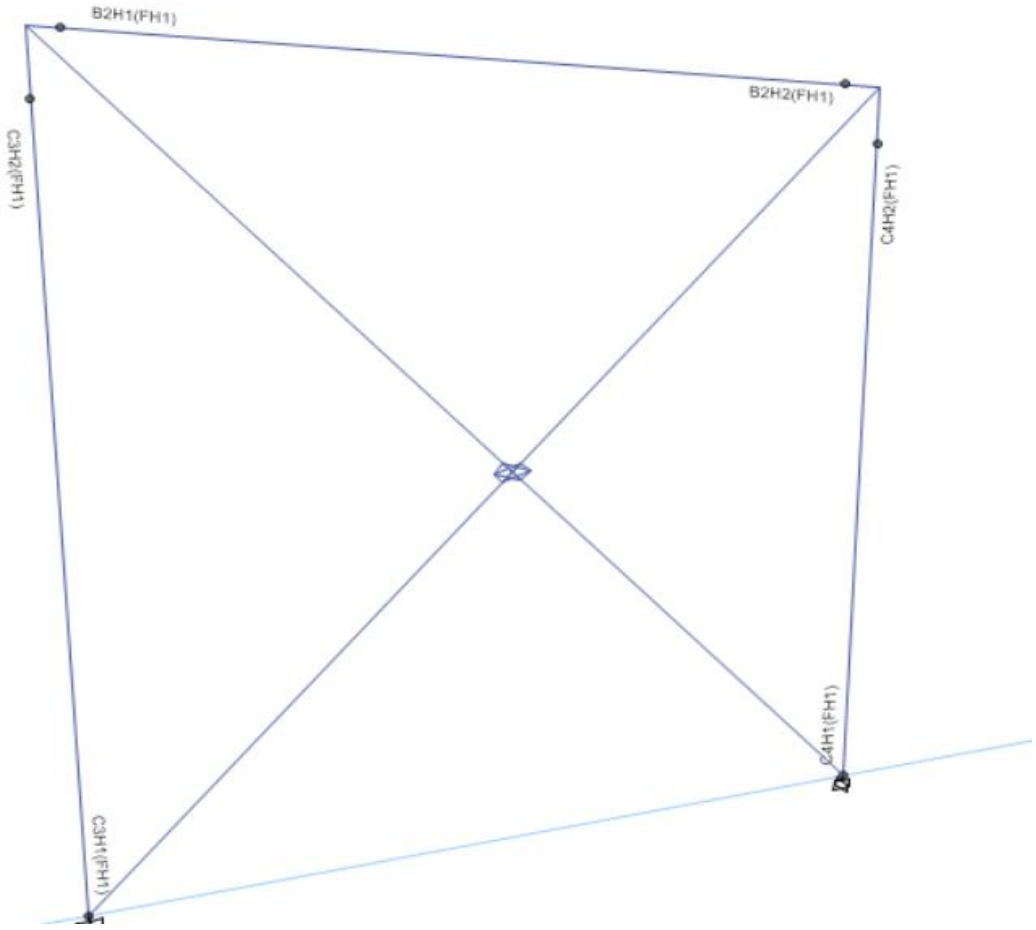


Figura 145. Modelamiento de muro albañilería confinada con elementos Link

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

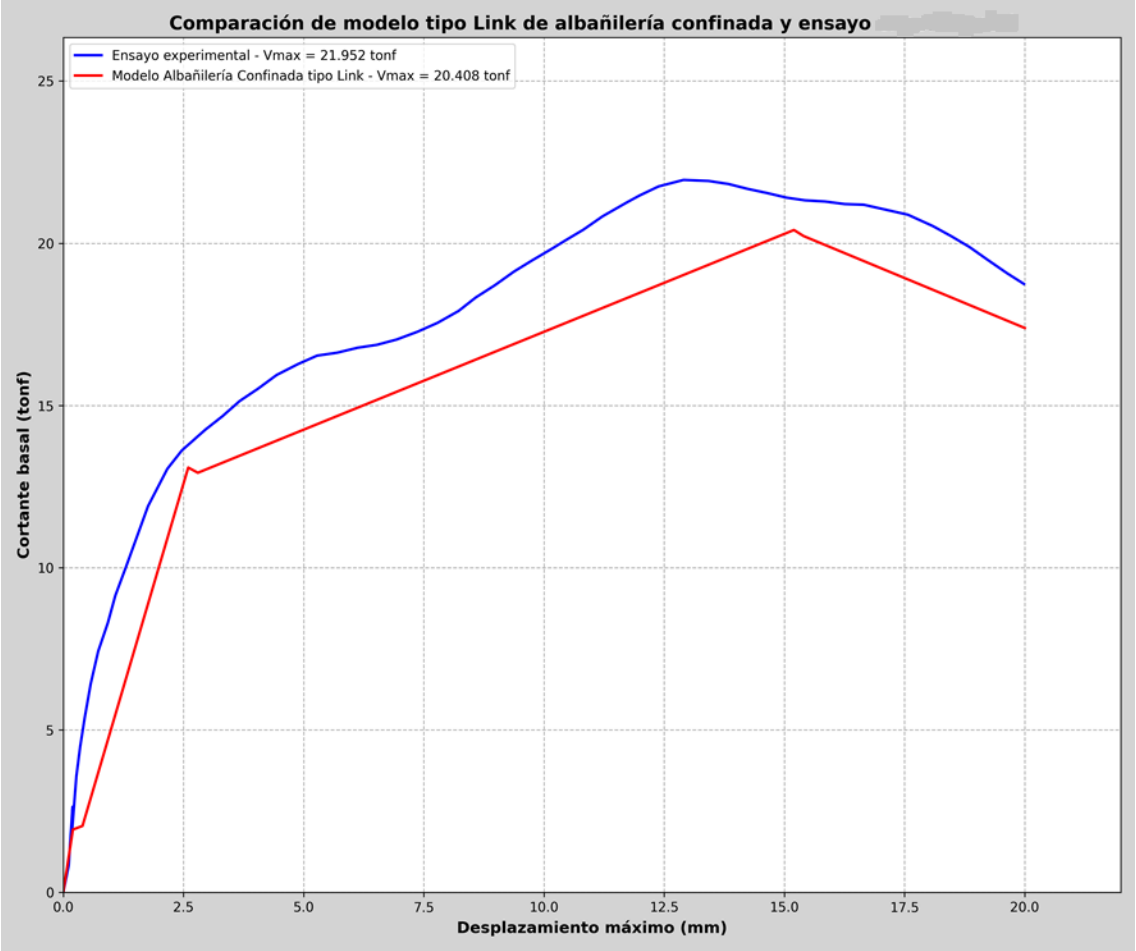


Figura 146. Comparación de modelo tipo Link de albañilería confinada y ensayo

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que el modelo de diagonales tipo Link puede representar al modelo experimental, dado que presenta una curva de capacidad con forma trilineal, bastante similar a la del ensayo. Además, este modelo considera únicamente cargas a compresión, con las cargas a tracción consideradas nulas. La similitud se manifiesta tanto en la cortante basal máxima, la rigidez inicial y el desplazamiento final.

En el caso del modelo experimental, la cortante basal máxima alcanzada es de 21.952 tf con un desplazamiento de 20 mm, mientras que, en el modelo tipo Link, la cortante basal máxima es de 20.408 tf con un desplazamiento de 20 mm. Esta concordancia en los resultados de cortante y desplazamiento valida el uso de este tipo de modelamiento, aceptándolo como un método adecuado para representar el comportamiento de la albañilería confinada bajo estas condiciones.

3.1.7.4 Comparativa de modelamientos de albañilería confinada

A continuación, se presentan las curvas de capacidad obtenidas del ensayo , del modelo con rótula tipo corte y del modelo tipo Link para la albañilería confinada. Estas curvas permiten comparar el comportamiento estructural de los diferentes modelos en relación con el ensayo, destacando la respuesta de cada uno ante las fuerzas de cortante y desplazamientos máximos.

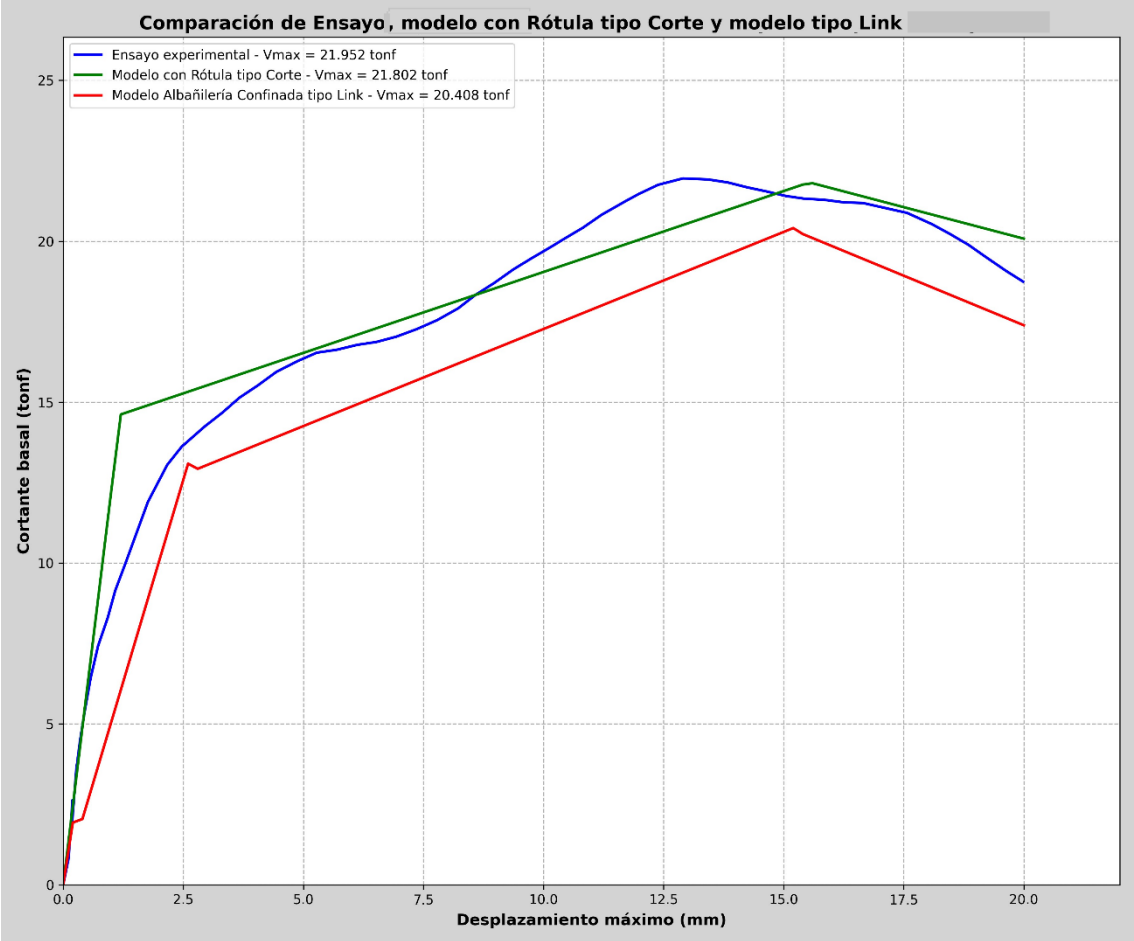


Figura 147. Comparación de Ensayo, modelo con rótula tipo corte y modelo tipo Link

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

En la gráfica, se observa que la curva trilineal del modelo de rótula por corte es la que más se asemeja a la curva experimental, evidenciando un comportamiento más cercano en términos de rigidez y resistencia. Por otro lado, la curva trilineal del modelo Link presenta una menor capacidad de absorción de energía, ya que está por debajo de la curva experimental en la mayor parte del recorrido, lo que indica una menor capacidad de

disipación de energía. En cambio, la curva de rótula por corte alterna partes por encima y por debajo de la curva experimental, mostrando un equilibrio entre la pérdida y la ganancia de energía.

En cuanto a la resistencia máxima, el modelo de rótula por corte presenta un valor de 21.802 tf, mientras que el modelo tipo Link alcanza 20.408 tf, al ser el primero el que más se aproxima al valor del ensayo experimental de 21.952 tf. Con base en estos resultados, se concluye que el modelo con rótula por corte es el que más se asemeja al comportamiento observado en el experimento, representando de manera más precisa la capacidad resistente de la albañilería confinada.

3.1.7.5 Características del ensayo experimental de interacción Tabique-Estructura

El ensayo experimental del tabique de ladrillo, enmarcado en un pórtico de concreto armado, se realizó con el propósito de evaluar su comportamiento bajo cargas laterales cíclicas, simulando condiciones sísmicas. A continuación, se describen las principales características y resultados obtenidos durante el ensayo.

Dimensiones del Tabique y de los Elementos Estructurales:

Tabique de ladrillo:

- Altura: 2.50 m
- Longitud: 2.40 m
- Espesor: 0.10 m

Columnas del pórtico:

- Sección transversal: 25 cm x 25 cm
- Refuerzo: 4 barras de acero de 1/2"
- Estribos: 3/8", espaciados cada 15 cm

Vigas del pórtico:

- Sección transversal: 25 cm x 25 cm
- Refuerzo: 4 barras de acero de 1/2"
- Estribos: 3/8", espaciados cada 20 cm

Procedimiento de Ensayo:

Aplicación de la carga: El tabique fue sometido a desplazamientos laterales cíclicos controlados mediante un actuador dinámico que simulaba las condiciones de carga

sísmica. Se realizaron desplazamientos laterales incrementales a lo largo de 9 fases, variando desde 1.5 mm en la primera fase hasta 15 mm en la última fase.

Cantidad de ciclos: En cada fase se aplicaron entre 2 y 3 ciclos de carga, de acuerdo al comportamiento observado, incrementando progresivamente el desplazamiento en cada fase para observar el comportamiento del tabique en cada etapa.

Resultados del Ensayo:

Desplazamiento máximo: El tabique alcanzó un desplazamiento lateral máximo de 15 mm en la fase final del ensayo.

Resistencia máxima: La resistencia máxima registrada fue de 220 kN al alcanzar el desplazamiento máximo en la fase 9.

Comportamiento observado: Se observaron fisuras en las primeras fases del ensayo, principalmente en las uniones entre el tabique y las columnas del pórtico. Las fisuras incrementaron de tamaño en las fases avanzadas, especialmente en las diagonales del tabique, con desprendimientos de la pasta cementante en las fases finales.



Figura 148. Espécimen del ensayo de interacción tabique-estructura ante cargas laterales

Nota: Adoptado Bernardo y Peña de la Cuba (2009)

3.1.7.6 Calibración de interacción tabique-estructura como rótula axial

En la calibración de la interacción tabique-estructura como rótula axial, se modela una diagonal que representa el comportamiento del tabique. Esta diagonal incorpora una rótula axial, en la cual se asigna el valor de la carga axial que puede alcanzar en cada caso, al permitir formular la rótula de manera adecuada. La fuerza de tracción se considera nula, mientras que la compresión se define en función de factores que multiplican la resistencia del muro en la interacción entre tabique y estructura, de acuerdo con los lineamientos de la norma peruana E070.

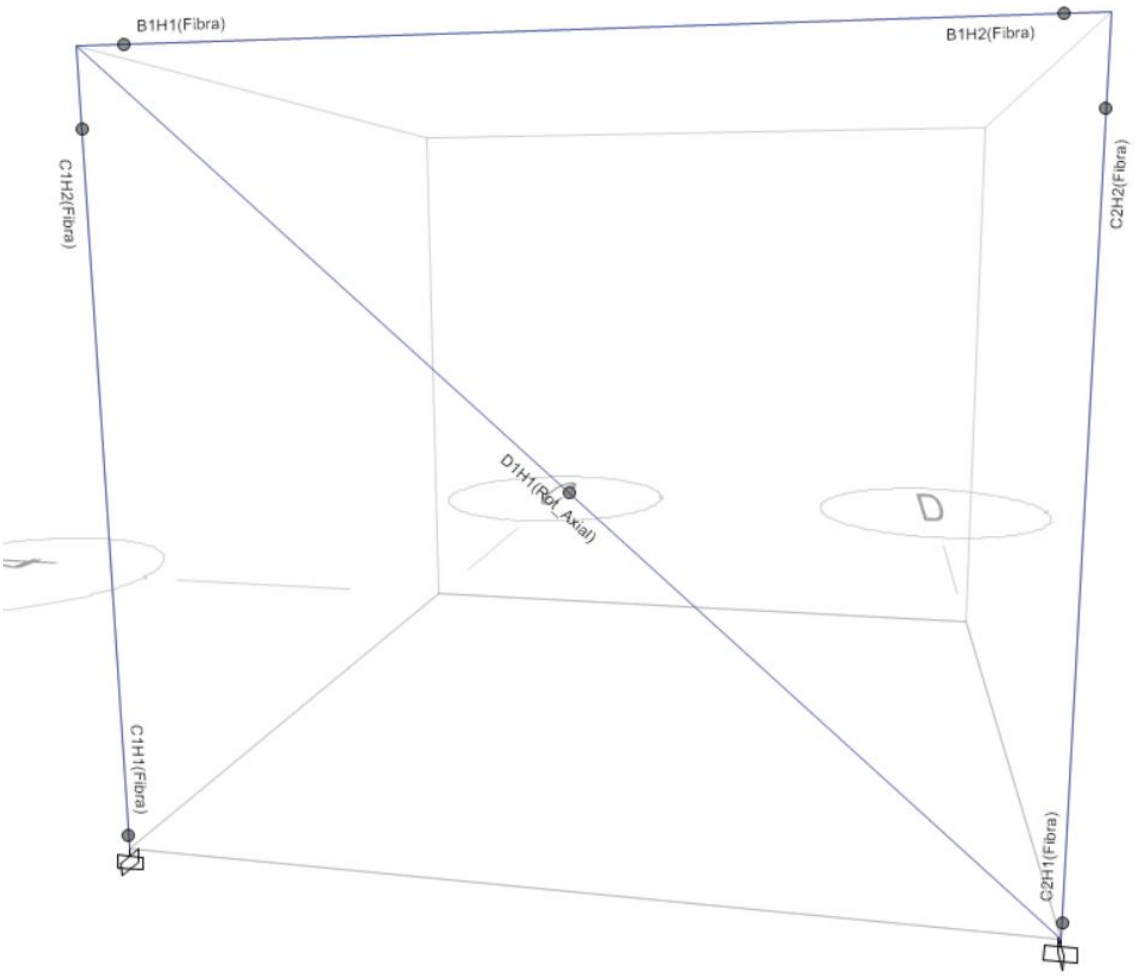


Figura 149. Calibración del ensayo tabique-estructura con elementos frame con rótulas axiales

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

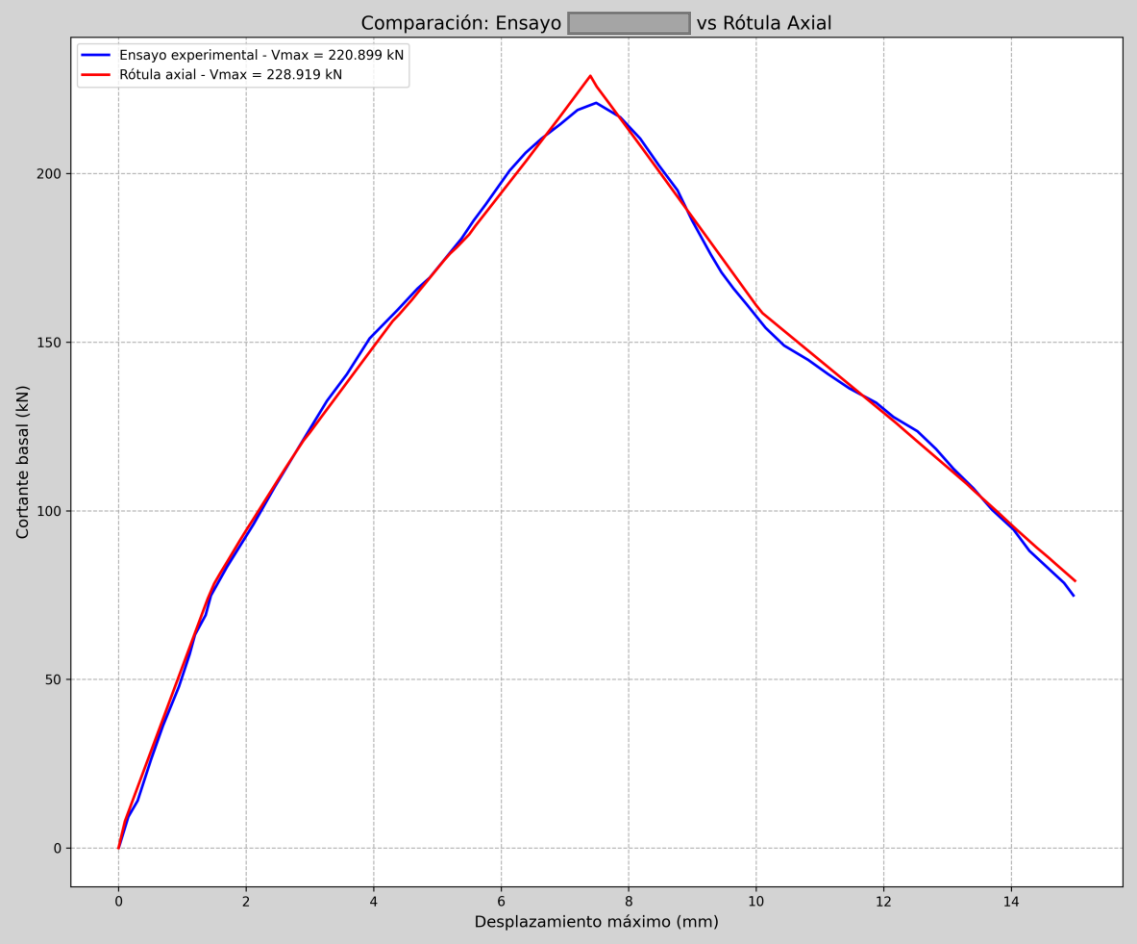


Figura 150. Comparación: Ensayo vs Rotula Axial

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La gráfica muestra una comparativa entre el ensayo y el modelo con rótula axial, donde se observa una alta precisión en los resultados. En cuanto a la resistencia máxima, el ensayo alcanza un valor de 220.899 kN, mientras que el modelo con rótula axial presenta un valor de 228.919 kN, mostrando una diferencia mínima que valide la robustez del modelo.

Además, la similitud entre ambas curvas es notable, ya que prácticamente se superponen a lo largo de todo el comportamiento, tanto en la fase de ascenso como en la de descenso. Este ajuste casi perfecto indica que el modelo con rótula axial es altamente confiable, representando de manera precisa el comportamiento observado en el ensayo.

3.1.7.7 Calibración de interacción tabique-estructura como elementos frame con límites de compresión y tracción (T/C limits):

A continuación, se presentan dos imágenes que ilustran el proceso de calibración. La primera imagen muestra la gráfica obtenida del modelamiento utilizando elementos tipo frame con límites de compresión y tracción, resaltando el comportamiento bajo las condiciones impuestas por la norma E070. La segunda imagen corresponde a la comparación entre la curva de capacidad del ensayo y la curva numérica obtenida del modelo, donde se observa la precisión y correspondencia entre ambos resultados.

Estas gráficas permiten visualizar la precisión del modelo en la representación del comportamiento del tabique bajo las condiciones establecidas.

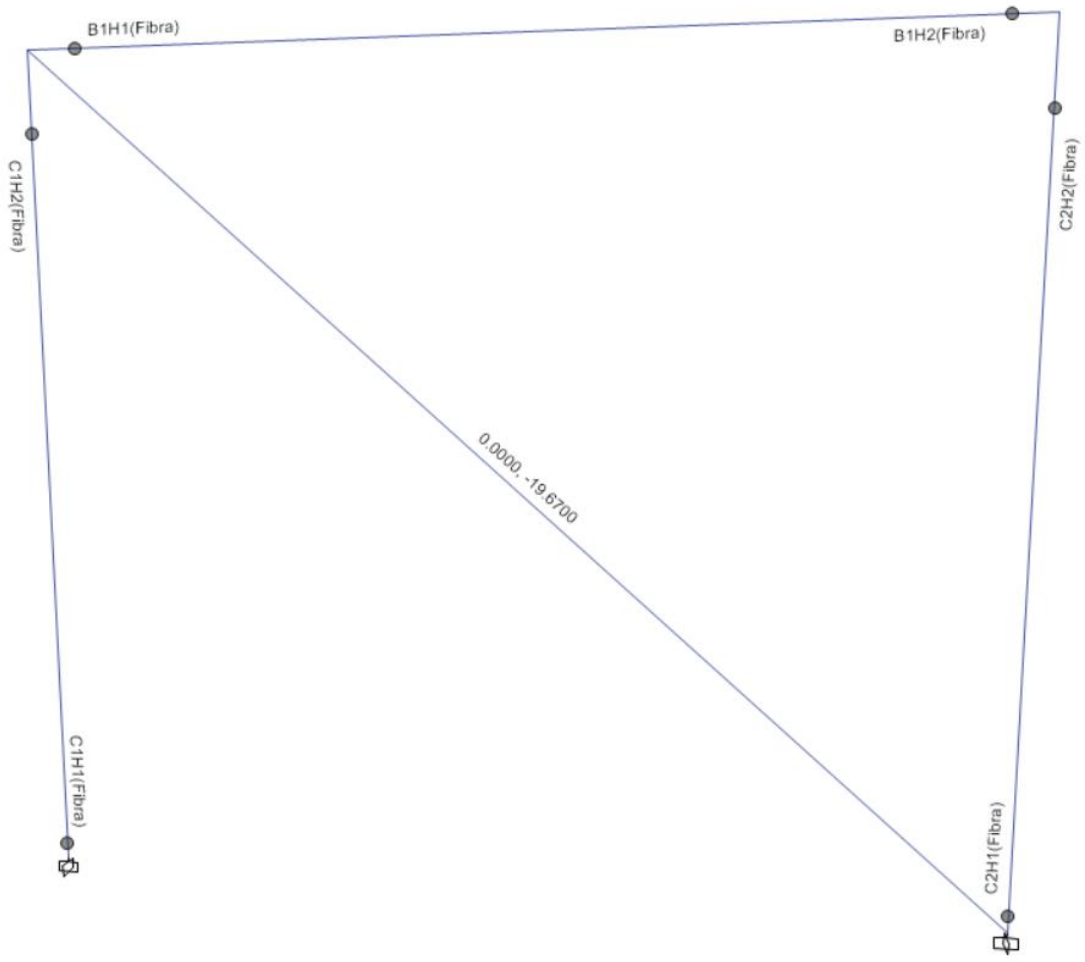


Figura 151. Calibración del ensayo tabique-estructura con modelado tipo frame con límites de compresión y tracción

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

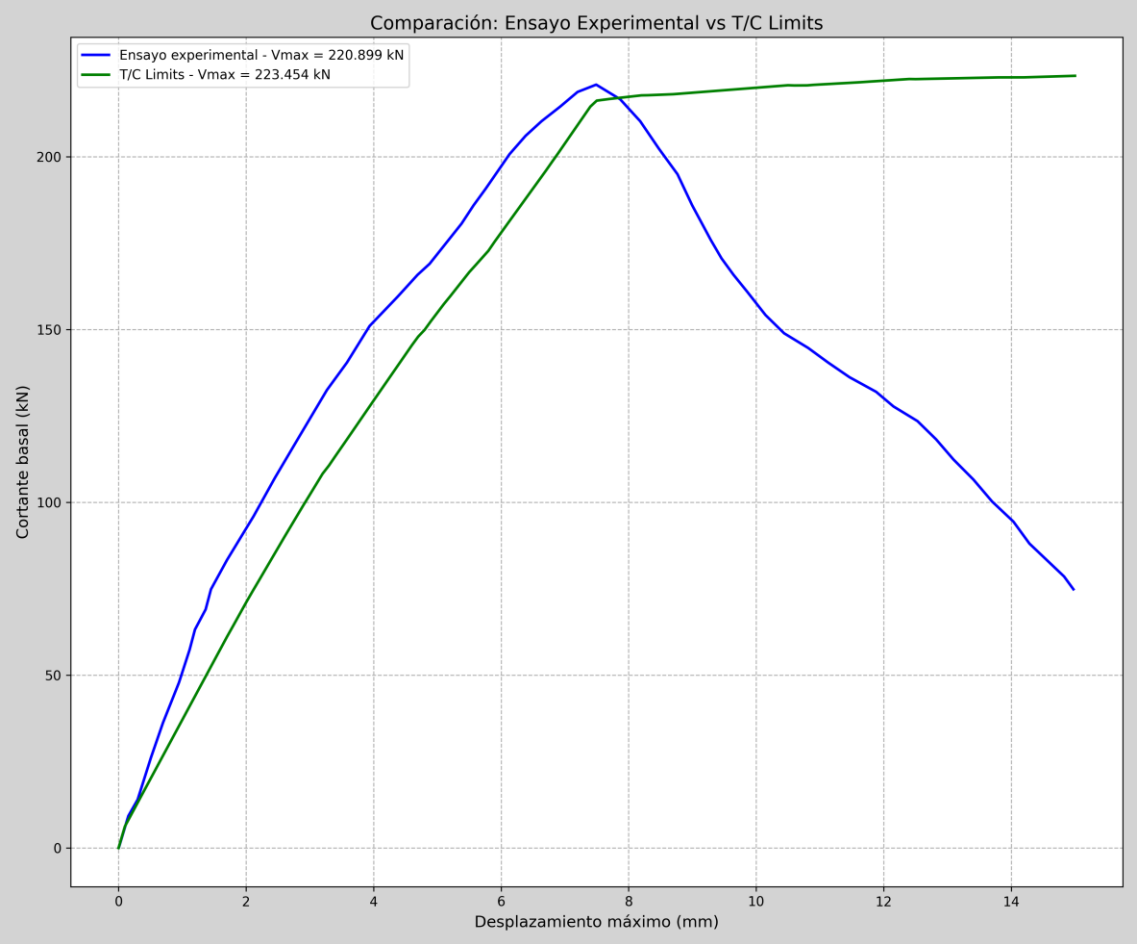


Figura 152. Comparación: Ensayo vs T/C Limits

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

En la gráfica se observa que la fuerza máxima en el ensayo es de 220.899 kN, mientras que en el modelo numérico con límites de compresión y tracción (T/C limits) alcanza un valor de 223.454 kN. La principal diferencia entre ambos resultados radica en la fase de caída de la resistencia. En el ensayo experimental, se observa una disminución progresiva de la resistencia, mientras que en el modelo numérico esta caída no es claramente visible.

Esta diferencia se debe a que en el modelo numérico se han propuesto límites fijos tanto para la compresión como para la tracción. En este caso, la tracción es nula, y la compresión se mantiene sin decrecer, lo que da lugar a un comportamiento elastoplástico en la compresión. Como resultado, el modelo no refleja la pérdida gradual de resistencia que se observa en el experimento real. Es importante, por lo tanto, determinar el desplazamiento máximo en función de la ductilidad del elemento para lograr una calibración más precisa.

A pesar de esta diferencia en la fase post-pico, estos modelos con límites de compresión y tracción son los que presentan una mayor convergencia con el modelo experimental en la visualización de resultados, destacando su utilidad para representar el comportamiento estructural dentro de ciertos rangos de deformación.

3.1.7.8 Calibración de interacción tabique-estructura como Shell Layer Link (Muro diafragma):

En esta sección, se presenta la calibración de la interacción tabique-estructura utilizando un modelo tipo shell layer Link, enfocado en la simulación de muros diafragma. Este modelo se caracteriza por representar las propiedades del ladrillo mediante un elemento de tipo shell layer, el cual interactúa con elementos tipo "gap". Los elementos Gap no tienen capacidad de carga a tracción, pero sí a compresión cuando se produce una colisión. De esta manera, los elementos tipo Link ejercen presión sobre los elementos tipo Shell únicamente cuando es necesario, garantizando un comportamiento más realista del muro bajo cargas laterales y verticales.

A continuación, se presentan dos imágenes: la primera muestra el modelo numérico utilizado, y la segunda ofrece una comparación de los resultados obtenidos a partir de este modelamiento. Estas imágenes permiten visualizar tanto la configuración del sistema estructural como la respuesta del muro diafragma bajo diferentes condiciones de carga.

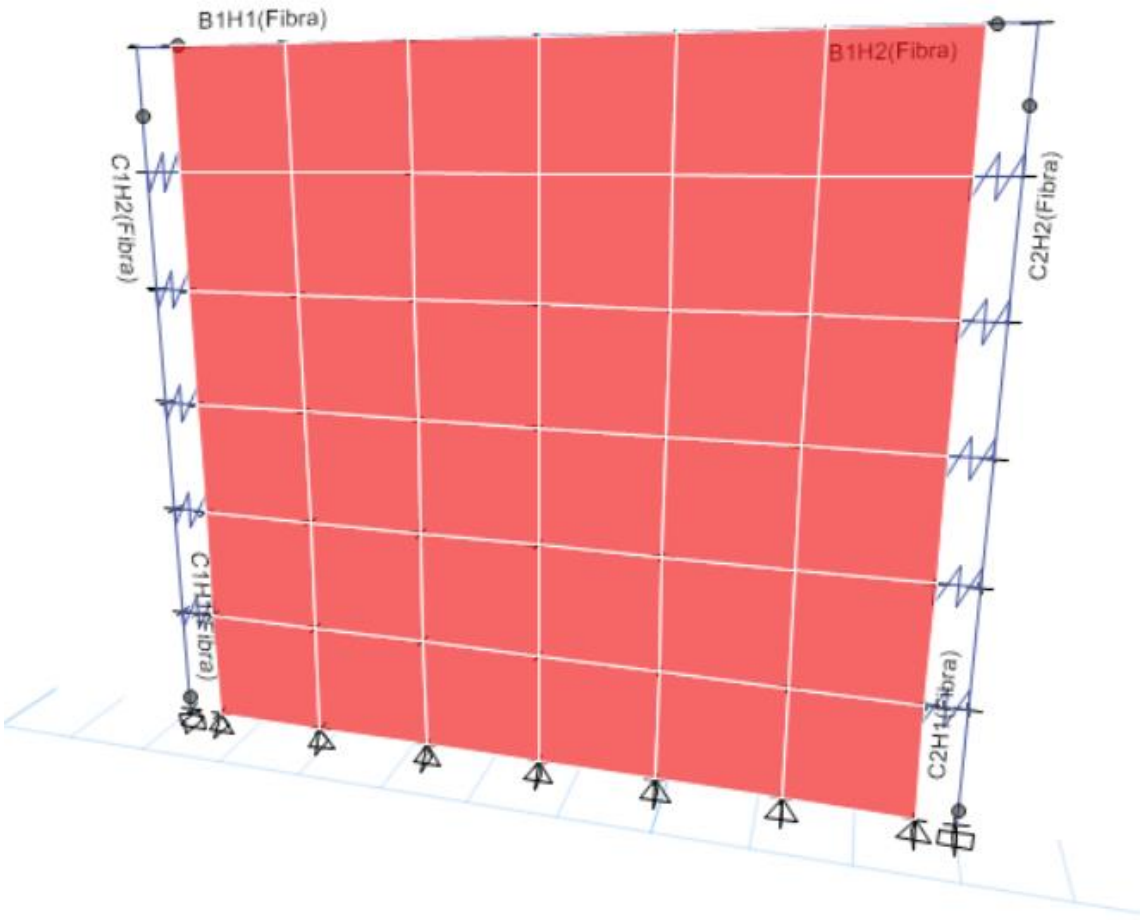


Figura 153. Calibración del ensayo de tabique-estructura como muro diafragma con elementos Shell Layer y Links

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

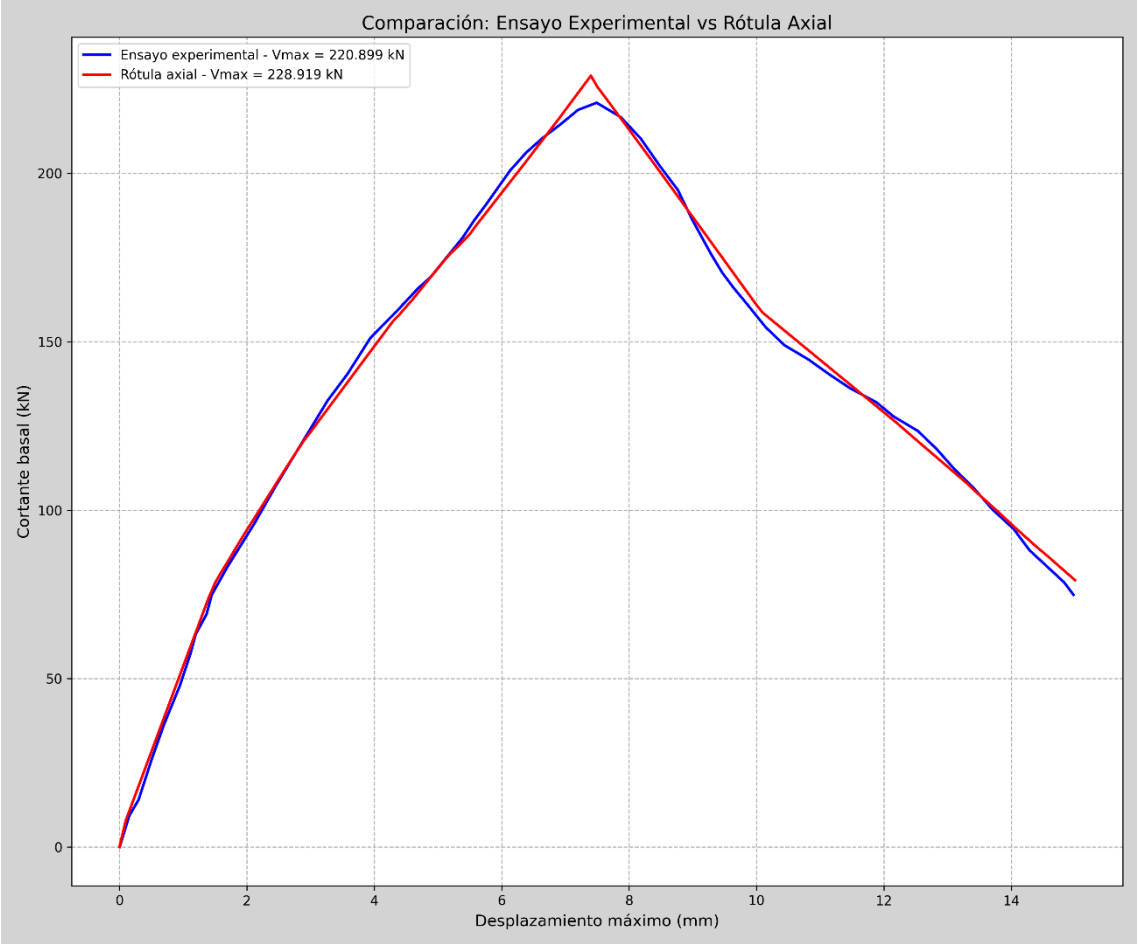


Figura 154. Comparación: Ensayo vs Shell Layer Link

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

En la gráfica se presenta una comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas del ensayo y el modelo Shell Layer Link. Aunque el modelo numérico parece más completo debido a las diversas condiciones y factores que incorpora, su comportamiento se vuelve más aceptable para ciertos análisis estructurales.

La diferencia en la capacidad por corte máxima entre ambos modelos es notable. En el caso del modelo Shell Layer Link, la cortante máxima es de 181.743 kN, mientras que en el ensayo se alcanza un valor de 220.899 kN. Aunque no son idénticos, se puede observar que el modelo Shell Layer Link sigue la tendencia de la curva de capacidad experimental, capturando en gran medida el comportamiento estructural del muro diafragma. Esto sugiere que, si bien la capacidad máxima difiere ligeramente, el modelo ofrece una representación válida de la respuesta estructural en condiciones similares.

3.1.7.9 Comparativa de modelamientos de interacción Tabique-Estructura

En esta sección se presenta una comparativa de los diferentes tipos de modelamientos utilizados para representar la interacción tabique-estructura. En la figura que se muestra a continuación, se puede observar la comparación entre los modelos no lineales, que incluyen elementos frame con rótula axial, elementos con límites de compresión y tracción, y el método de modelado de muro diafragma utilizando Shell con Layers. Estos resultados se contrastan con el ensayo para evaluar la precisión y la representatividad de cada uno de los enfoques en términos de la respuesta estructural bajo condiciones de carga lateral.

A través de esta comparativa, es posible identificar las ventajas y limitaciones de cada método de modelado, lo cual permite seleccionar la estrategia más adecuada para aplicaciones futuras de acuerdo al tipo de análisis requerido.

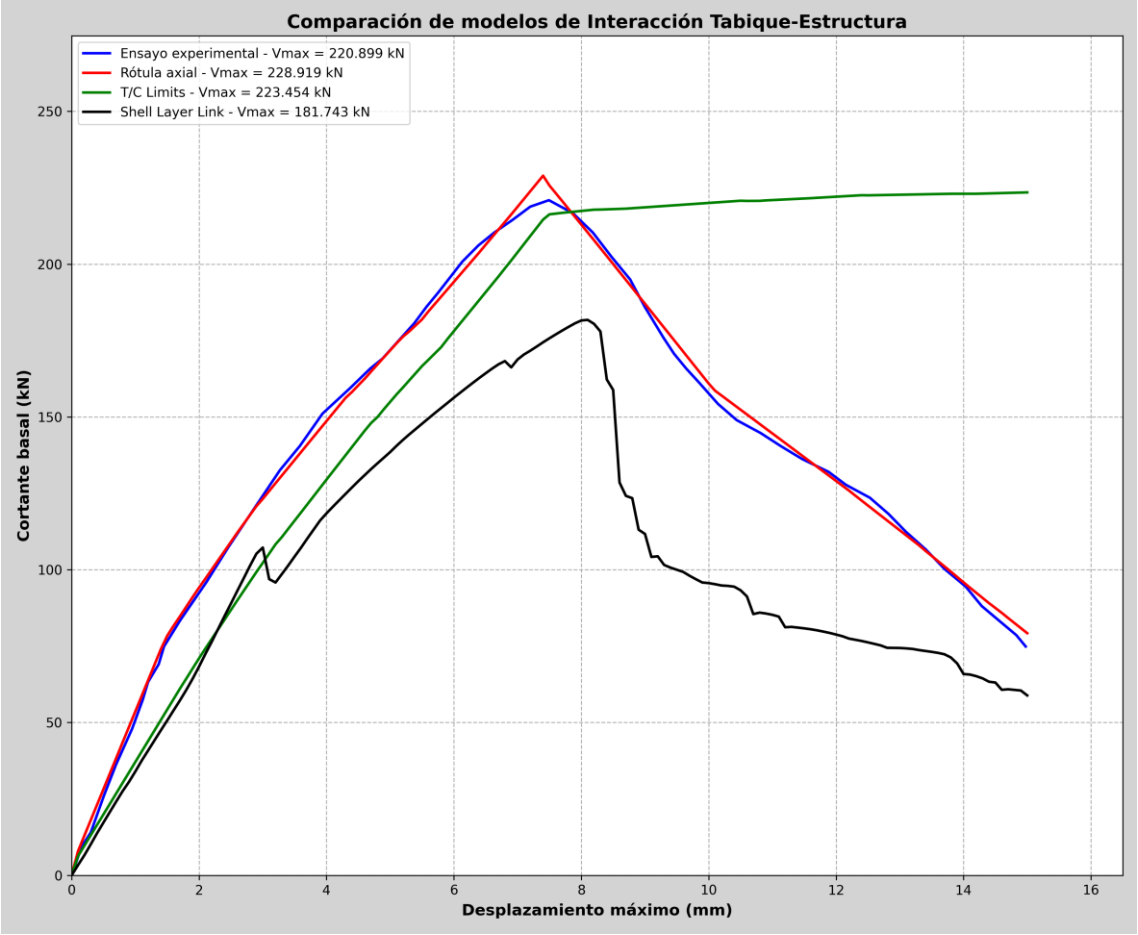


Figura 155. Comparación de modelos de interacción Tabique- Estructura

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

De las 3 propuestas de modelado para la interacción tabique-estructura, se tiene que, con el debido análisis adecuado, las 3 propuestas podrían representar la interacción tabique-estructura y esto se ve reflejado en la comparativa respecto al ensayo . El modelo que más se asemeja es el de tipo rótula axial en un elemento tipo "frame", el problema de este tipo de modelado es que la rótula está definida como rótula concentrada y en proyectos grandes puede carecer de convergencia. Por otro lado, el método de T/C Limits ofrece un comportamiento similar hasta alcanzar la resistencia máxima y luego se vuelve elastoplástico. Solo se puede determinar el fin de su capacidad al tomar en cuenta la ductilidad que este tiene. Por último, el método de elementos tipo link y elementos tipo shell layer ofrece un equilibrio entre convergencia y capacidad de evidenciar la pérdida de resistencia en la interacción tabique-estructura.

3.1.7.10 Comparativa de resultados del análisis no lineal estático de modelo muro diafragma, albañilería confinada con rótula por corte y solo pórtico del caso de estudio Chulucanas

En esta sección, se presentará una comparativa de los resultados del análisis no lineal estático para el caso de estudio Chulucanas, utilizando cuatro metodologías de modelado: (1) albañilería confinada con rótulas tipo corte, (2) modelado con elementos tipo link, (3) interacción tabique-estructura como muro diafragma, y (4) el caso sin muros, donde se modela únicamente como pórticos. Cada uno de estos modelos ha sido desarrollado específicamente para el proyecto Chulucanas, con el objetivo de visualizar la diferencia en la respuesta estructural de cada enfoque frente a distintos escenarios sísmicos.

Se presentan las curvas de capacidad de cada modelado, así como las respuestas estructurales ante sismos máximos y ocasionales, permitiendo apreciar cómo varía el comportamiento de la estructura dependiendo de la metodología empleada. Esto brinda una visión clara de las distintas capacidades y respuestas de cada enfoque ante eventos sísmicos de diferentes intensidades.

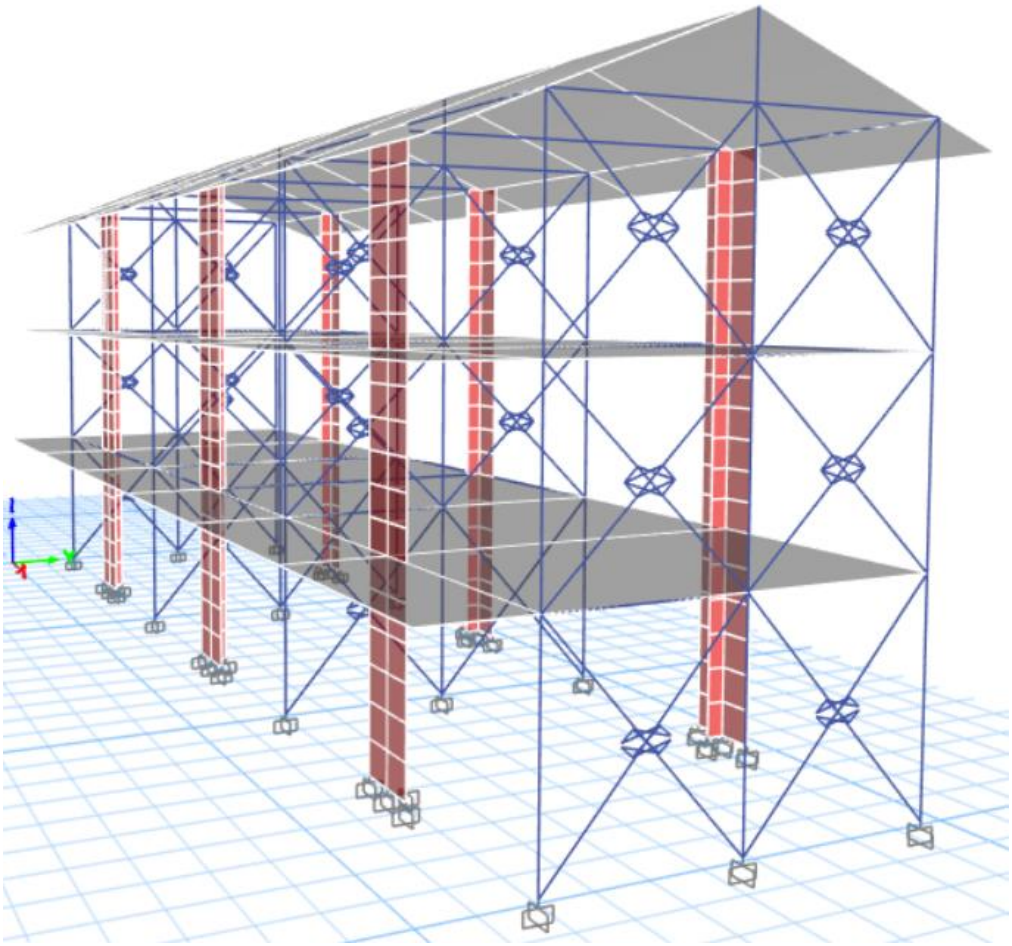


Figura 156. Modelo del edificio Chulucanas con elementos tipo Link que representan a la albañilería confinada

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

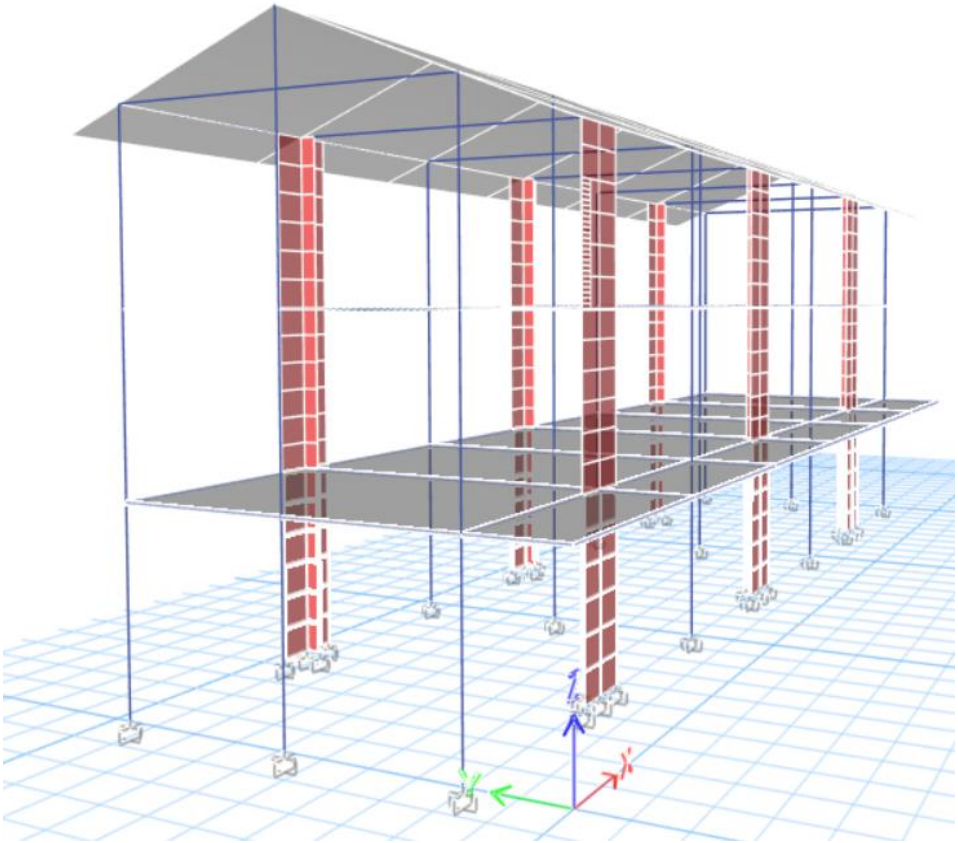


Figura 157. Modelo del edificio Chulucanas considerado solo como pórticos de concreto armado

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

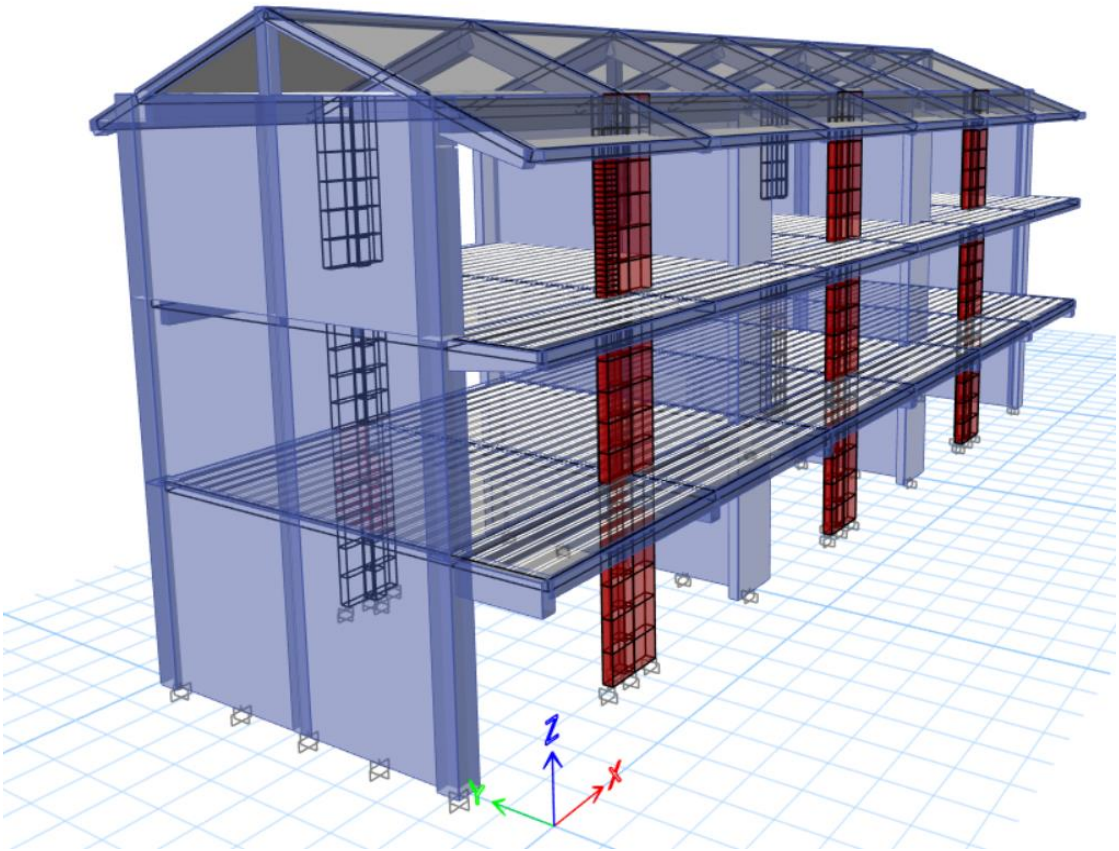


Figura 158. Modelo del edificio Chulucanas modelado como columna ancha con rótulas por corte

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

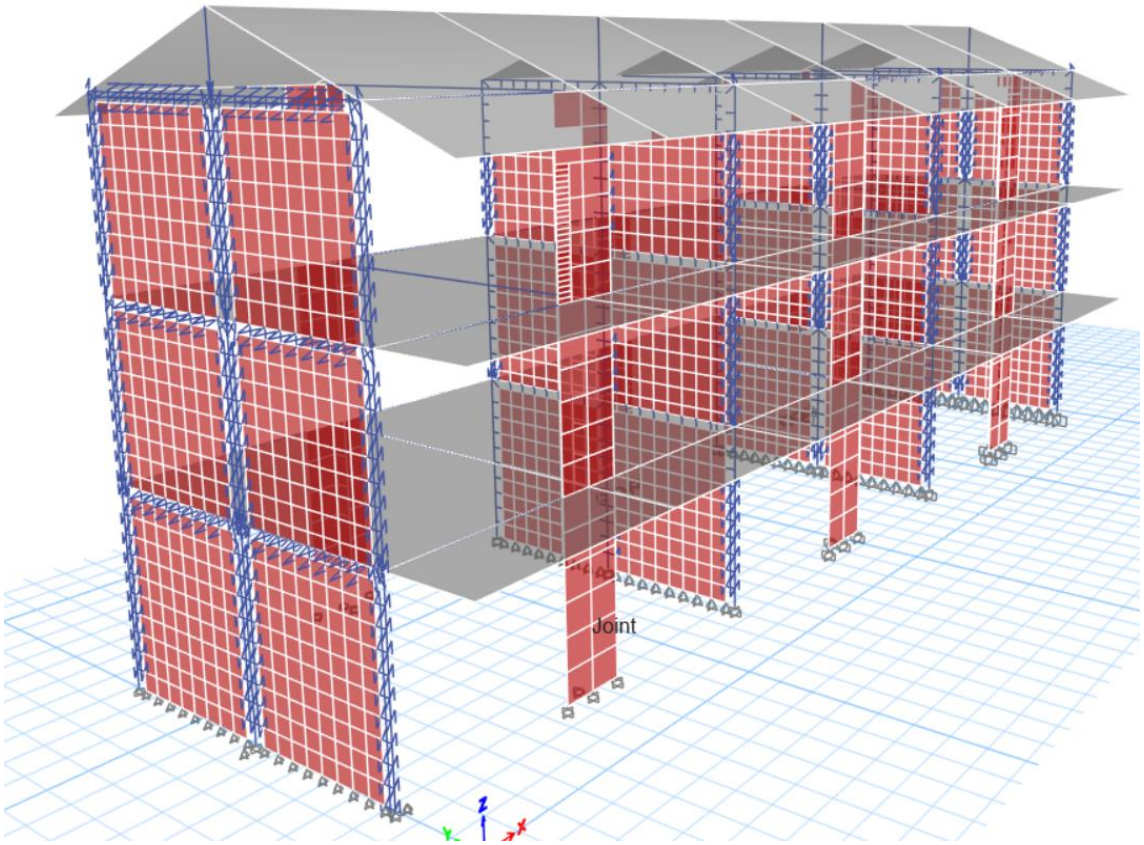


Figura 159. Edificio Chulucanas modelado como muro diafragma para representar interacción Tabique-Estructura

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

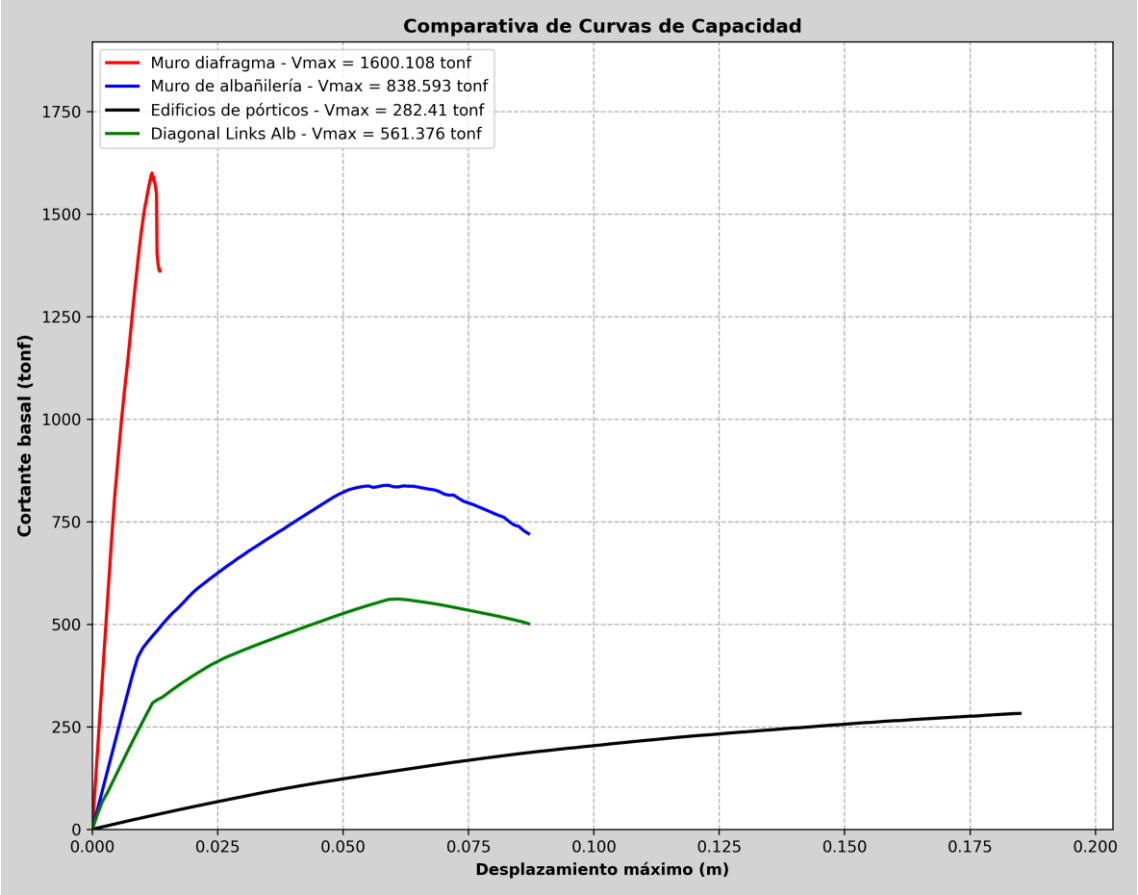


Figura 160. Comparativa de curvas de capacidad de modelo representativo edificio Chulucanas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

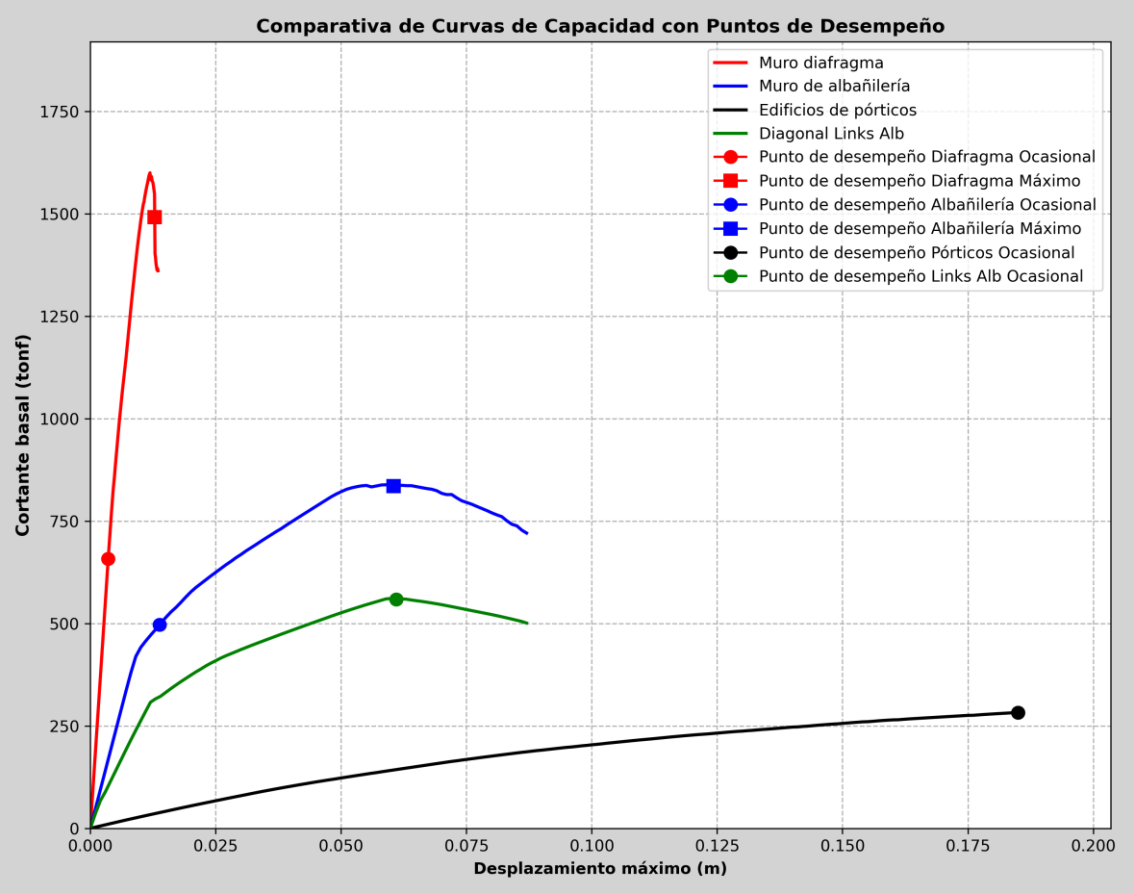


Figura 161. Comparativa de curvas de capacidad con puntos de desempeño

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

1) Se observa del comportamiento de los sistemas de muro diafragma, muro de albañilería confinada y solo pórticos que en el caso de solo pórticos se tiene una estructura bastante dúctil que solo llega a soportar hasta un sismo ocasional. Mientras que para el caso del muro diafragma tiene un comportamiento bastante frágil que si bien es cierto soporta un sismo ocasional elásticamente, ante un sismo máximo llega al colapso. Por otro lado, tenemos el caso del sistema estructural de muro de albañilería confinada que es un intermedio dado que tiene ductilidad intermedia, logra soportar con daños el sismo ocasional y sismo máximo sin llegar al colapso.

2) En el caso del modelamiento con elementos tipo Link en Diagonal para un sistema estructural de muros de albañilería confinada, se observa que la curva tiene una rigidez inicial menor, lo cual se ve reflejado también en un incremento del periodo. Este incremento del periodo principalmente genera que el punto de desempeño sea mayor y, por lo tanto, la estructura solo pueda resistir un sismo ocasional. Este incremento del periodo se tomaría como injustificado, dado que se alejaría del periodo inicial con

elementos tipo Shell. Se concluye que el modelado con rótulas tipo corte sería el más adecuado para representar el edificio.

3.1.8 Análisis no lineal estático de módulos seleccionados

La formulación se realiza mediante un análisis no lineal estático, el caso inicial es de gravedad y luego viene el sismo, ya sea en la dirección XX o la dirección YY.

3.1.8.1 Análisis no lineal estático de la IE Señor de los Milagros de Paita

3.1.8.1.1 Modelo estructural

El modelo estructural se basa en elementos tipo frame para columnas y vigas con plasticidad tipo fibra, además de placas de concreto armado hecho a base de elementos tipo Shell con plasticidad tipo fibra. El diagrama constitutivo utilizado para el concreto y acero de refuerzo se muestra a continuación:

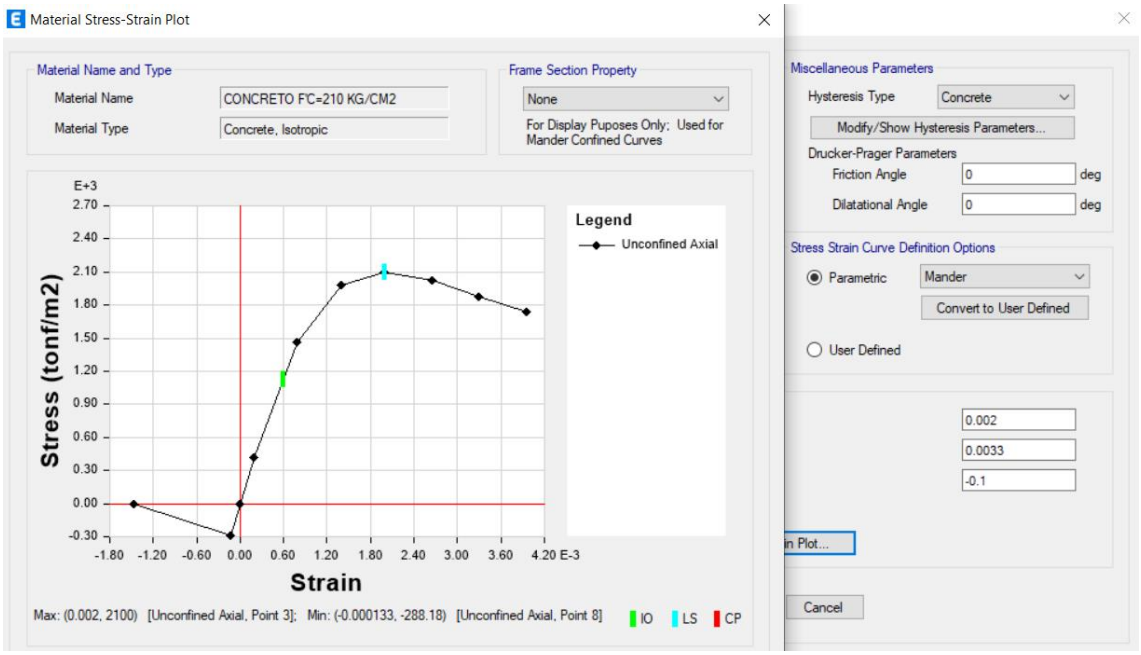


Figura 162. Modelo Paita : Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto.

Nota. Adaptado de User's Manual ETABS. (CSI, 2018)

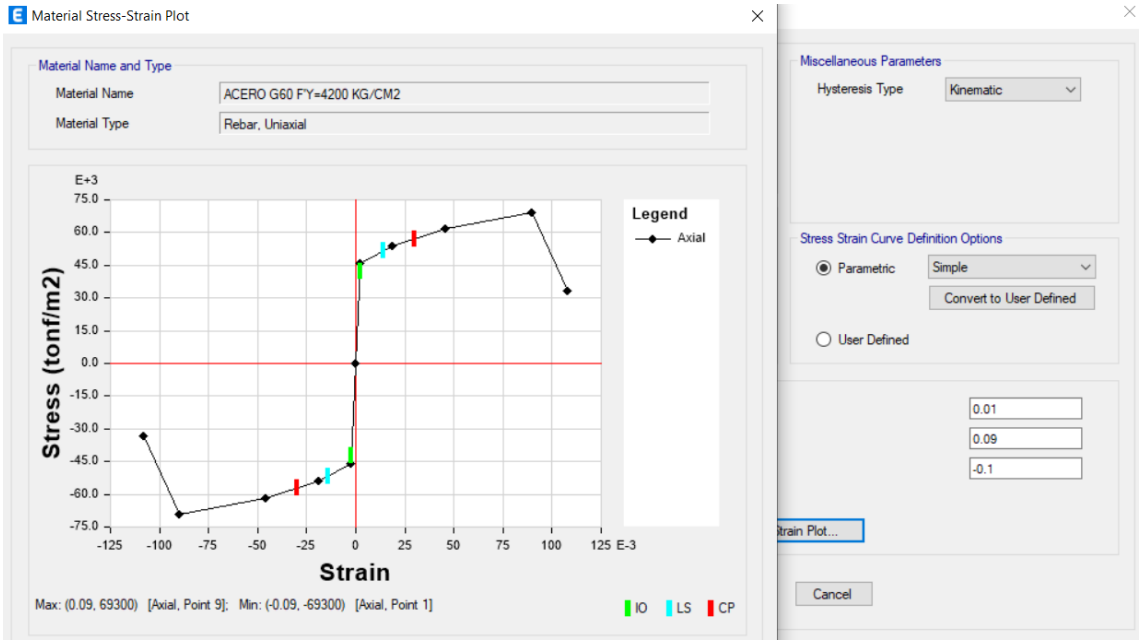


Figura 163. Modelo Paita: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo.

Nota. Adaptado de User's Manual ETABS. (CSI, 2018)

3.1.8.1.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño

Se crea el caso de análisis no lineal estático en función del modo fundamental de la dirección en consideración y el punto de control de desplazamiento como el punto ubicado en el último nivel más cercano al centro de masas acorde al ASCE 41-17.

Acorde a la cortante basal calculado para cada punto de desplazamiento del último nivel, se presenta el gráfico de la curva de capacidad para ambas direcciones.

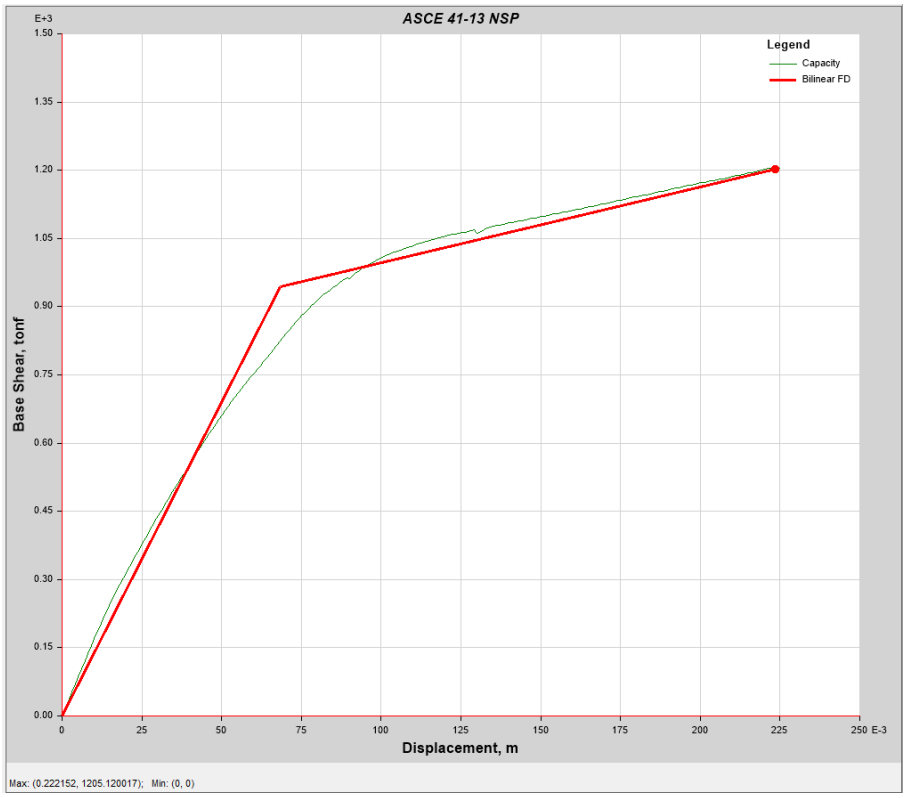


Figura 164. Modelo Paita: Curva de capacidad en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

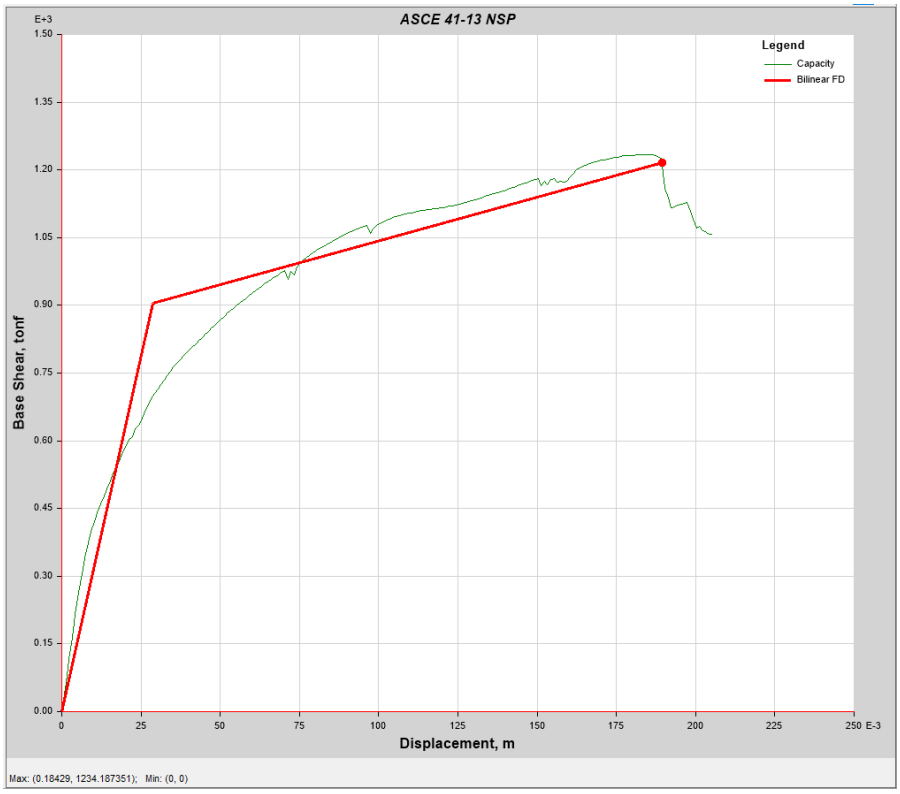


Figura 165. Modelo Paita: Curva de capacidad en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la cortante basal y el desplazamiento son similares en ambas direcciones, con una cortante de 1200 tf y un desplazamiento máximo aproximado de 20 cm, se da este comportamiento similar debido a que en ambas direcciones se tiene un sistema estructural de muros de concreto armado.

Se calcula el punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones, para esto se utiliza el espectro elástico con R=1 acorde a la norma E030 y se presenta a continuación:

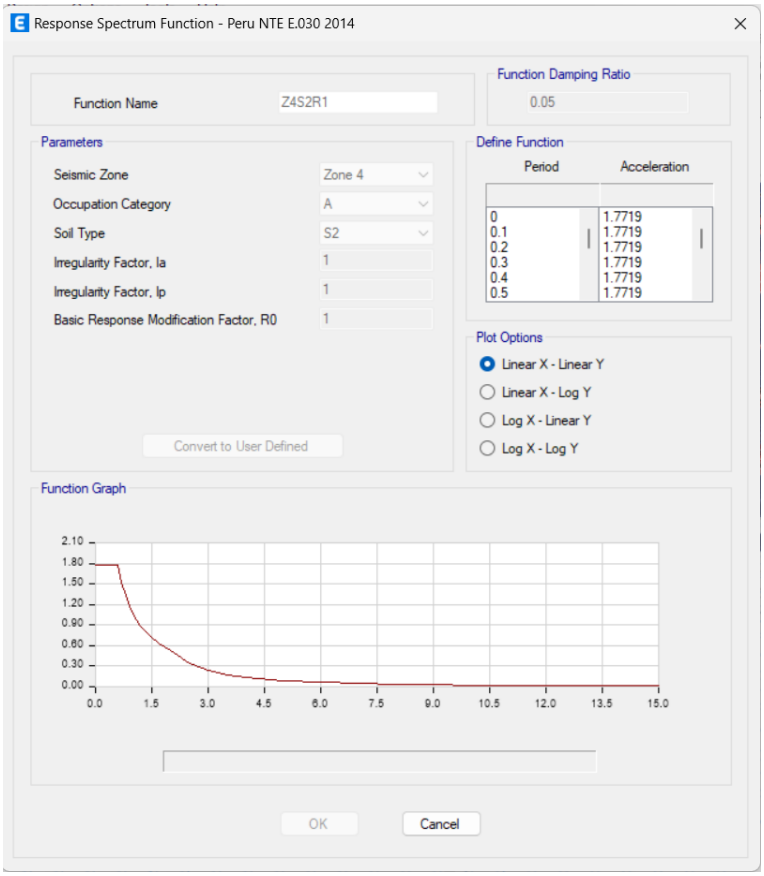


Figura 166. Modelo Paita: Espectro elástico en la Dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se muestran los parámetros utilizados para el cálculo manual del desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17.

Tabla 66

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Paita

c0	1.300	a	90.000
c1	1.108	te(seg)	0.395
ke(tf/m)	14977.000	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	16848.000	Vy (tf)	666.000
ti(seg)	0.372	W(tf)	1099.000
c2	1.014	cm	0.800
delta(cm)	10.010	ustrg	2.339

Nota: Elaboración propia

Tabla 67

Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17- Modelo Paita

c0	1.300	a	60.000
c1	1.945	te(seg)	0.214
ke(tf/m)	47903.000	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	50249.000	Vy (tf)	541.300
ti(seg)	0.209	W(tf)	1099.000
c2	1.184	cm	1.000
delta(cm)	6.039	ustrg	3.597

Nota: Elaboración propia

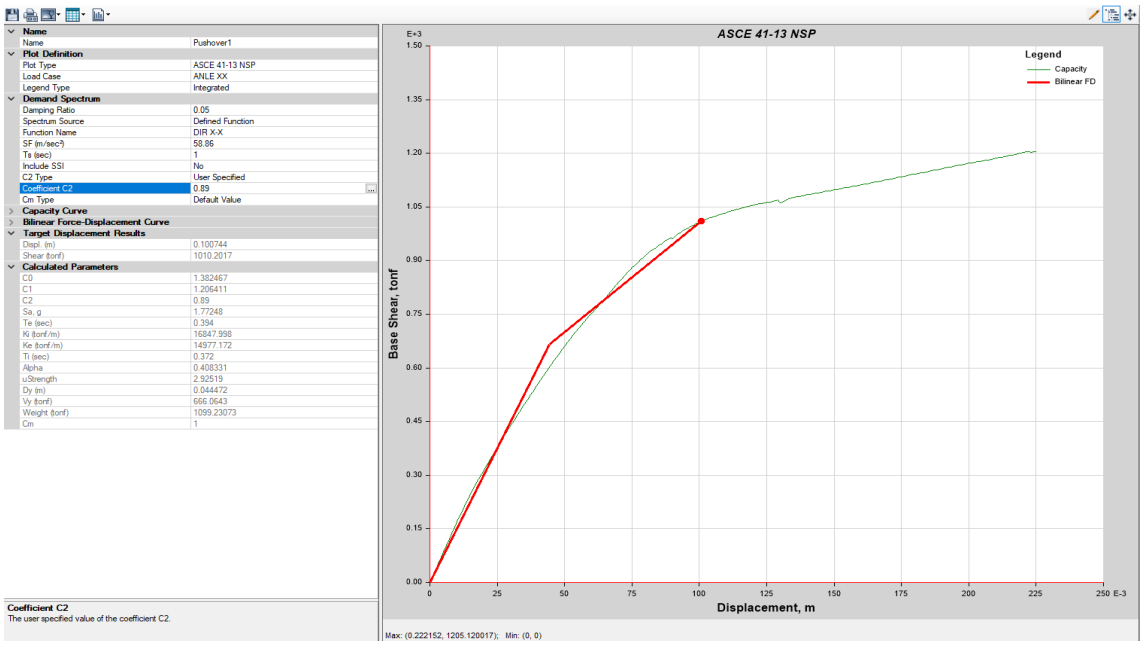


Figura 167. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

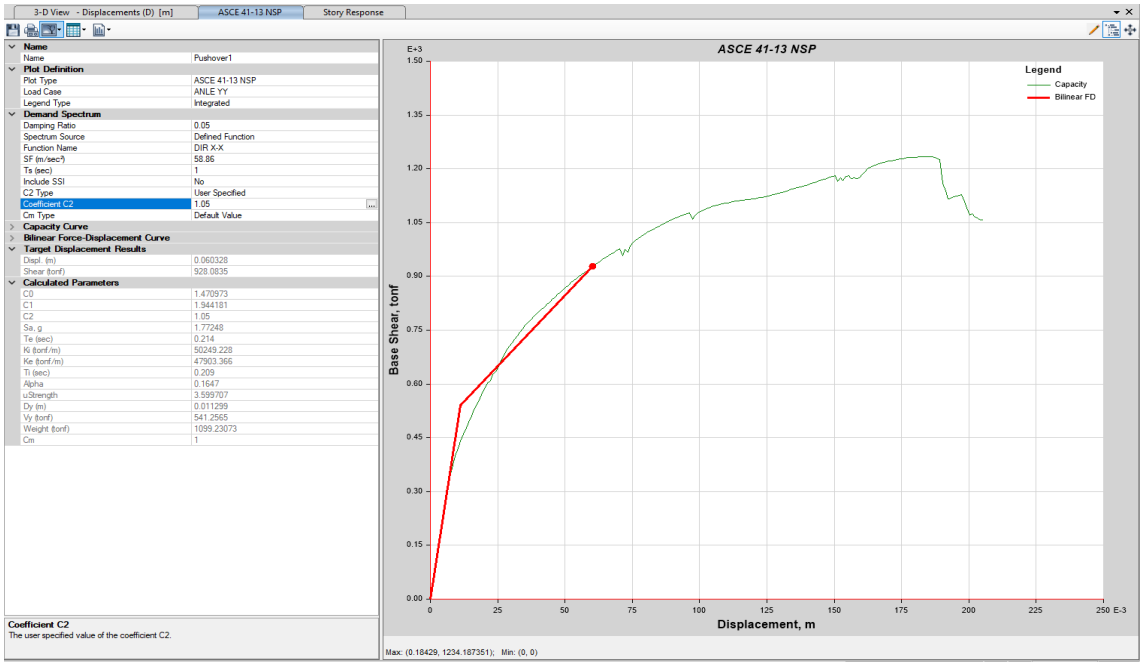


Figura 168. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa el punto de desempeño en la curva de capacidad acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones y se tiene que el punto de desempeño para la dirección XX es de 10 cm y para la dirección YY es de 6.04 cm, en ambas se observa bastante capacidad remanente para alcanzar la falla, por lo que se consideraría una respuesta óptima.

3.1.8.1.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

Se presenta acorde a SEAOC VISION 2000 la sectorización de la curva de capacidad y colocación del punto de desempeño dentro de esta, para así calcular finalmente el desempeño global de la estructura.

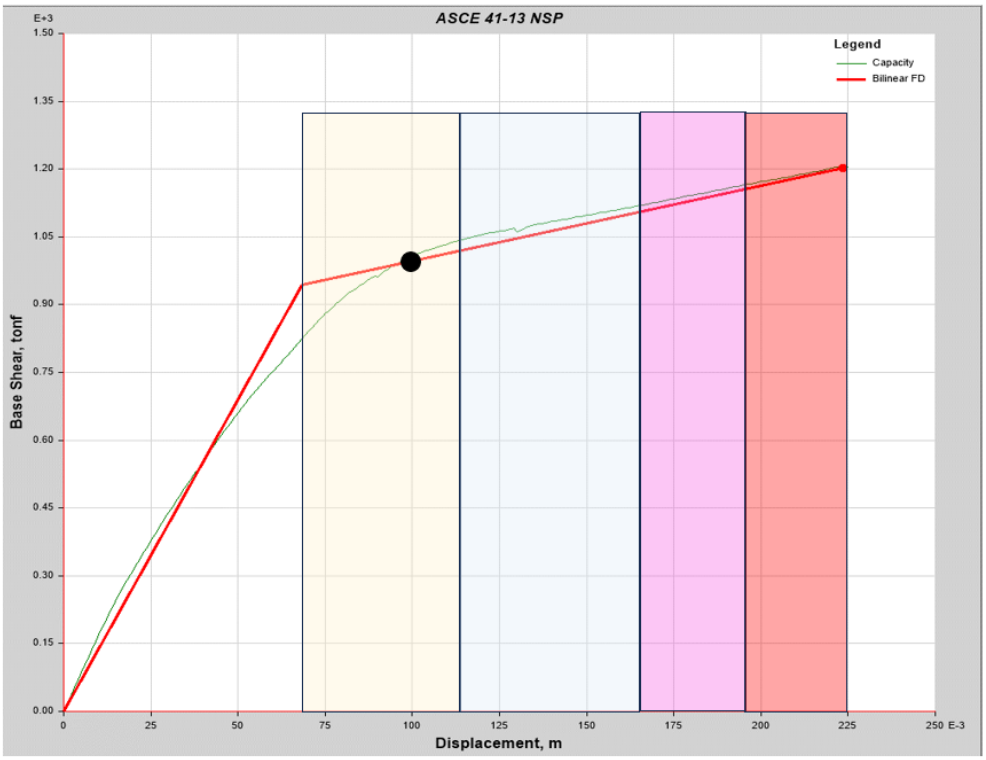
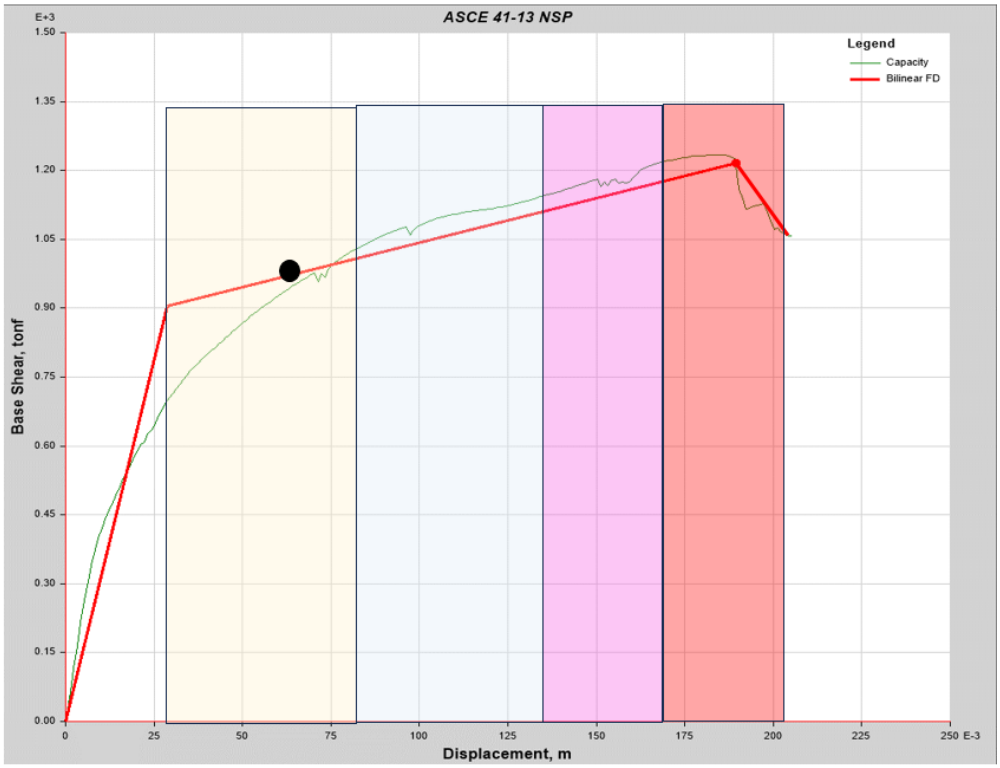


Figura 169. Modelo Paita: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021



Nota:

Figura 170. Modelo Paita: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000

Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa un desempeño de ocupación inmediata en ambas direcciones, por lo que acorde a este método en ambas direcciones se cumpliría con el desempeño esperado.
El desempeño acorde al SEAOC en ambas direcciones es tal que el daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios.

3.1.8.1.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad

Acorde al RISK-UE se forman las curvas de fragilidad en función del desplazamiento de fluencia y último, se muestran los valores de media y desviación estándar logarítmica para cada uno de los 4 estados de daño:

Tabla 68

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Paita

	Desplazamiento (cm)	
Dy	6.8	
Du	22.5	

Nota: Elaboración propia

Tabla 69

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño direcciónXX – Modulo Paita

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	4.76	0.33
DS2	Moderado	6.8	0.42
DS3	Extensivo	10.725	0.58
DS4	Completo	22.5	0.75

Nota. Datos obtenidos de gráficos de curvas de fragilidad de la figura 80.

Tabla 70

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Paita

	Desplazamiento (cm)	
Dy	2.86	
Du	20.5	

Nota: Elaboración propia

Tabla 71

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Paita

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	2.002	0.39
DS2	Moderado	2.86	0.55
DS3	Extensivo	7.27	0.89
DS4	Completo	20.5	1.13

Nota: Elaboración propia

Los datos fueron obtenidos de los gráficos de curvas de fragilidad.

Con los resultados anteriores y al evaluarlos en el punto de desempeño, se obtienen las siguientes curvas de fragilidad y el porcentaje de daño para cada uno de los estados en ambas direcciones.

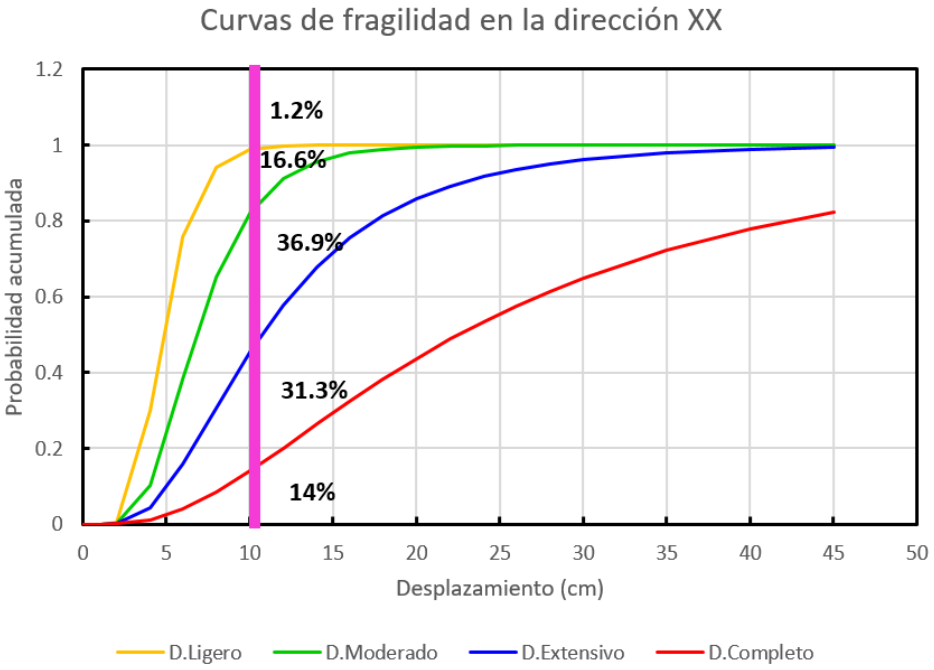


Figura 171. Modelo Paita: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

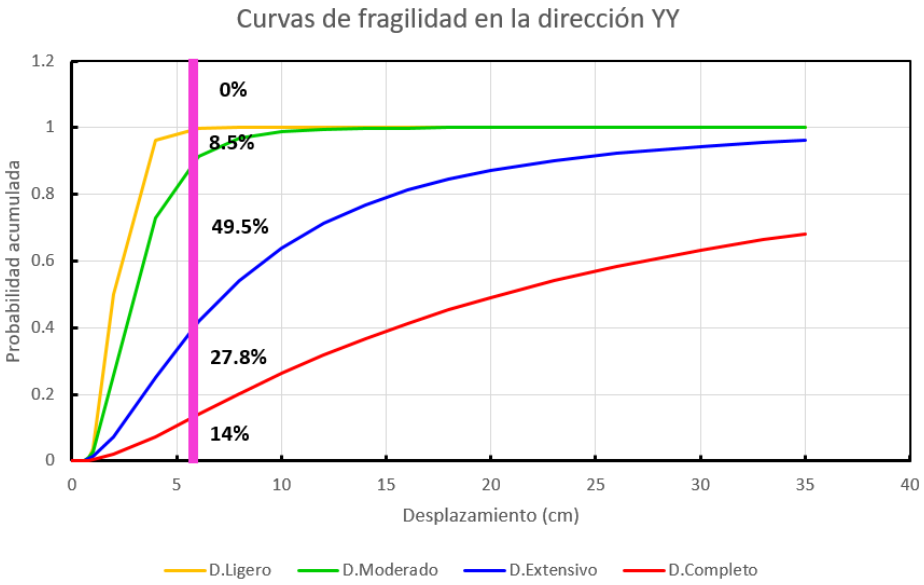


Figura 172. Modelo Paita: Curvas de fragilidad en la dirección YY

Nota: Elaboración propia

Tabla 72

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Paita

Probabilidad de daño - Dirección XX	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	1.2
DS1	16.6
DS2	36.9
DS3	31.3
DS4	14.0
Total	100

Nota: Elaboración propia

Tabla 73

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Paita

Probabilidad de daño - Dirección YY	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	0.2
DS1	8.5
DS2	49.5
DS3	27.8
DS4	14.0
Total	100

Nota: Elaboración propia

En la dirección XX, lo más probable es obtener un estado de daño moderado y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre sin daño, ligero y moderado es de 54.7%, por lo que se espera un buen desempeño en esta dirección.
En la dirección YY, lo más probable es obtener un estado de daño moderado y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre sin daño, ligero y moderado es de 58.2%, por lo que se espera un buen desempeño en esta dirección.

3.1.8.1.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17

Se analiza el muro más exigido en la dirección XX y YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los muros analizados y los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

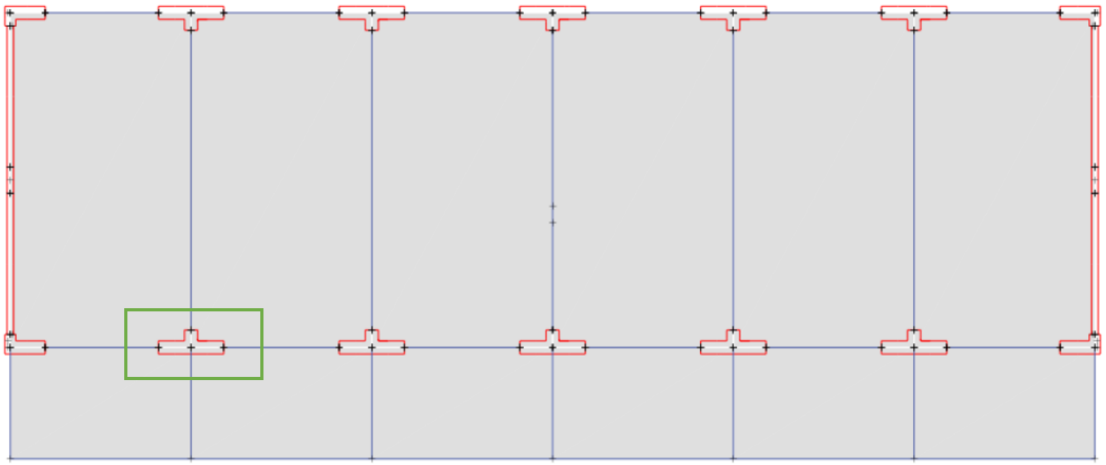


Figura 173: Modelo Paita: Ubicación de muro crítico en eje XX - Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

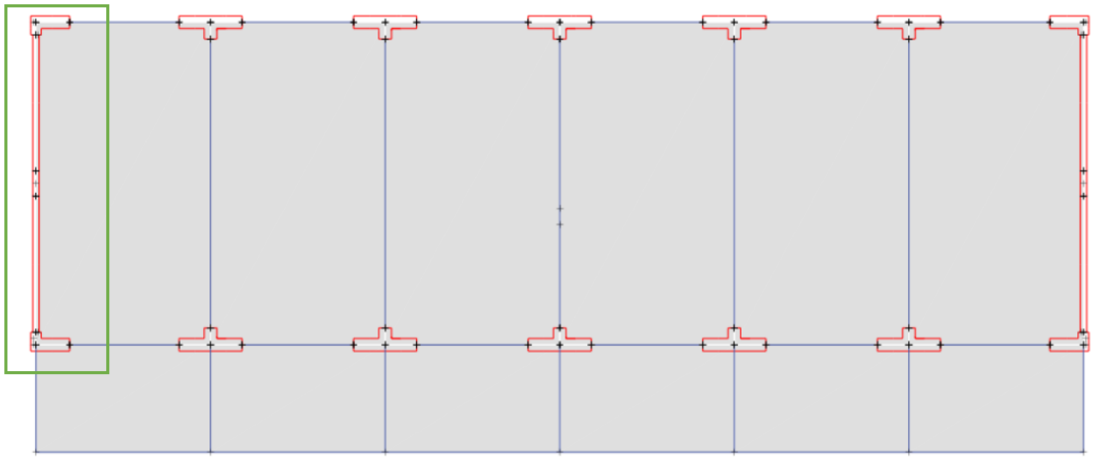


Figura 174. Modelo Paita: Ubicación de muro crítico en eje YY _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

DIRECCIÓN XX

Tabla 74

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 -Modelo Paita

lw (cm)	150
tw (cm)	30
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	80860
P (kg)	-54500
As (cm2)	25.04
A's (cm2)	10.84
pmin (cm2)	11.25

Condición 1	0.0054
Condición 2	4.67
Condición 3	confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians)		
						Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[c]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 175. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Paita

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal, para así obtener los valores de rotación que clasifiquen en un desempeño.

Tabla 80

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX– Modelo Paita

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.02
4.67	0.018325
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.015
4.67	0.013325
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDIATA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.005
4.67	0.004665
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 18.3/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 13.3/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.67/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

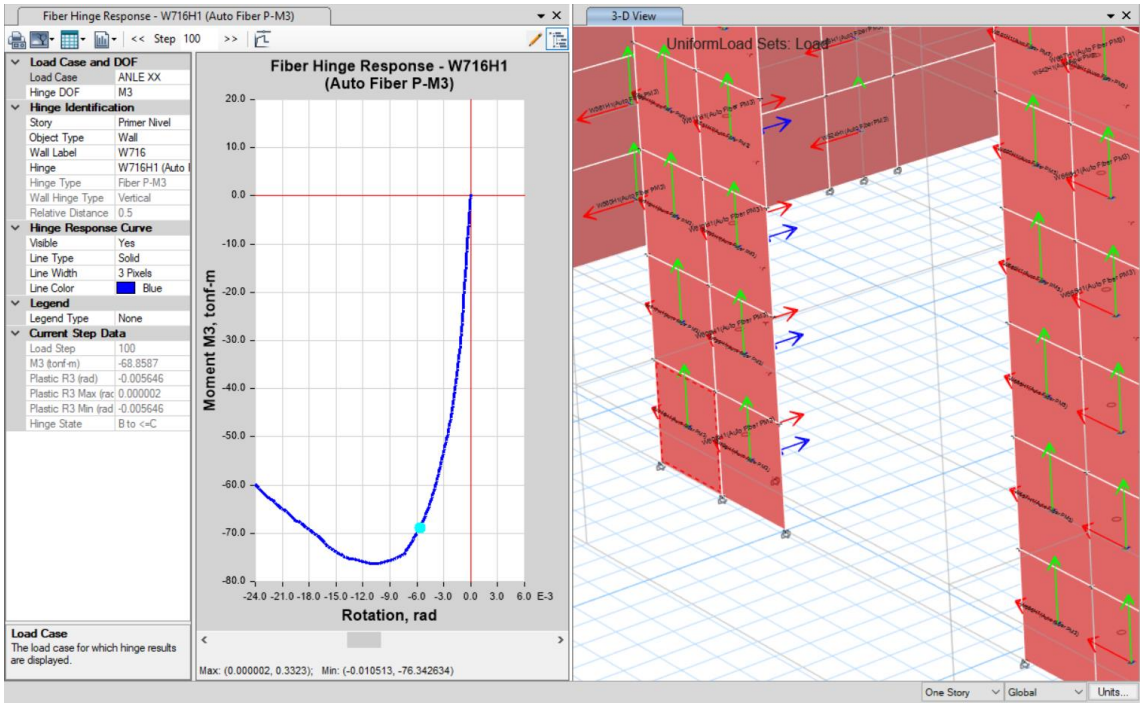


Figura 176. Modelo Paita: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección XX es de 5.8/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar los 4.7/1000.

DIRECCIÓN YY

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 75

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Paita

lw (cm)	790
tw (cm)	15
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	528700
P (kg)	-164500
As (cm2)	0
A's (cm2)	104.8
pmin (cm2)	29.625

Condición 1	-0.2430
Condición 2	11.60
Condición 3	No confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 177. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Paita

Nota : Adoptado de ASCE 41 – 13

Tabla 76

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY– Modelo Paita

CERCANO AL COLAPSO		RESGUARDO DE VIDA		OCUPACIÓN INMEDIATA	
Límite	0.01	Límite	0.006	Límite	0.002

Nota: Elaboración propia

Luego de ubicarlo dentro de la tabla, observa que se encuentra en la sexta fila, por lo que el colapso se alcanza a una rotación de 10/1000, el límite de resguardo de vida en una rotación de 6/1000 y el límite de ocupación inmediata en 2/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

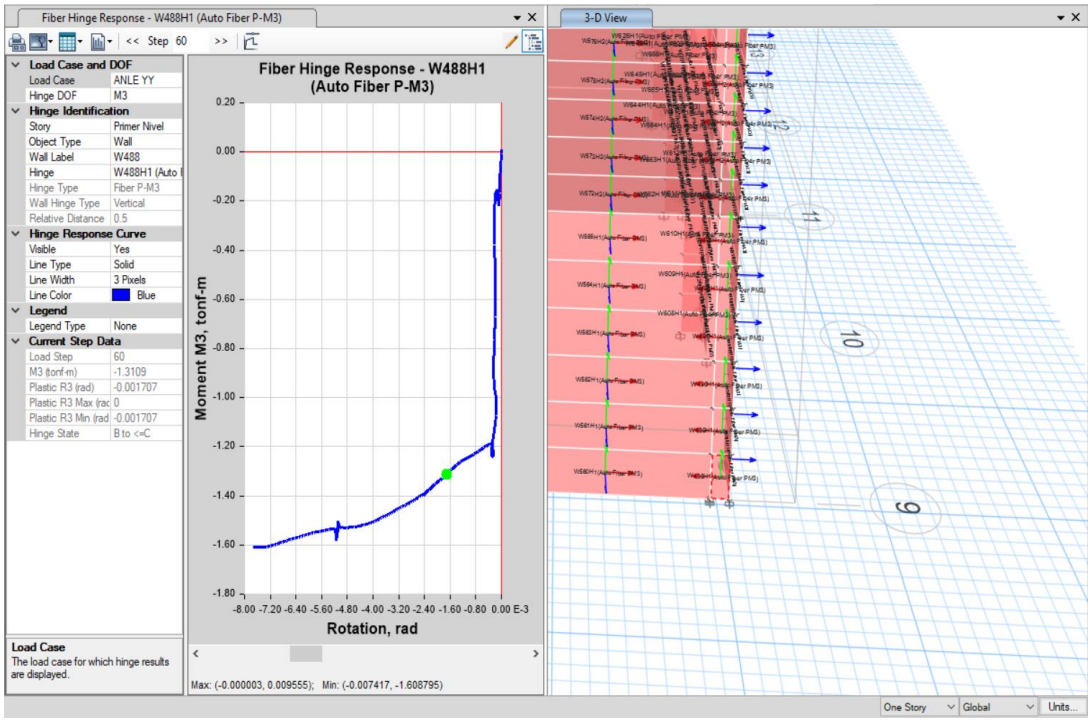


Figura 178. Modelo Paita: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección YY es de 1.7/1000, lo cual cae dentro del desempeño de ocupación inmediata al no superar el límite de ocupación inmediata de los 2/1000.

3.1.8.2 Análisis no lineal estático de la IE N°14857 -Sullana

3.1.8.2.1 Modelo estructural

El modelo estructural se basa en elementos tipo frame para columnas y vigas con plasticidad tipo fibra, además de placas de concreto armado hecho a base de elementos tipo Shell con plasticidad tipo fibra. El diagrama constitutivo utilizado para el concreto y acero de refuerzo se muestra a continuación:

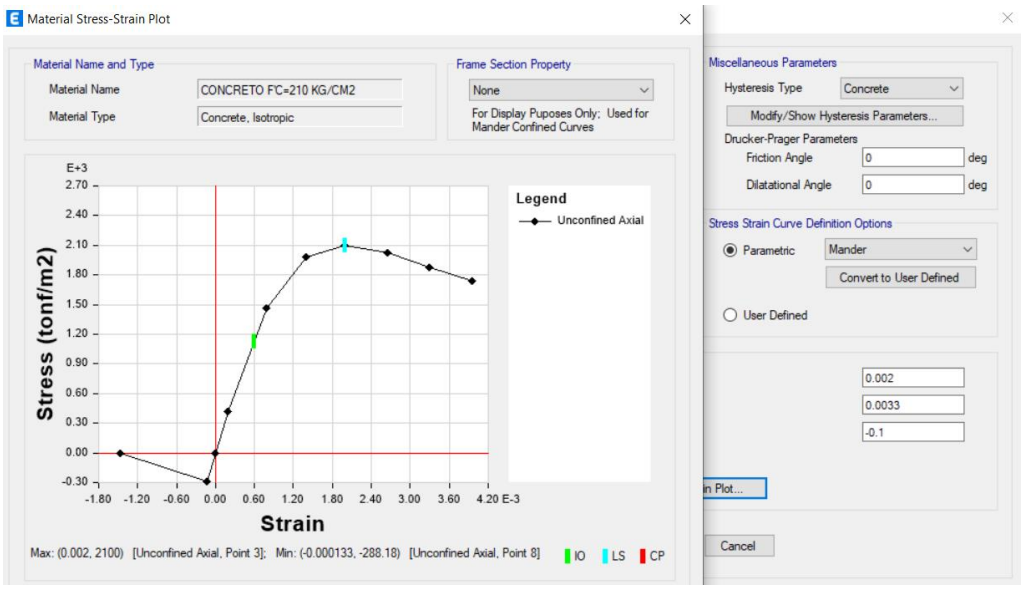


Figura 179. Modelo Sullana: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto.

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

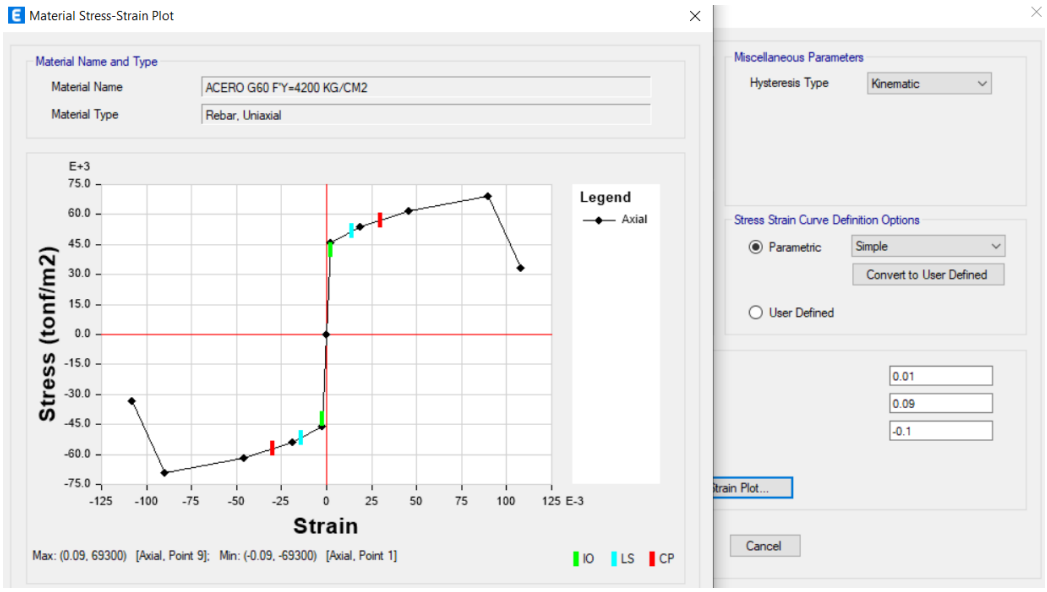


Figura 180. Modelo Sullana: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo.

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

3.1.8.2.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño

Se crea el caso de análisis no lineal estático en función del modo fundamental de la dirección en consideración y el punto de control de desplazamiento como el punto ubicado en el último nivel más cercano al centro de masas acorde al ASCE 41-17.

Acorde a la cortante basal calculado para cada punto de desplazamiento del último nivel, se presenta el gráfico de la curva de capacidad para ambas direcciones.

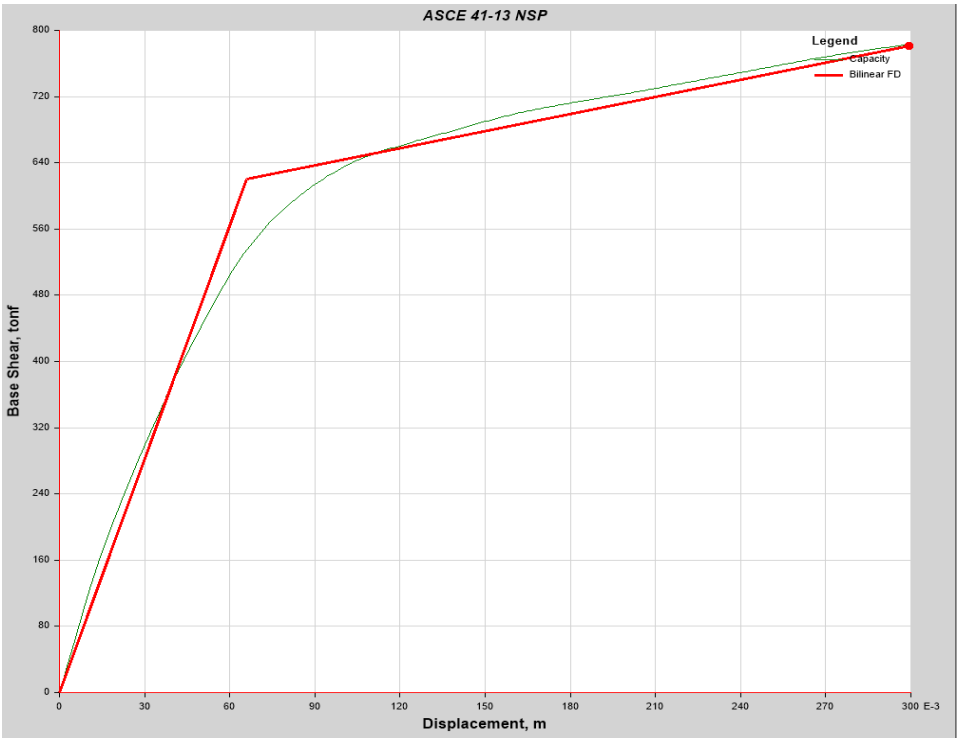


Figura 181. Modelo Sullana: Curva de capacidad en la dirección XX

Nota:Captura pantalla Etabs vers. 2021

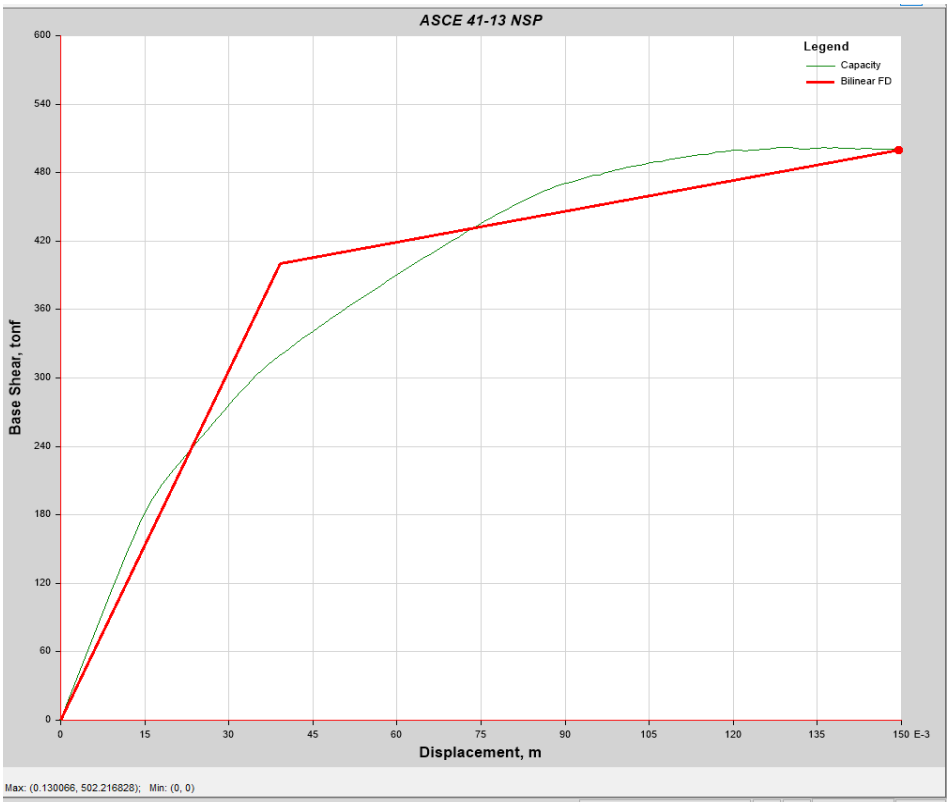


Figura 182. Modelo Sullana: Curva de capacidad en la dirección YY

Nota:Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la cortante basal y el desplazamiento es mayor en la dirección XX, esto porque en esta dirección el edificio es simétrico, además de presentar pórticos con columnas robustas de 1.80m, mientras que en la dirección YY se tiene principalmente como elementos sismorresistentes a muros de albañilería confinada con asimetría

Se calcula el punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones, para esto se utiliza el espectro elástico con R=1 acorde a la norma E030 y se presenta a continuación:

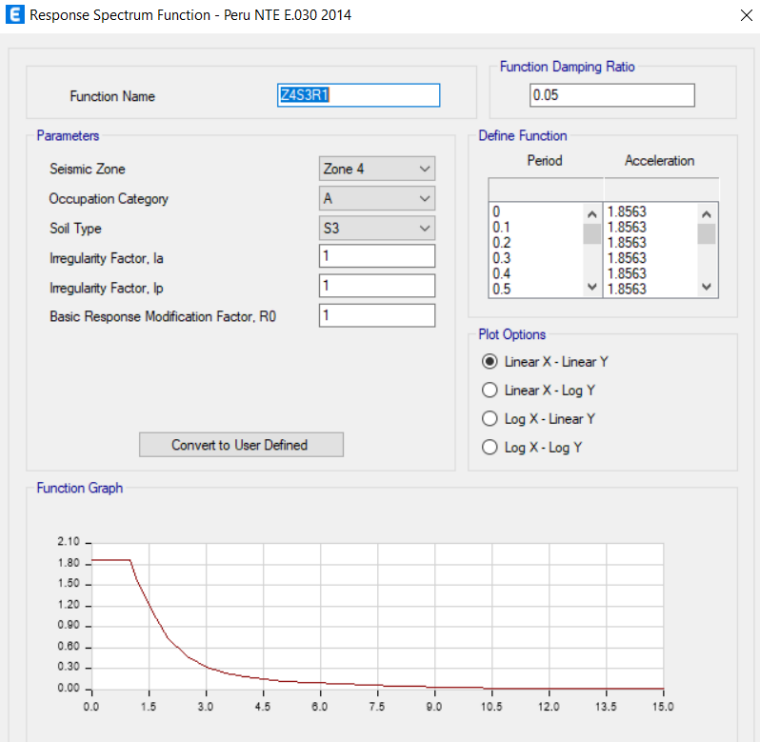


Figura 183. Modelo Sullana: Espectro elástico en la Dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se muestran los parámetros utilizados para el cálculo manual del desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17.

Tabla 77

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modulo Sullana

c0	1.300	a	60.000
c1	1.251	te(seg)	0.327
ke(tf/m)	10934.000	sa(g)	1.856
ki(tf/m)	11751.000	Vy (tf)	356.100
ti(seg)	0.315	W(tf)	597.700
c2	1.026	cm	0.800
delta(cm)	8.206	ustrg	2.493

Nota: Elaboración propia

Tabla 78

Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modulo Sullana

c0	1.300	a	60.000
c1	2.005	te(seg)	0.236

ke(tf/m)	12336.000	sa(g)	1.856
ki(tf/m)	12508.900	Vy (tf)	255.200
ti(seg)	0.234	W(tf)	597.700
c2	1.252	cm	1.000
delta(cm)	8.359	ustrg	4.348

Nota: Elaboración propia

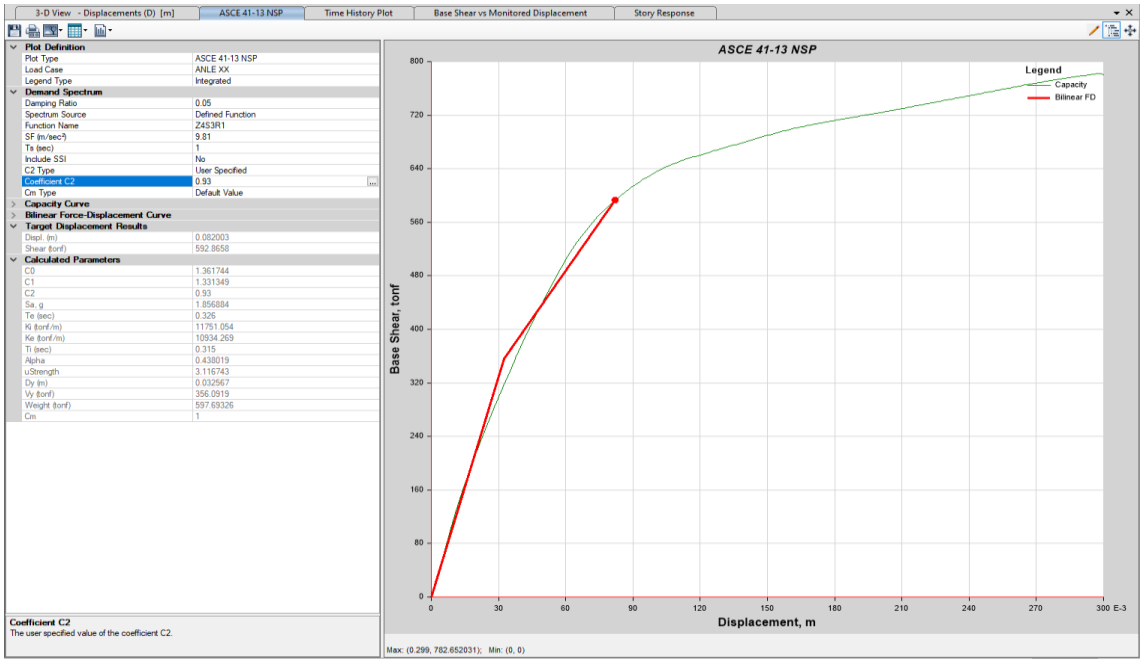


Figura 184. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

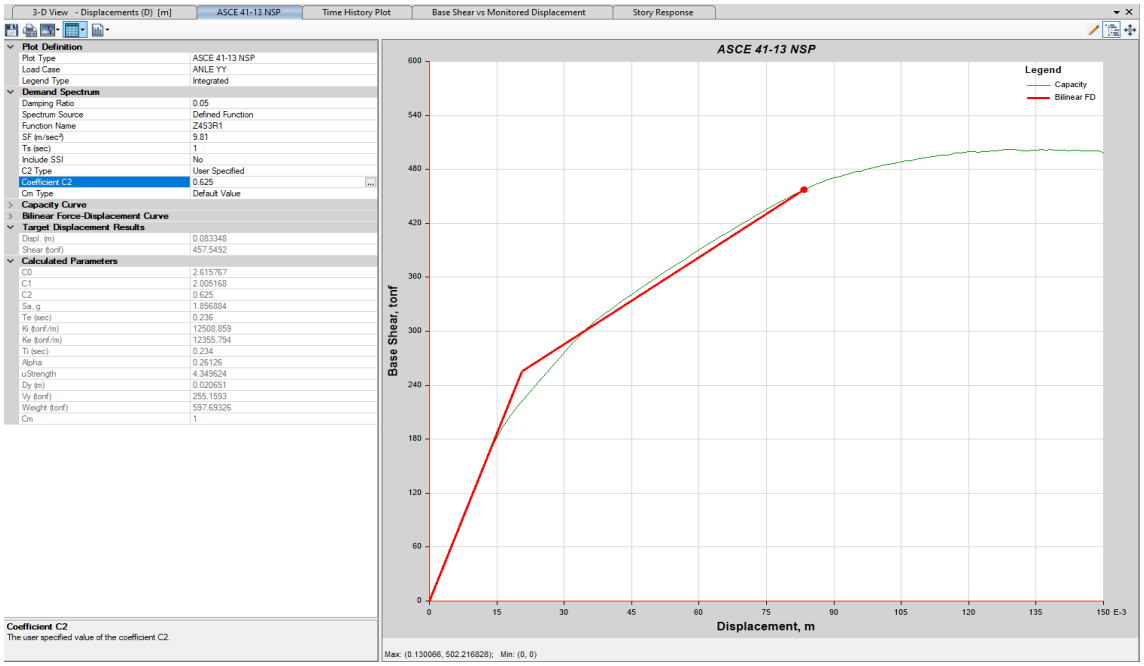


Figura 185. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa el punto de desempeño en la curva de capacidad acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones y se tiene que el punto de desempeño para la dirección XX de pórticos es de 8.2cm y para la dirección YY de albañilería confinada es de 8.36cm, sin embargo, la capacidad remanente en la dirección XX es mucho mayor, por lo que se esperaría un mejor desempeño.

3.1.8.2.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

Se presenta acorde a SEAOC VISION 2000 la sectorización de la curva de capacidad y colocación del punto de desempeño dentro de esta, para así calcular finalmente el desempeño global de la estructura.

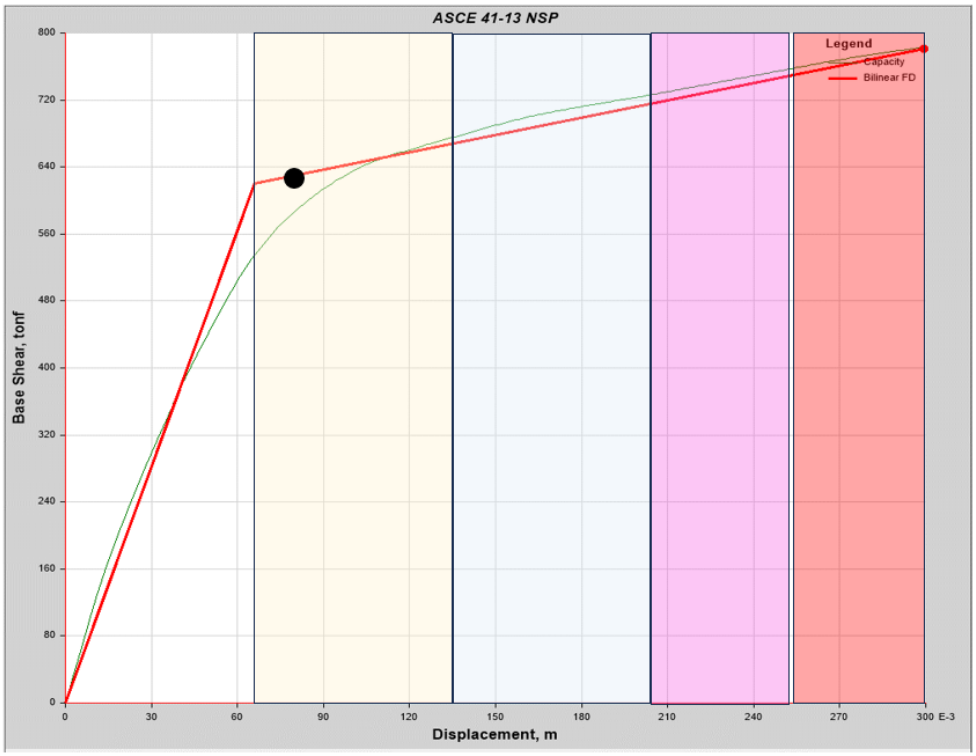


Figura 186. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

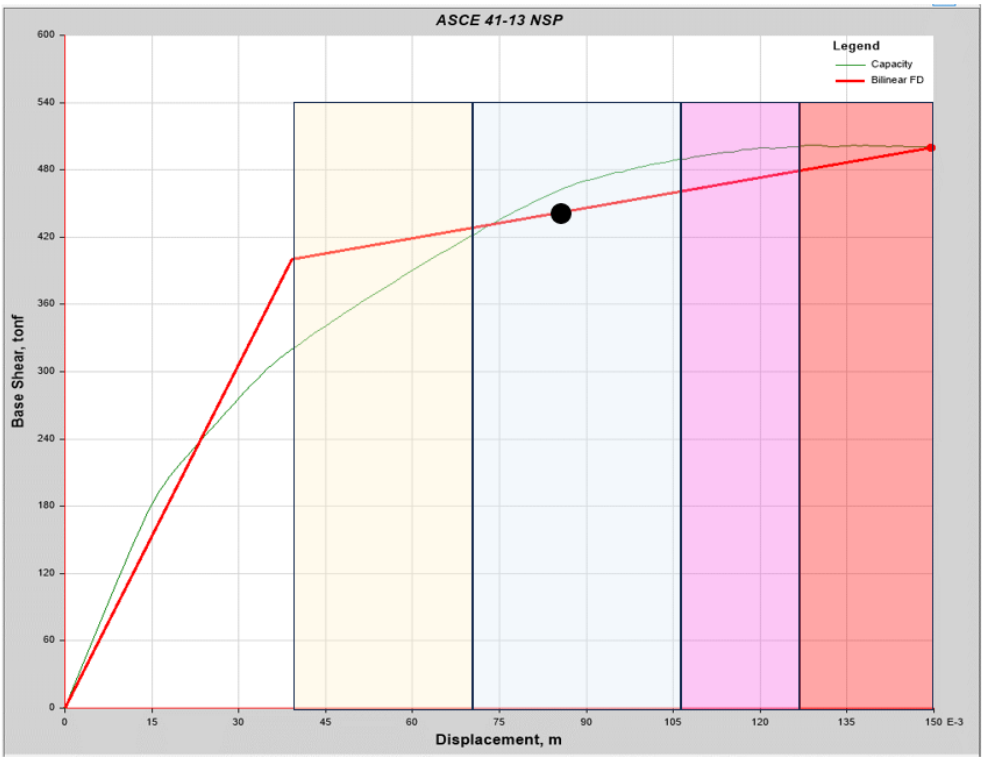


Figura 187. Modelo Sullana: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa un desempeño de ocupación inmediata en la dirección XX y de resguardo de vida en la dirección YY, por lo que acorde a este método en ambas direcciones se cumpliría con el desempeño esperado.

El desempeño acorde al SEAOC en la dirección XX es tal que el daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios.

El desempeño acorde al SEAOC en la dirección YY es tal que el daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. El edificio podría repararse, aunque no siempre resulte económicamente aconsejable.

3.1.8.2.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad

Acorde al RISK-UE se forman las curvas de fragilidad en función del desplazamiento de fluencia y último, se muestran los valores de media y desviación estándar logarítmica para cada uno de los 4 estados de daño:

Tabla 79

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Sullana

	Desplazamiento (cm)
Dy	6.6
Du	30

Nota: Elaboración propia

Tabla 80

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Sullana

	Estado de daño	Media (cm)	Desviación estándar (cm)
DS1	Ligero	4.62	0.36
DS2	Moderado	6.6	0.47
DS3	Extensivo	12.45	0.71
DS4	Completo	30	0.91

Nota: Elaboración propia

Tabla 81

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Sullana

	Desplazamiento (cm)
Dy	3.92
Du	15

Nota: Elaboración propia

Tabla 82

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Sullana

	Estado de daño	Media (cm)	Desviación estándar (cm)
DS1	Ligero	2.744	0.34
DS2	Moderado	3.92	0.44
DS3	Extensivo	6.69	0.64
DS4	Completo	15	0.82

Nota: Elaboración propia

Con los resultados anteriores y al evaluarlos en el punto de desempeño, se obtienen las siguientes curvas de fragilidad y el porcentaje de daño para cada uno de los estados en ambas direcciones.

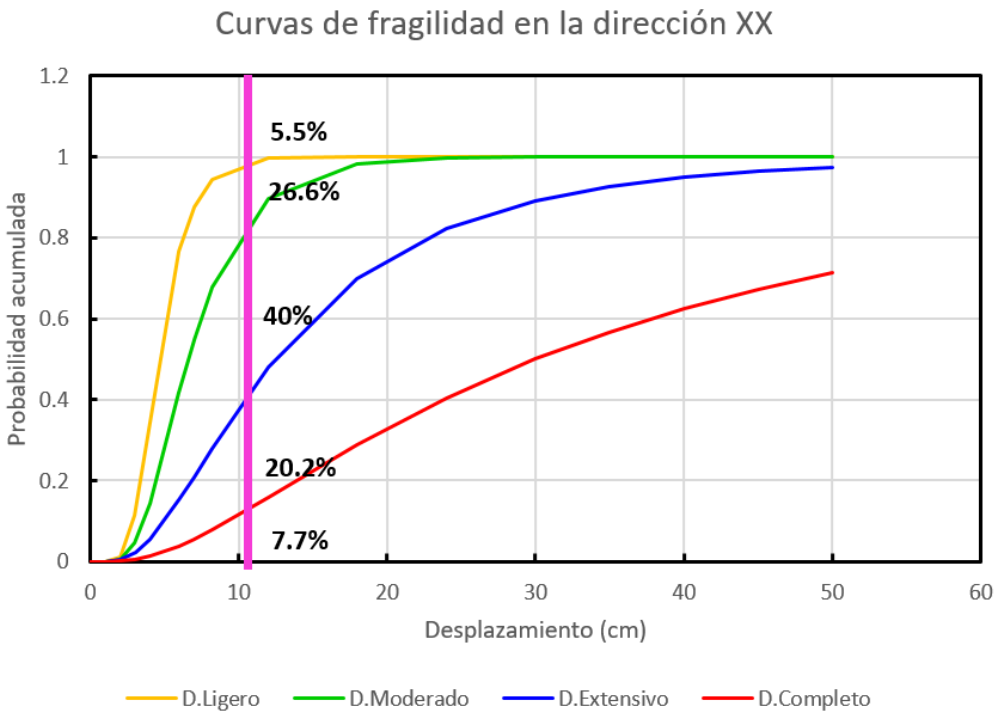


Figura 188. Modelo Sullana: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

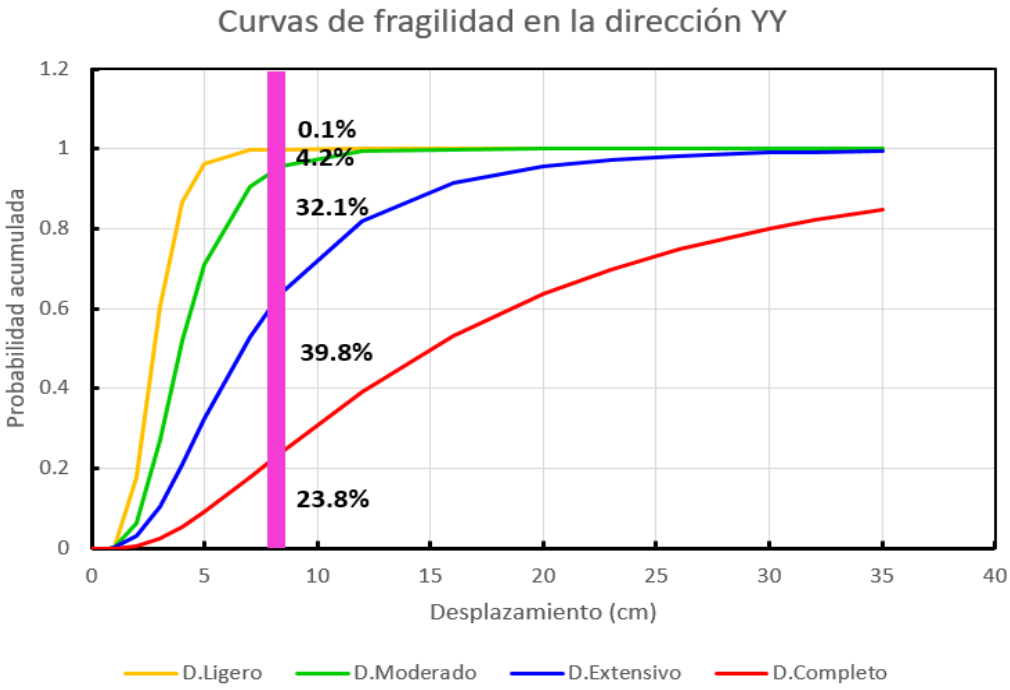


Figura 189. Modelo Sullana: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

Tabla 83

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Sullana

Probabilidad de daño - Dirección XX	
Estado de daño	Probabildad acumulada (%)
Sin Daño	5.5
DS1	26.6
DS2	40.0
DS3	20.2
DS4	7.7
Total	100.0

Nota: Elaboración propia

Tabla 84

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Sullana

Probabilidad de daño - Dirección YY	
Estado de daño	Probabilidad acumulada (%)
Sin Daño	0.1
DS1	4.2
DS2	32.1
DS3	39.8
DS4	23.8
Total	100.0

Nota: Elaboración propia

En la dirección XX lo más probable es obtener un estado de daño moderado y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre sin daño, ligero y moderado es de 72.1%, por lo que se espera un buen desempeño en esta dirección.

En la dirección YY lo más probable es obtener un estado de daño extensivo y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre extensivo y completo es de 63.6%, por lo que se esperaría que lo más probable es que haya un desempeño inadecuado, ya sea porque el daño sea extensivo o porque pueda alcanzar un colapso.

3.1.8.2.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17

Se analiza el muro más exigido en la dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestra el muro analizado y los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

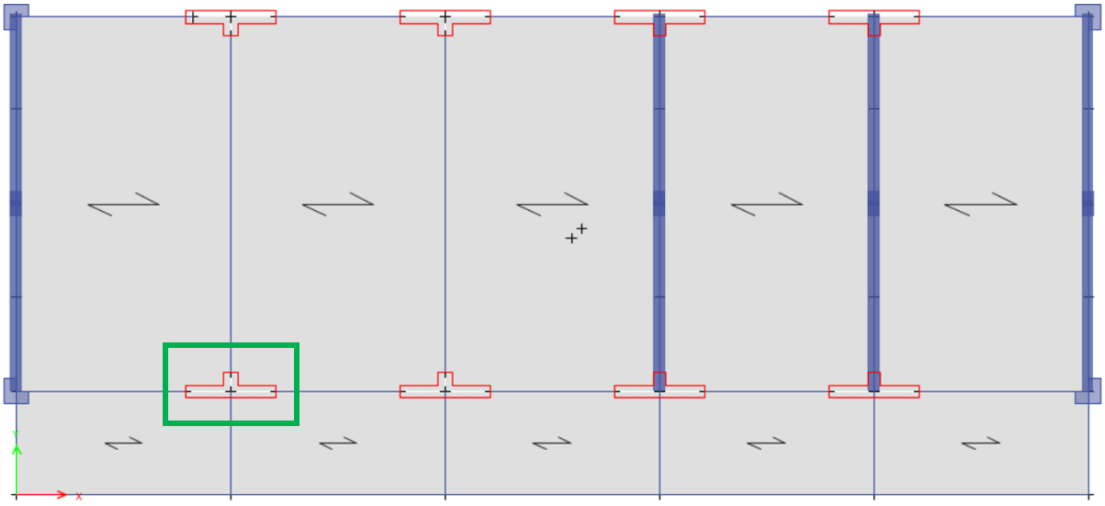


Figura 190: Modelo Sullana: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Tabla 85

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sullana

lw (cm)	190
tw (cm)	25
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	83730
P (kg)	-21800
As (cm2)	12
A's (cm2)	28.77
pmin (cm2)	11.875

Condición 1	-0.09
Condición 2	4.58
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 191. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Sullana

Nota: Adoptado ASCE 41-17

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal, para así obtener los valores de rotación que clasifiquen en un desempeño.

Tabla 86

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX– Modelo Sullana

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.02
4.5830	0.0185
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.015
4.5830	0.0135
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.005
4.5830	0.0047
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación de rotula plástica según tabla de parámetros para obtención de valores de rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 18.5/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 13.5/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.7/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

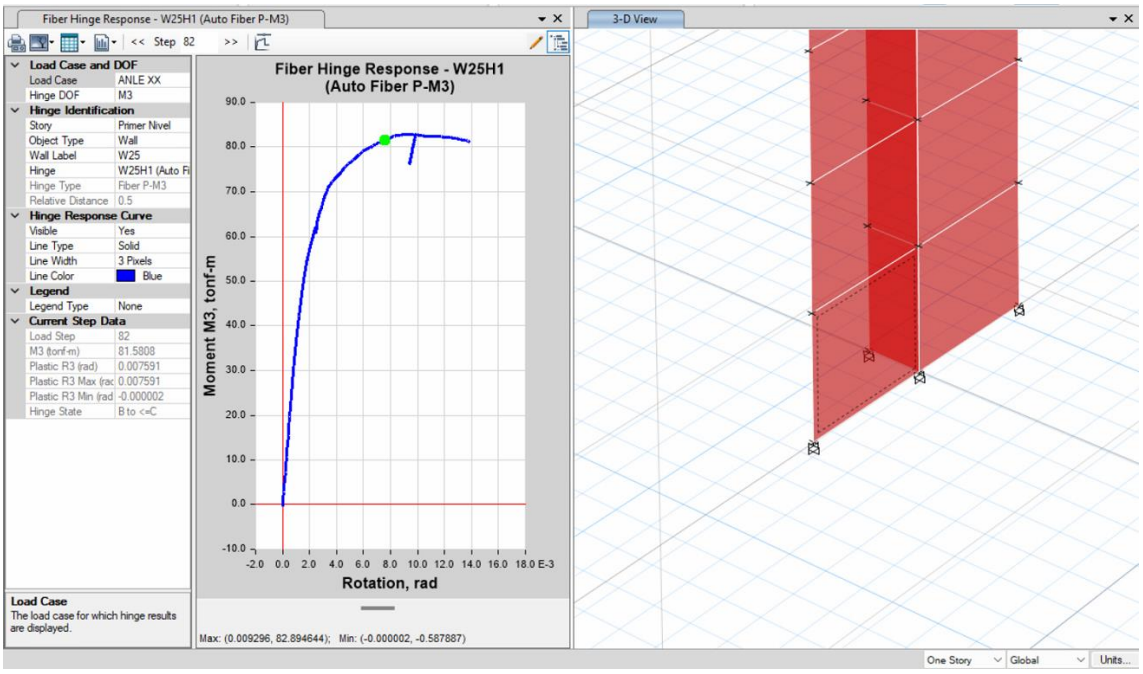


Figura 192. Modelo Sullana: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección XX es de 7.8/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar los 4.7/1000.

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 87

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sullana

lw (cm)	50
tw (cm)	30
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	13600
P (kg)	-69000
As (cm2)	6
A's (cm2)	9.03
pmin (cm2)	3.75

Condición 1	-0.26
Condición 2	2.36
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 193. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Sullana

Nota : Adoptado de ASCE 41 – 13

Tabla 88

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY– Modelo

CERCANO AL COLAPSO	
Límite	0.02

RESGUARDO DE VIDA	
Límite	0.015

OCUPACIÓN INMEDIATA	
Límite	0.005

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 20/1000, el límite de resguardo de vida en una rotación de 15/1000 y el límite de ocupación inmediata en 5/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

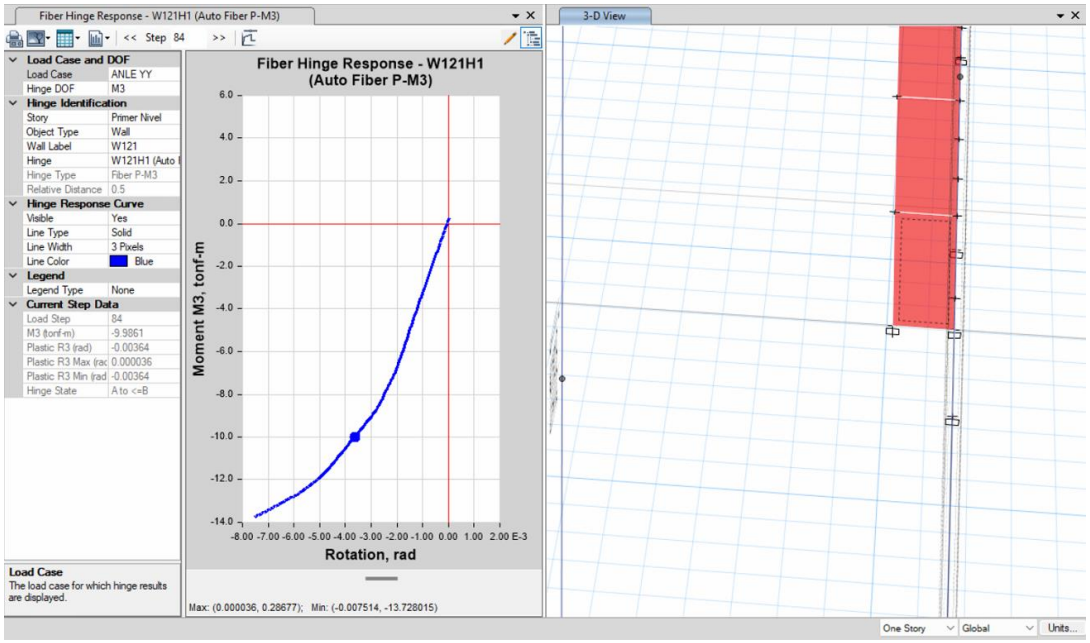


Figura 194. Modelo Sullana: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY

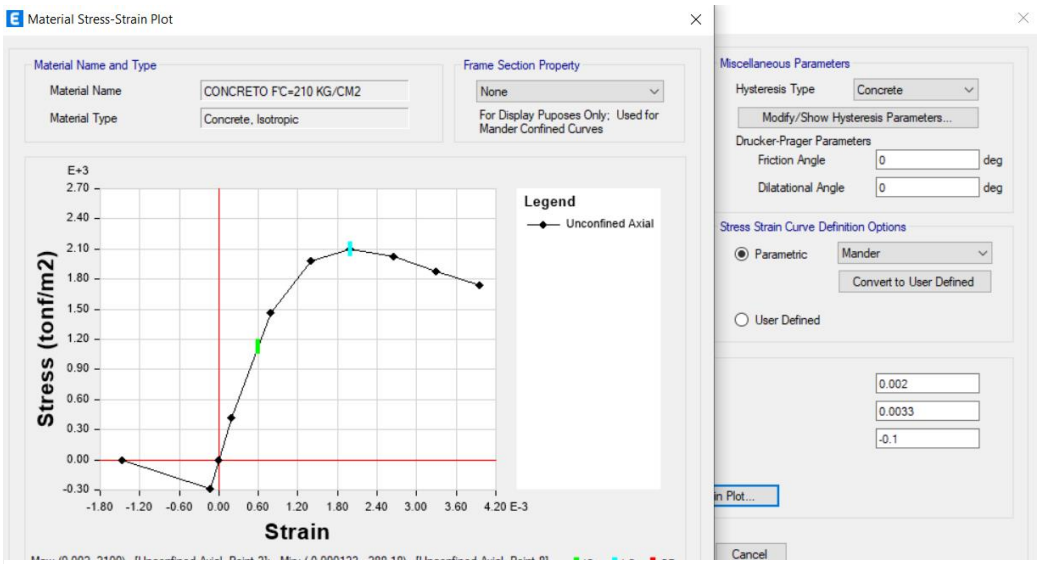
Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección YY es de 3.3/1000, lo cual cae dentro del desempeño de ocupación inmediata al no superar el límite de ocupación inmediata de los 5/1000.

3.1.8.3 Análisis no lineal estático de la IE N°14008 -Piura

3.1.8.3.1 Modelo estructural

El modelo estructural se basa en elementos tipo frame para columnas y vigas con plasticidad tipo fibra, además de placas de concreto armado hecho a base de elementos tipo Shell con plasticidad tipo fibra. El diagrama constitutivo utilizado para el concreto y acero de refuerzo se muestra a continuación:



Nota:

Figura 195. Modelo Piura: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto.

Captura pantalla Etabs vers. 2021

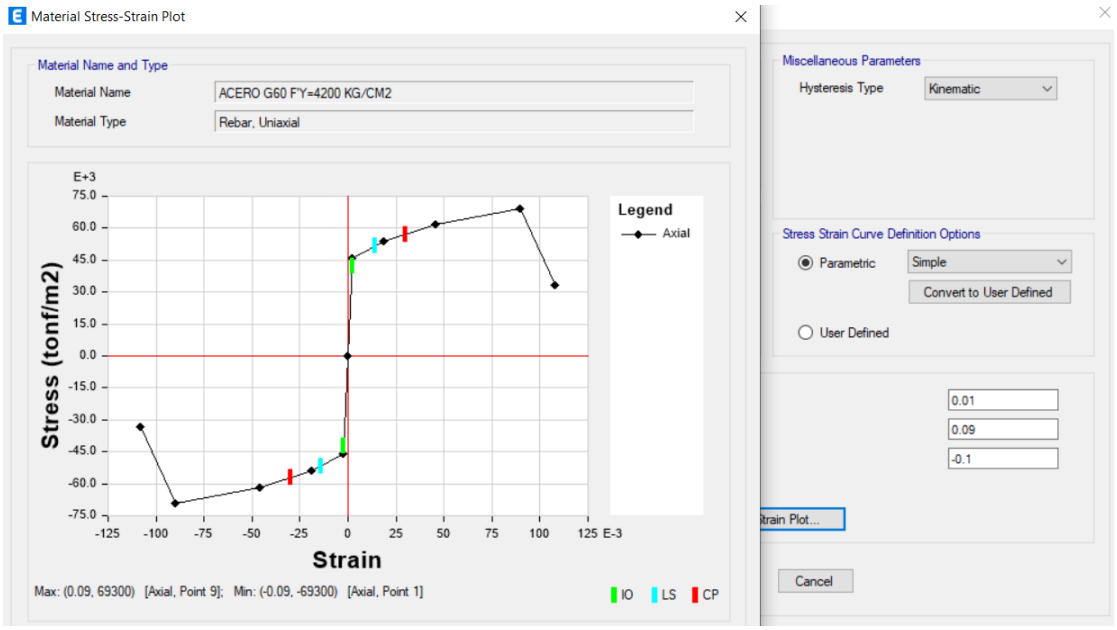


Figura 196. Modelo Piura: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

3.1.8.3.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño

Se crea el caso de análisis no lineal estático en función del modo fundamental de la dirección en consideración y el punto de control de desplazamiento como el punto ubicado en el último nivel más cercano al centro de masas acorde al ASCE 41-17.

Acorde a la cortante basal calculado para cada punto de desplazamiento del último nivel, se presenta el gráfico de la curva de capacidad para ambas direcciones.

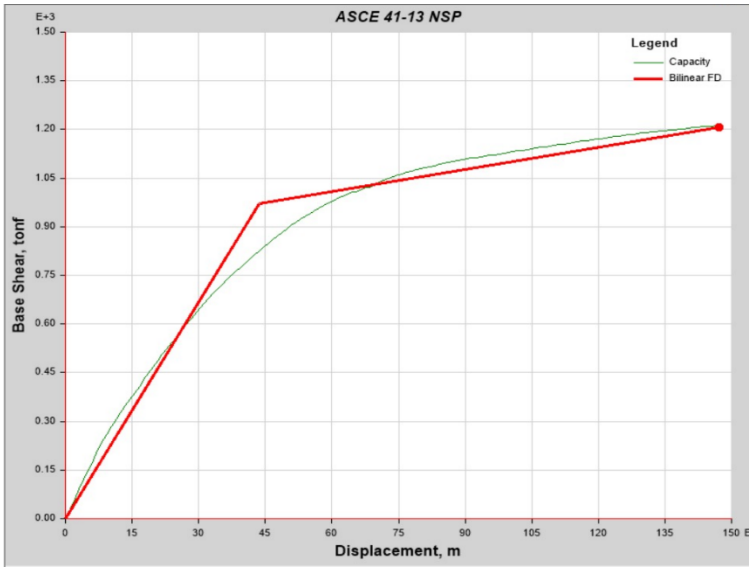


Figura 197. Modelo Piura: Curva de capacidad en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

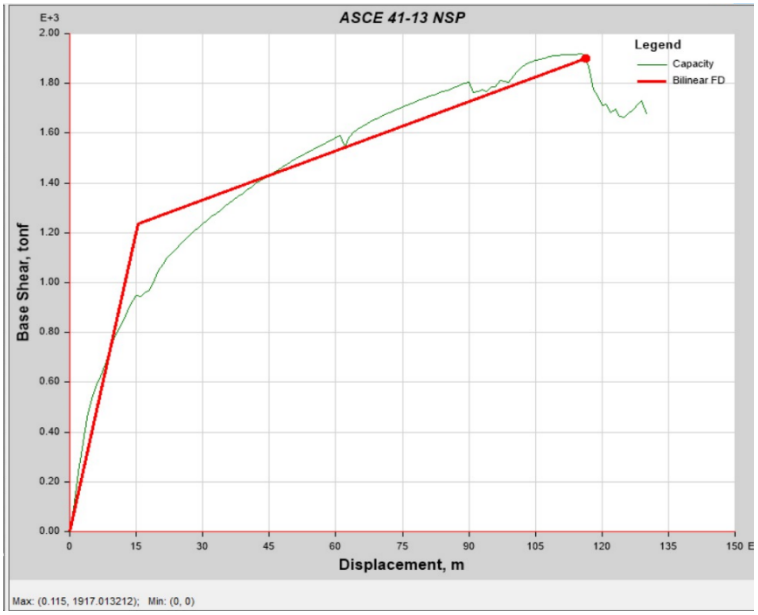


Figura 198. Modelo Piura: Curva de capacidad en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la cortante basal máxima en la dirección XX es de 1200tf y en la dirección YY de 1900 tf, además el desplazamiento máximo en la dirección XX es de 14.7cm y en la dirección YY de 13cm.

Se calcula el punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones, para esto se utiliza el espectro elástico con R=1 acorde a la norma E030 y se presenta a continuación:

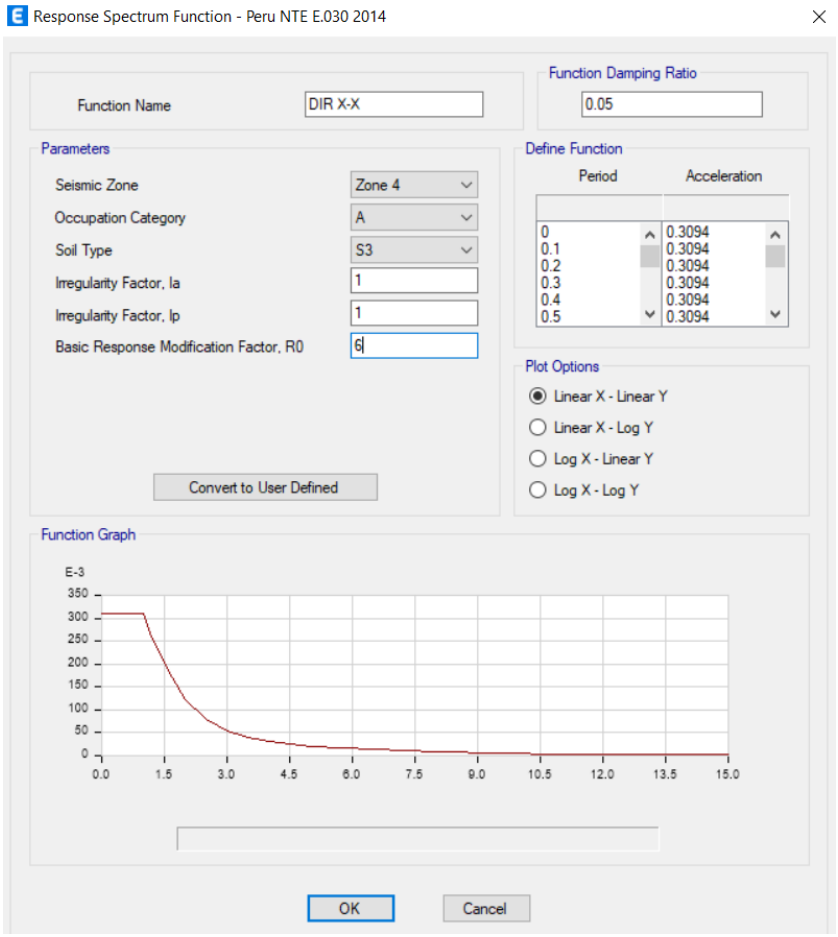


Figura 199. Modelo Piura: Espectro elástico en la Dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se muestran los parámetros utilizados para el cálculo manual del desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17.

Tabla 89

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Piura

c0	1.300	a	90.000
c1	1.217	te(seg)	0.277
ke(tf/m)	27042.950	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	29079.600	Vy (tf)	507.770
ti(seg)	0.267	W(tf)	857.800
c2	1.032	cm	0.800
delta(cm)	5.511	ustrg	2.395

Nota: Elaboración propia

Tabla 90

Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Piura

c0	1.300	a	90.000
c1	1.329	te(seg)	0.135
ke(tf/m)	119229.550	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	119229.550	Vy (tf)	557.000
ti(seg)	0.135	W(tf)	857.800
c2	1.096	cm	0.800
delta(cm)	1.519	ustrg	2.183

Nota: Elaboración propia

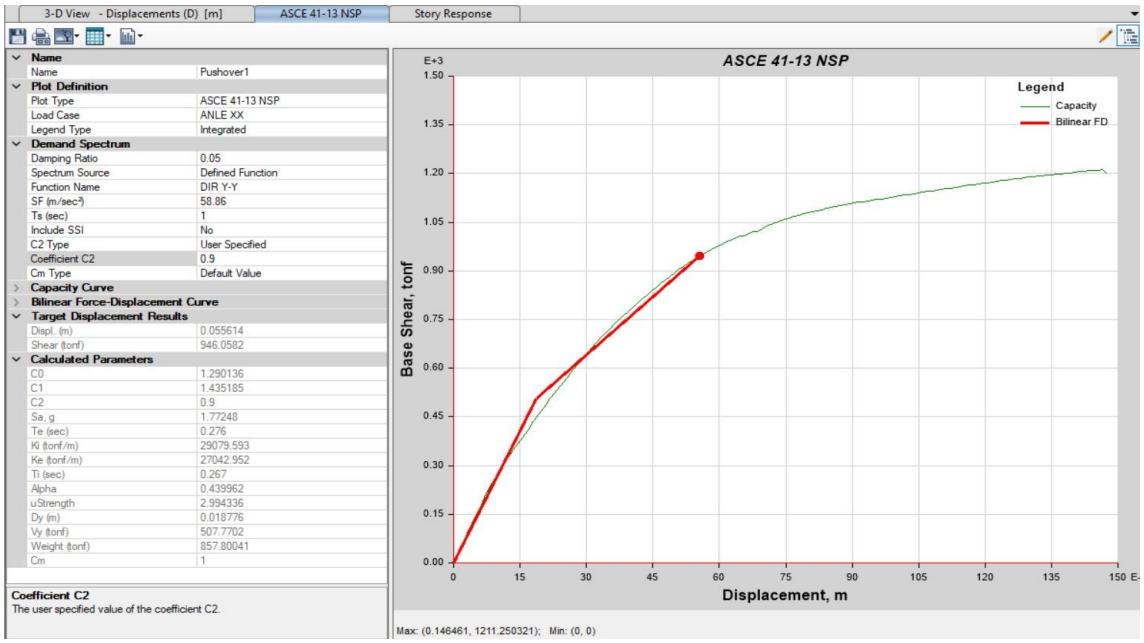


Figura 200. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

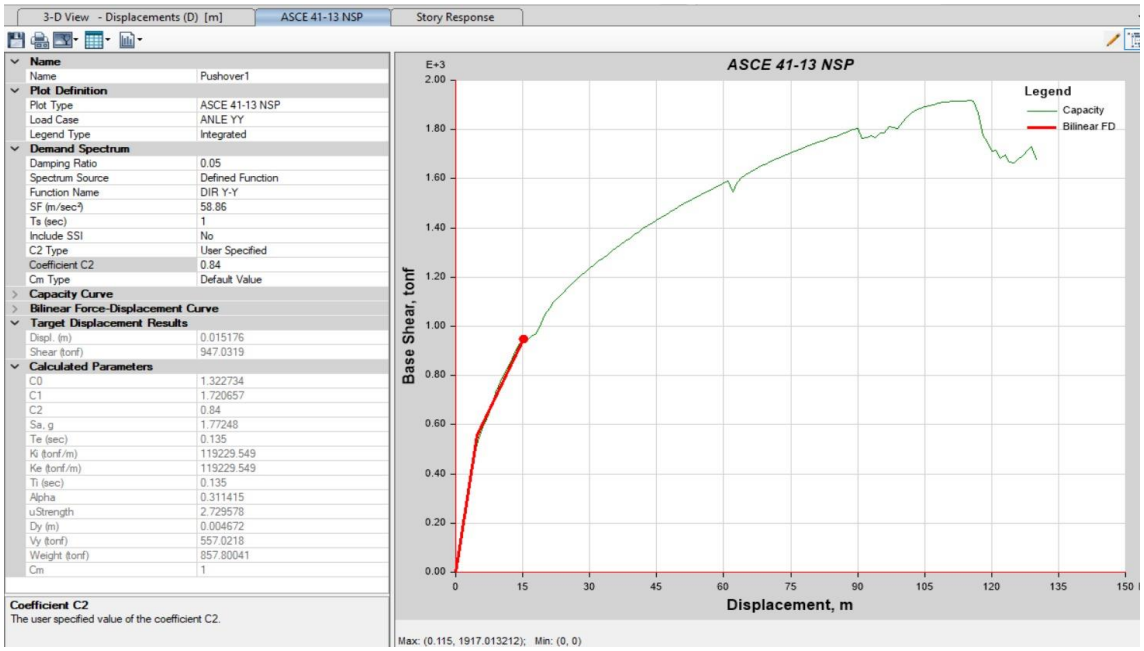


Figura 201. Modelo Piura: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa el punto de desempeño en la curva de capacidad acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones y se tiene que el punto de desempeño para la dirección XX es de 5.51cm y para la dirección YY es de 1.519cm, en ambas se observa bastante capacidad remanente para alcanzar la falla, por lo que se consideraría una respuesta óptima.

3.1.8.3.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

Se presenta acorde a SEAOC VISION 2000 la sectorización de la curva de capacidad y colocación del punto de desempeño dentro de esta, para así calcular finalmente el desempeño global de la estructura.

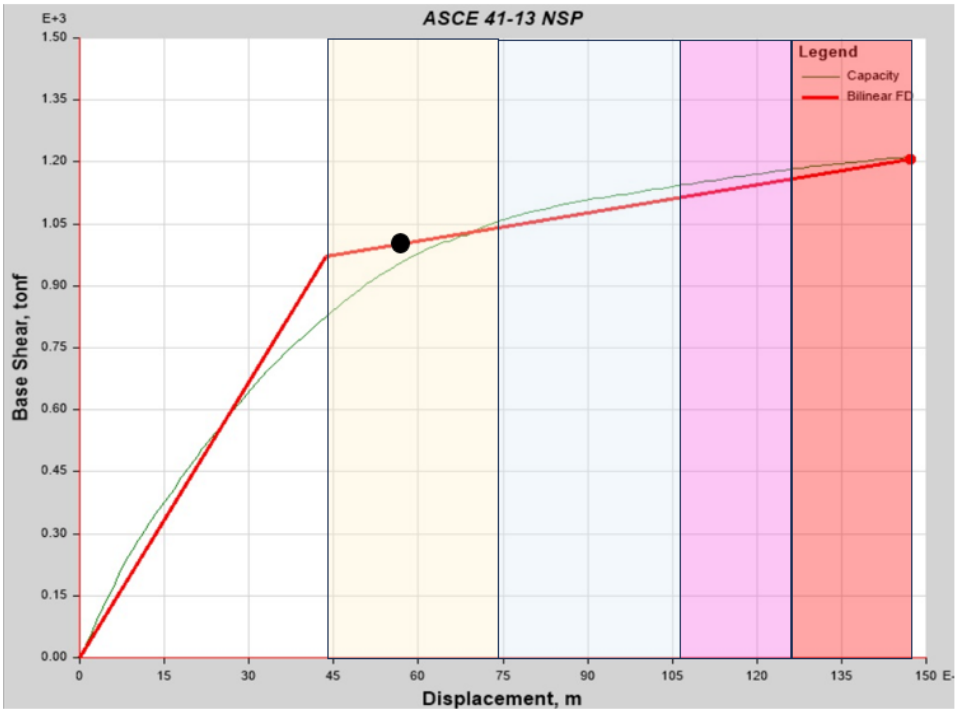


Figura 202. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

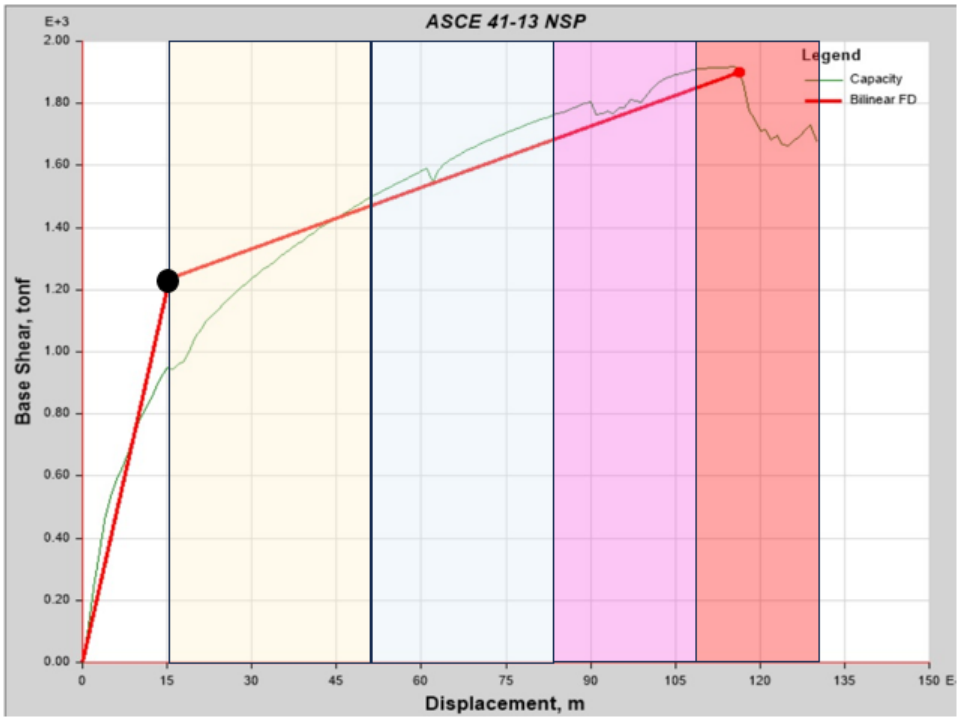


Figura 203. Modelo Piura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa un desempeño de ocupación inmediata en ambas direcciones, por lo que acorde a este método en ambas direcciones se cumpliría con el desempeño esperado.

El desempeño acorde al SEAOC en ambas direcciones es tal que el daño reducido en componentes no estructurales sin compromiso para la seguridad de los ocupantes. Daño muy reducido en elementos estructurales sin compromiso de la seguridad general. La estructura mantiene casi íntegramente su resistencia y rigidez. Luego del sismo, las instalaciones y servicios.

3.1.8.3.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad

Acorde al RISK-UE se forman las curvas de fragilidad en función del desplazamiento de fluencia y último, se muestran los valores de media y desviación estándar logarítmica para cada uno de los 4 estados de daño:

Tabla 91

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Piura

	Desplazamiento (cm)	
Dy	4.36	
Du	14.7	

Nota: Elaboración propia

Tabla 92

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Piura

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	3.052	0.34
DS2	Moderado	4.36	0.42
DS3	Extensivo	6.945	0.59
DS4	Completo	14.7	0.76

Nota: Elaboración propia

Tabla 93

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Piura

	Desplazamiento (cm)	
Dy	1.53	
Du	13	

Nota: Elaboración propia

Tabla 94

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Piura

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	1.071	0.40
DS2	Moderado	1.53	0.59
DS3	Extensivo	4.3975	0.96
DS4	Completo	13	1.22

Nota: Elaboración propia

Con los resultados anteriores y al evaluarlos en el punto de desempeño, se obtienen las siguientes curvas de fragilidad y el porcentaje de daño para cada uno de los estados en ambas direcciones.

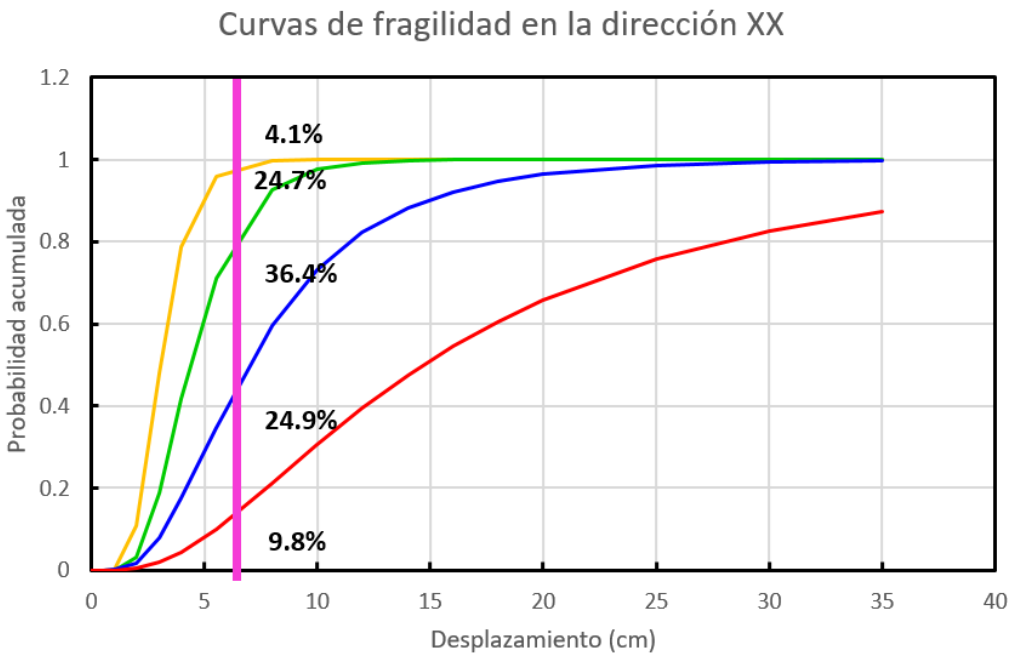


Figura 204. Modelo Piura: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

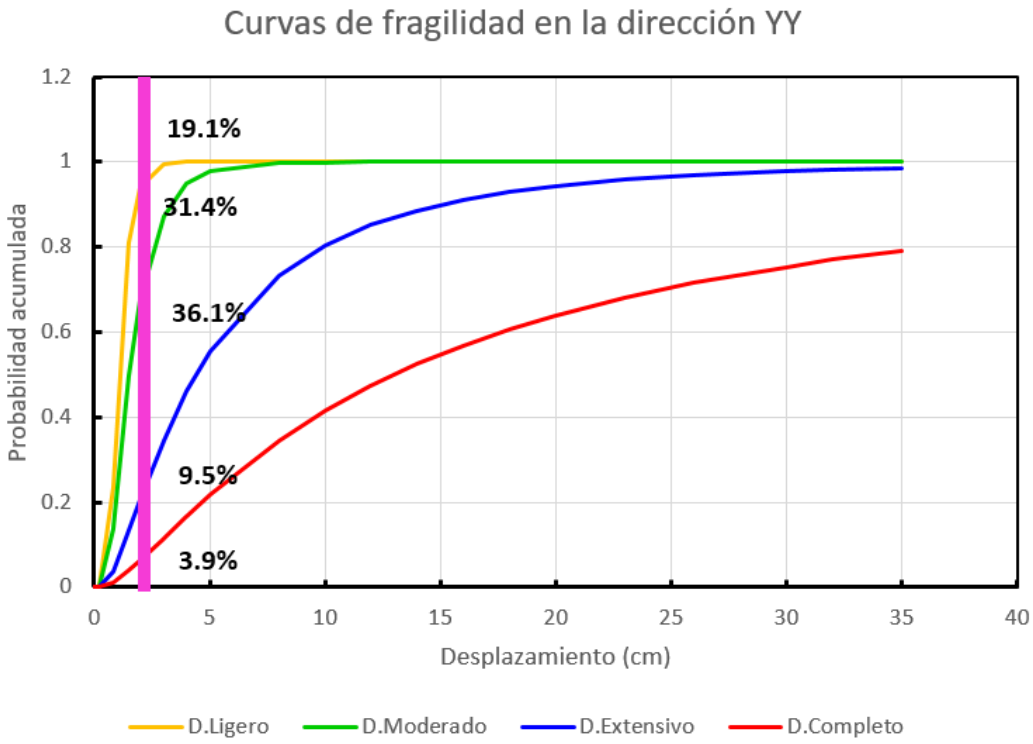


Figura 205. Modelo Piura: Curvas de fragilidad en la dirección YY

Nota: Elaboración propia

Tabla 94

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Piura

Probabilidad de daño - Dirección XX	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	4.1
DS1	24.7
DS2	36.4
DS3	24.9
DS4	9.8
Total	100.0

Nota: Elaboración propia

Tabla 95

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Piura

Probabilidad de daño - Dirección YY	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	19.1
DS1	31.4
DS2	36.1
DS3	9.5
DS4	3.9
Total	100

Nota: Elaboración propia

En la dirección XX lo más probable es obtener un estado de daño moderado y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre sin daño, ligero y moderado es de 65.2%, por lo que se espera un buen desempeño en esta dirección.

En la dirección YY lo más probable es obtener un estado de daño moderado y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre sin daño, ligero y moderado es de 86.6%, por lo que se espera un buen desempeño en esta dirección.

3.1.8.3.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17

Se analiza el muro más exigido en la dirección XX y YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los muros analizados y los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

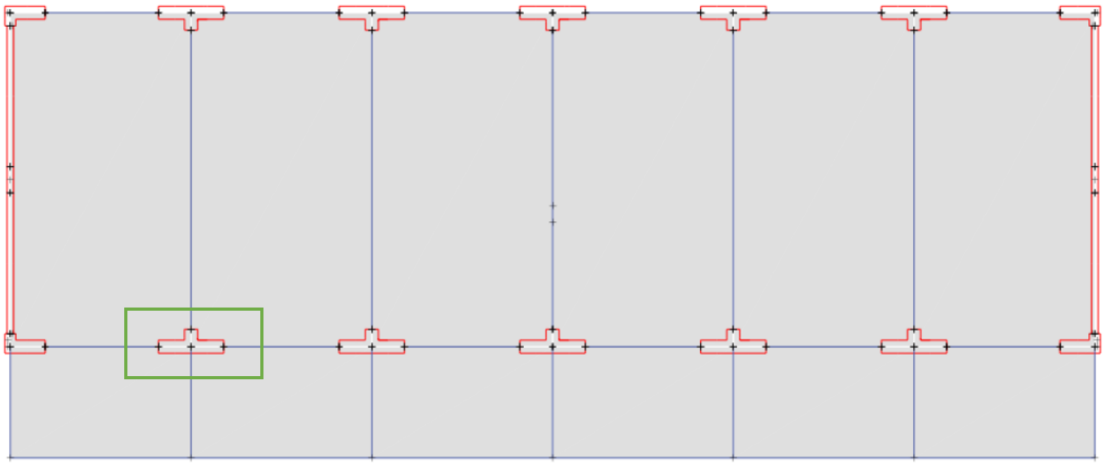


Figura 206. Modelo Piura: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

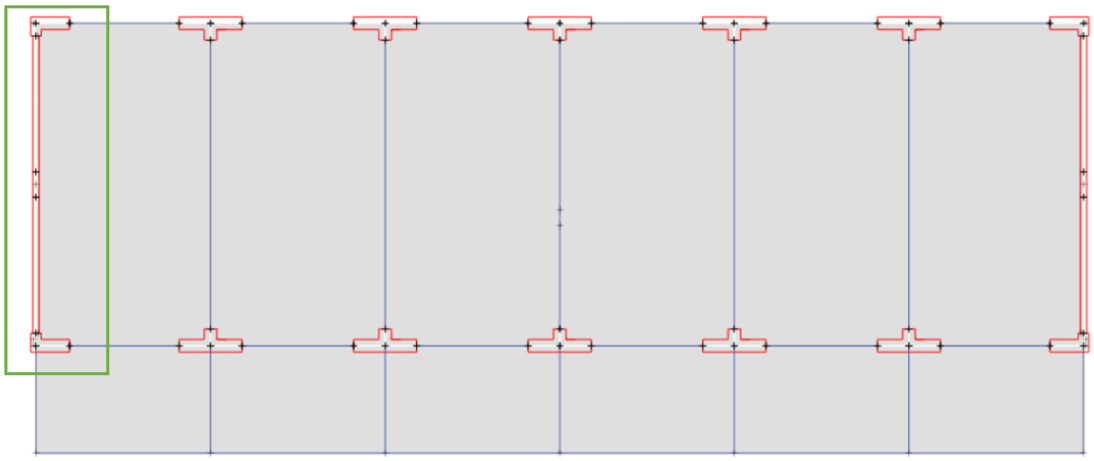


Figura 207. Modelo Piura: Ubicación de muro crítico en eje YY _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

DIRECCIÓN XX

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 96

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Piura

lw (cm)	120
tw (cm)	30
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	78800
P (kg)	-68000
As (cm2)	5.68
A's (cm2)	39.76
pmin (cm2)	9

Condición 1	-0.27928
Condición 2	5.690614
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_{yE} + P}{t_w l_w f_{cE}'}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_{cE}'}}$	Confined Boundary[c]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 208. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Piura

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal, para así obtener los valores de rotación que clasifiquen en un desempeño.

Tabla 97

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX– Modelo

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.02
5.69	0.015775
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.015
5.69	0.010775
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDIATA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.005
5.69	0.004155
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 15.78/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 10.78/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.16/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

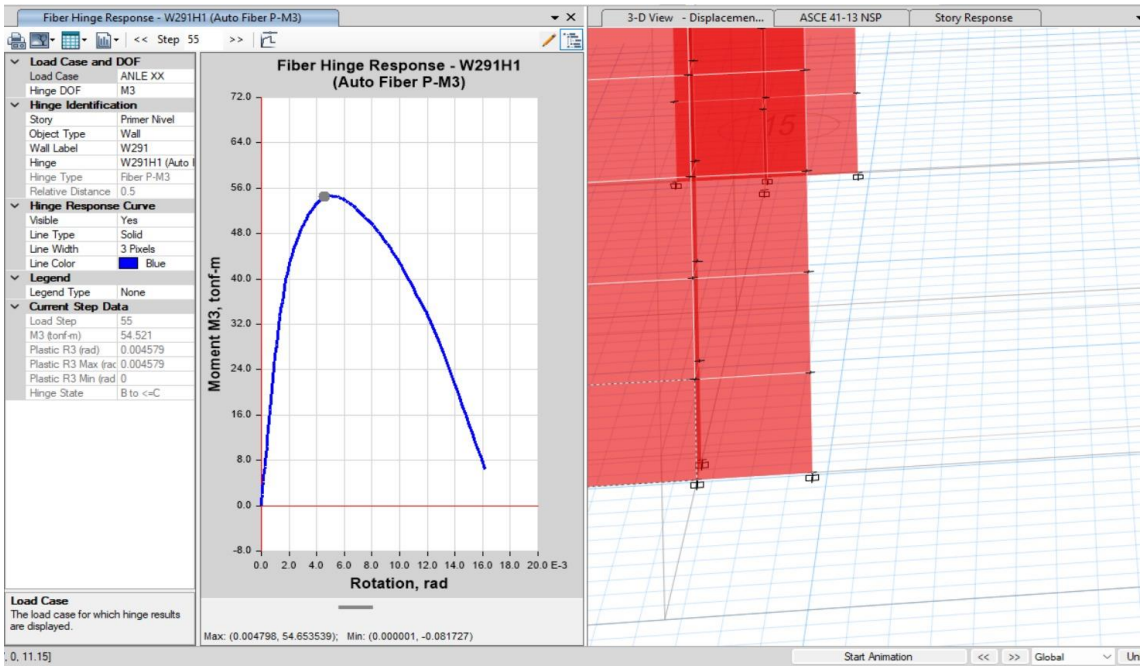


Figura 209. Modelo Piura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección XX es de 4.47/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar los 4.16/1000.

DIRECCIÓN YY

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 98

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Piura

lw (cm)	790
tw (cm)	15
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	447900
P (kg)	-72500
As (cm2)	27.88
A's (cm2)	38.2
pmin (cm2)	29.625

Condición 1	-0.04655
Condición 2	9.826483
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 210. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Piura

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Tabla 99

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Piura

CERCANO AL COLAPSO		RESGUARDO DE VIDA		OCUPACIÓN INMEDIATA	
Límite	0.01	Límite	0.006	Límite	0.002

Nota: Elaboración propia

Luego de ubicarlos dentro de la tabla, observa que se encuentra en la sexta fila, por lo que el colapso se alcanza a una rotación de 10/1000, el límite de resguardo de vida en una rotación de 6/1000 y el límite de ocupación inmediata en 2/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

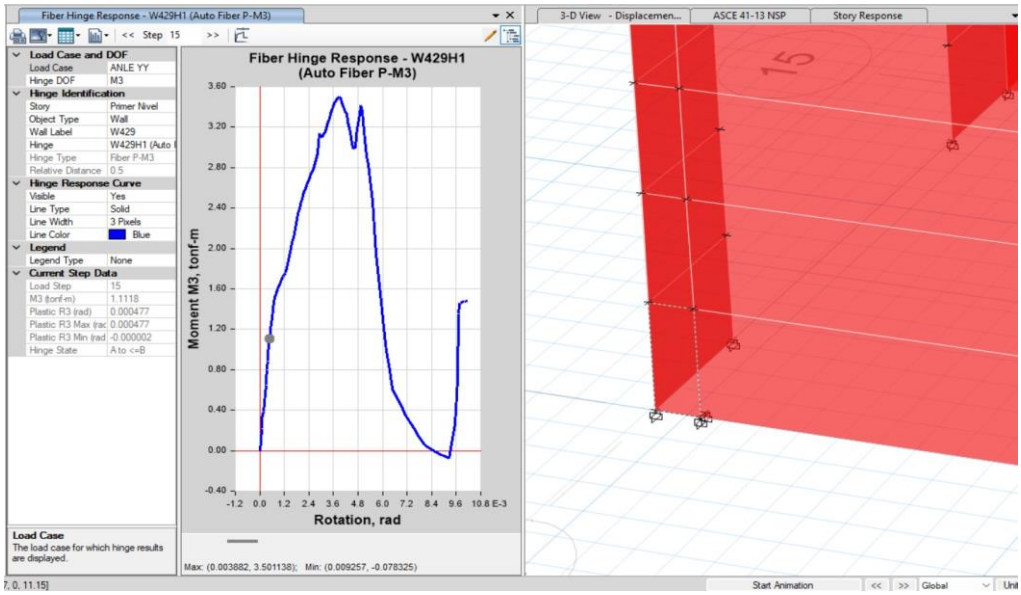


Figura 211. Modelo Piura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección YY es de 0.5/1000, lo cual cae dentro del desempeño de ocupación inmediata al no superar el límite de ocupación inmediata de los 2/1000.

3.1.8.4 Análisis no lineal estático de la IE N°14024 -Sechura - Piura

3.1.8.4.1 Modelo estructural

El modelo estructural se basa en elementos tipo frame para columnas y vigas con plasticidad tipo fibra, además de placas de concreto armado hecho a base de elementos tipo Shell con plasticidad tipo fibra. El diagrama constitutivo utilizado para el concreto y acero de refuerzo se muestra a continuación:

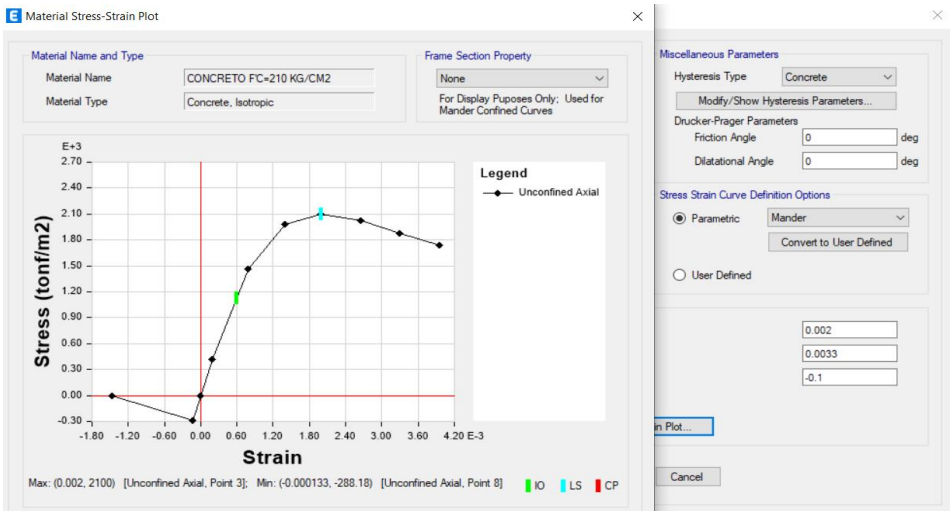


Figura 212. Modelo Sechura: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

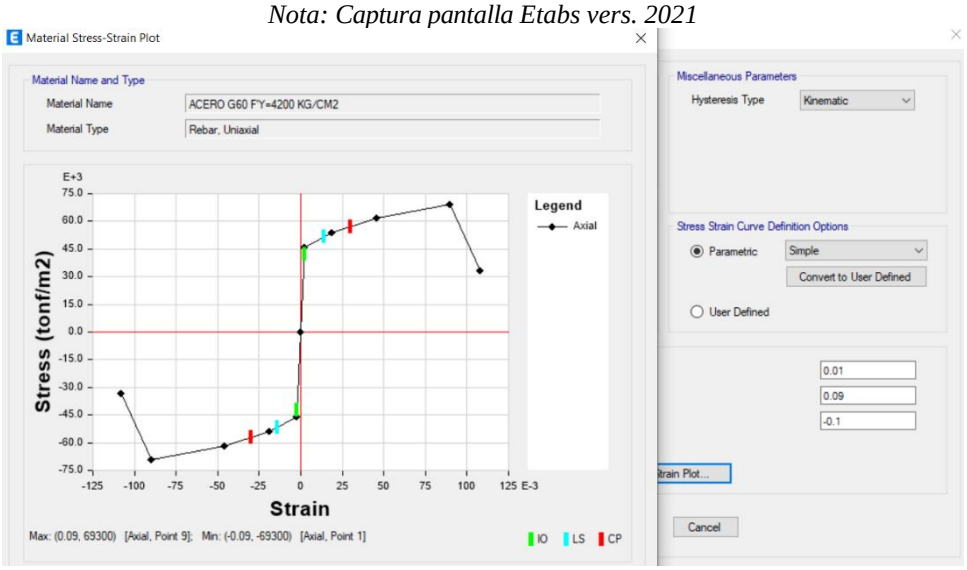


Figura 213. Modelo Sechura: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

3.1.8.4.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño

Se crea el caso de análisis no lineal estático en función del modo fundamental de la dirección en consideración y el punto de control de desplazamiento como el punto ubicado en el último nivel más cercano al centro de masas acorde al ASCE 41-17.

Acorde a la cortante basal calculado para cada punto de desplazamiento del último nivel, se presenta el gráfico de la curva de capacidad para ambas direcciones.

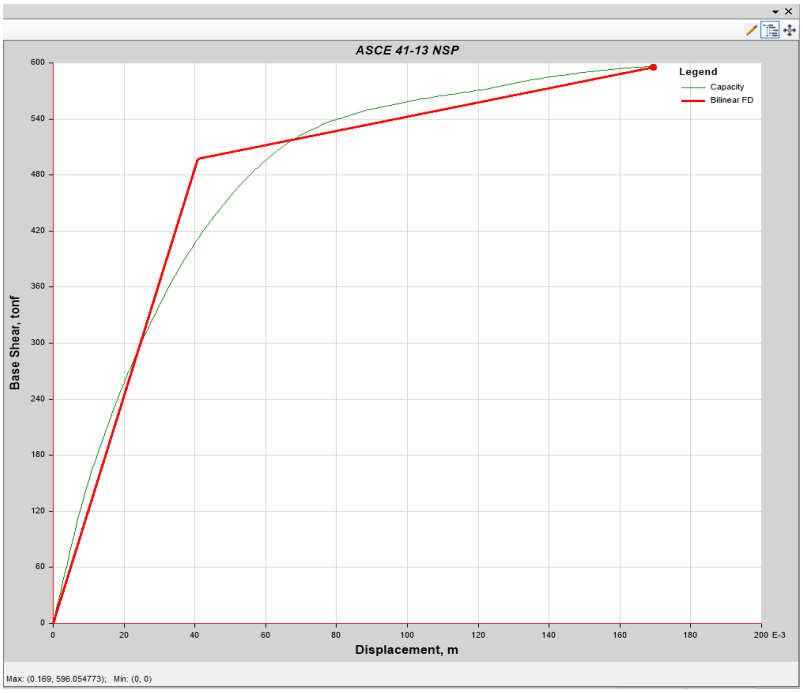


Figura 214. Modelo Sechura: Curva de capacidad en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

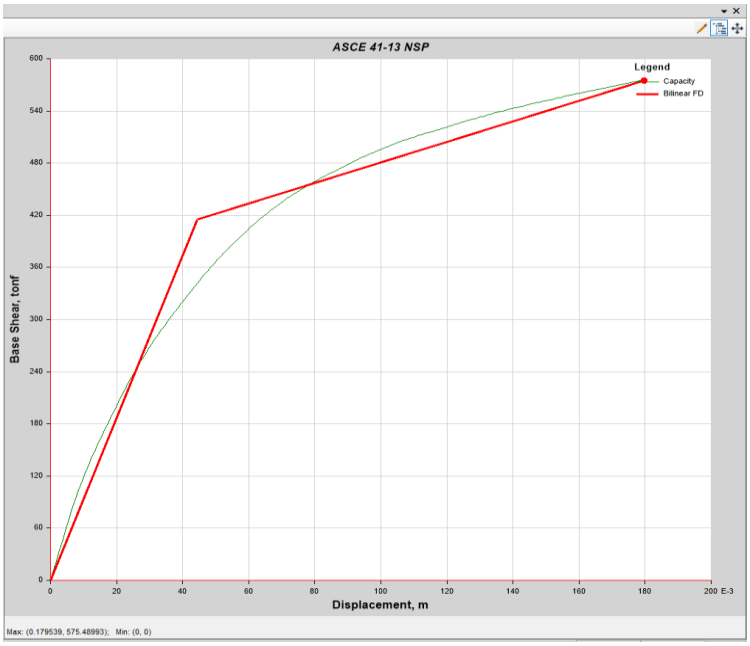


Figura 215. Modelo Sechura: Curva de capacidad en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la cortante basal y el desplazamiento son similares en ambas direcciones, con una cortante de 600tf y un desplazamiento máximo aproximado de 18cm, se da este

comportamiento similar debido a que en una dirección hay pórticos y en el otro muro que tienen una longitud tal que es equivalente.

Se calcula el punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones, para esto se utiliza el espectro elástico con R=1 acorde a la norma E030 y se presenta:

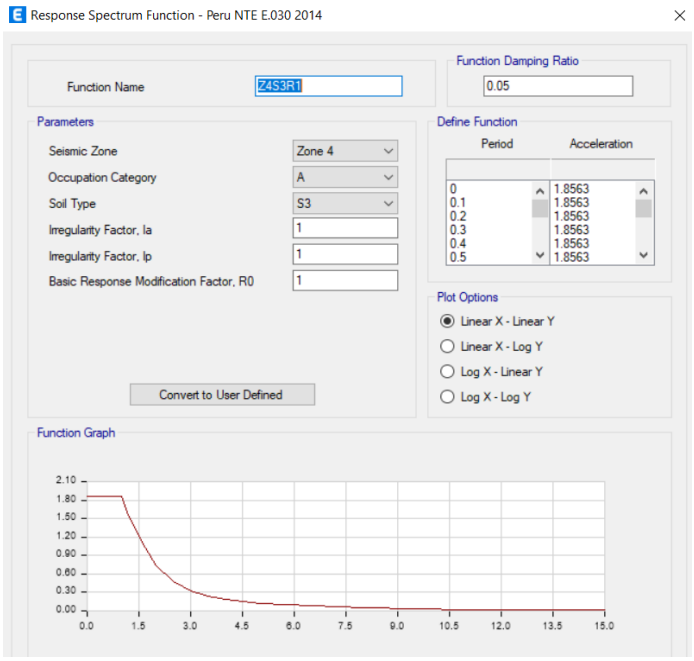


Figura 216. Modelo Sechura: Espectro elástico en la Dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se muestran los parámetros utilizados para el cálculo manual del desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17.

Tabla 100

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Sechura

c0	1.300	a	90.000
c1	1.119	te(seg)	0.396
ke(tf/m)	12993.900	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	16048.700	Vy (tf)	432.300
ti(seg)	0.356	W(tf)	815.260
c2	1.022	cm	0.800
delta(cm)	10.248	ustrg	2.673

Nota: Elaboración propia

Tabla 101

Parámetros en la dirección YY para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Sechura

c0	1.300	a	90.000
c1	1.153	te(seg)	0.442
ke(tf/m)	9792.000	sa(g)	1.772
ki(tf/m)	12475.000	Vy (tf)	371.000
ti(seg)	0.392	W(tf)	815.260
c2	1.029	cm	0.800
delta(cm)	13.288	ustrg	3.115

Nota: Elaboración propia

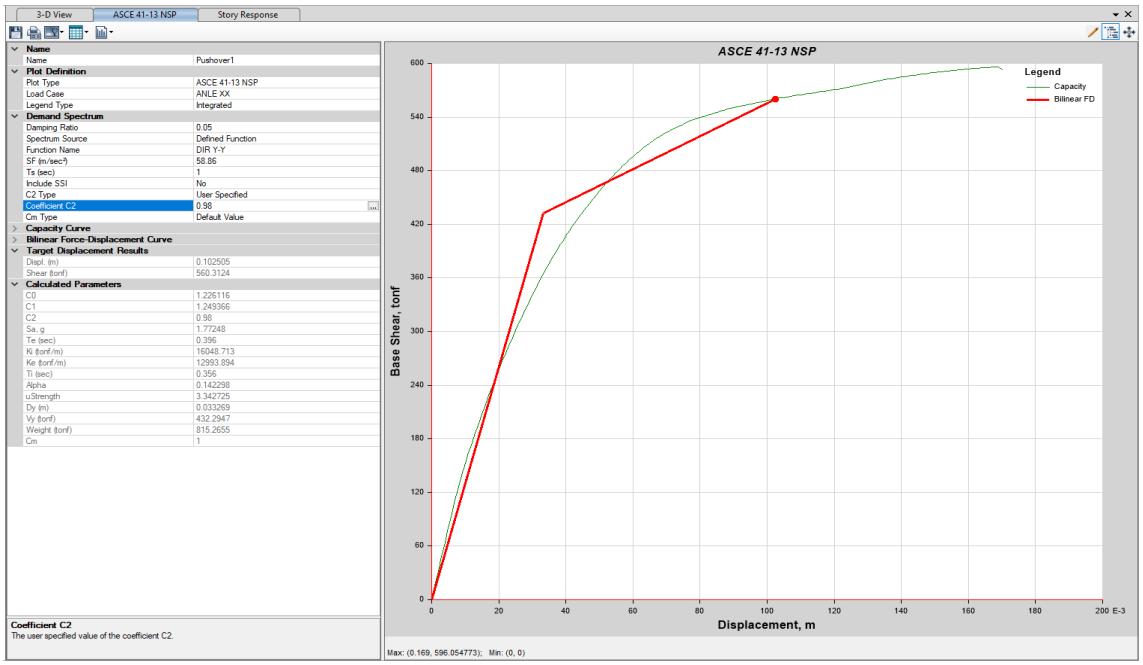


Figura 217. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

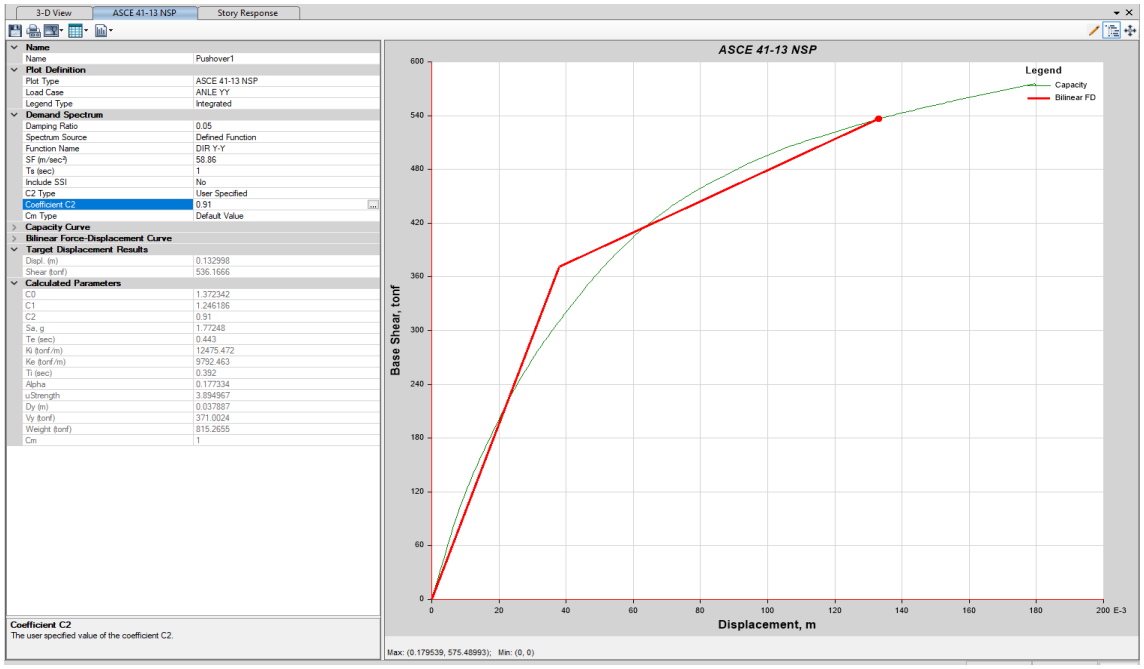


Figura 218. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa el punto de desempeño en la curva de capacidad acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones y se tiene que el punto de desempeño para la dirección XX es de 10.25cm y para la dirección YY es de 13.29cm, en ambas se observa mediana capacidad remanente en la dirección XX y poca capacidad remanente en la dirección YY para alcanzar la falla, por lo que se consideraría que en la dirección YY habría una deficiencia.

3.1.8.4.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

Se presenta acorde a SEAOC VISION 2000 la sectorización de la curva de capacidad y colocación del punto de desempeño dentro de esta, para así calcular finalmente el desempeño global de la estructura.

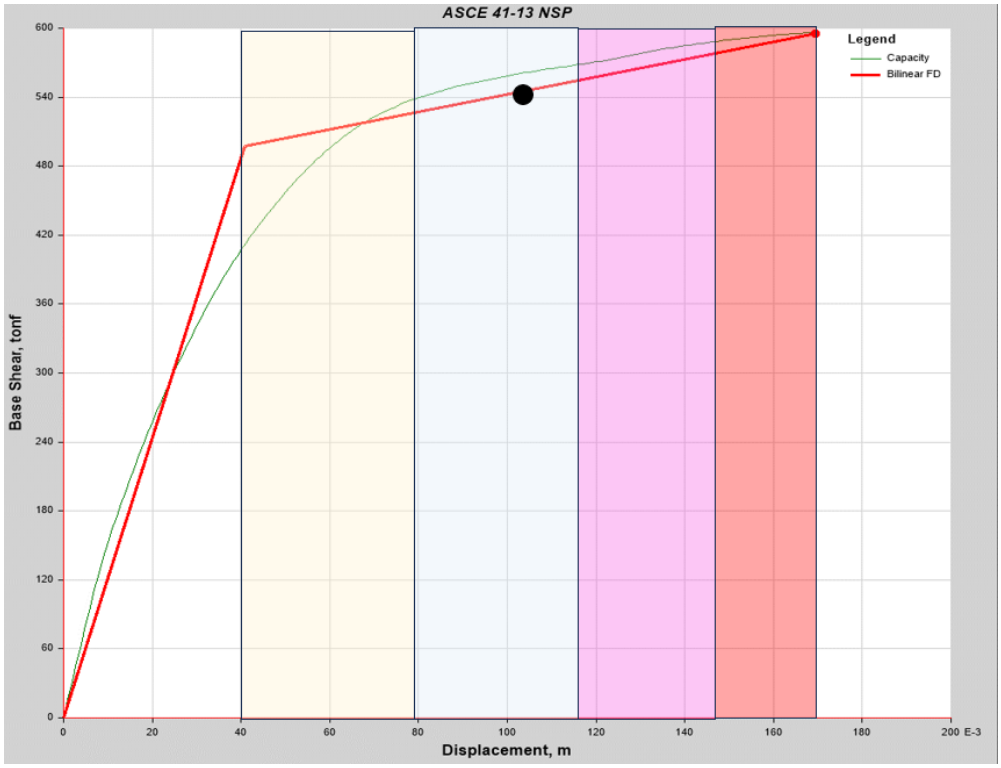


Figura 219. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

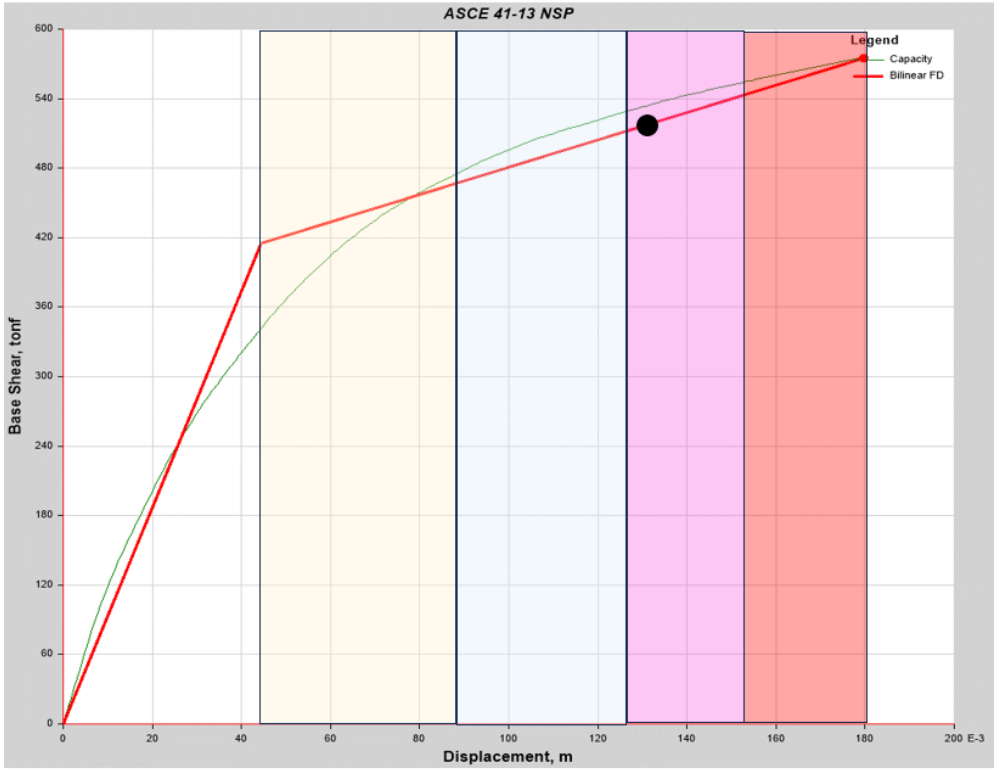


Figura 220. Modelo Sechura: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa un desempeño de resguardo de vida en la dirección XX y de cercano al colapso en la dirección YY, por lo que acorde a este método en ambas direcciones se cumpliría con el desempeño esperado.

El desempeño acorde al SEAOC en la dirección XX es tal que el daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha perdido una parte importante de su rigidez y resistencia, pero conserva un margen de seguridad contra el colapso. Luego del sismo, es baja la probabilidad de derrumbes. El edificio podría repararse, aunque no siempre resulte económicamente aconsejable.

El desempeño acorde al SEAOC en la dirección YY es tal que se produce daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas o en peligro de hacerlo. Probablemente, no es técnica ni económicamente posible reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso.

3.1.8.4.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad

Acorde al RISK-UE se forman las curvas de fragilidad en función del desplazamiento de fluencia y último, se muestran los valores de media y desviación estándar logarítmica para cada uno de los 4 estados de daño:

Tabla 102

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Sechura

	Desplazamiento (cm)	
Dy	4.09	
Du	17	

Nota: Elaboración propia

Tabla 103

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Sechura

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	2.863	0.35
DS2	Moderado	4.09	0.46
DS3	Extensivo	7.3175	0.67
DS4	Completo	17	0.86

Nota: Elaboración propia

Tabla 104

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Sechura

	Desplazamiento (cm)	
Dy	4.44	
Du	18	

Nota: Elaboración propia

Tabla 105

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Sechura

	Estado de daño	Media	Desviación estándar
DS1	Ligero	3.108	0.35
DS2	Moderado	4.44	0.45
DS3	Extensivo	7.83	0.66
DS4	Completo	18	0.85

Nota: Elaboración propia

Con los resultados anteriores y al evaluarlos en el punto de desempeño, se obtienen las siguientes curvas de fragilidad y el porcentaje de daño para cada uno de los estados en ambas direcciones.

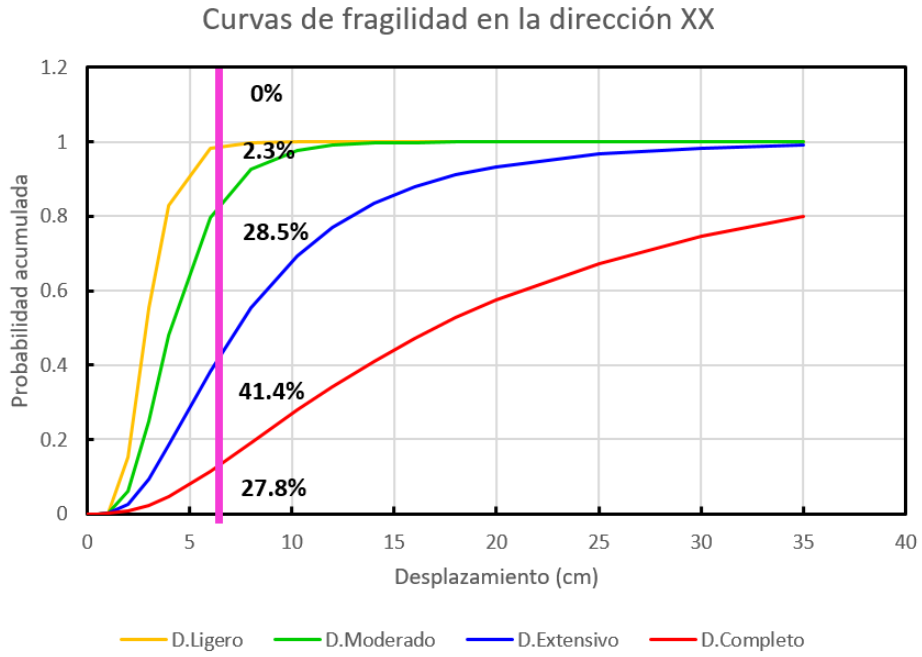


Figura 221. Modelo Sechura: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

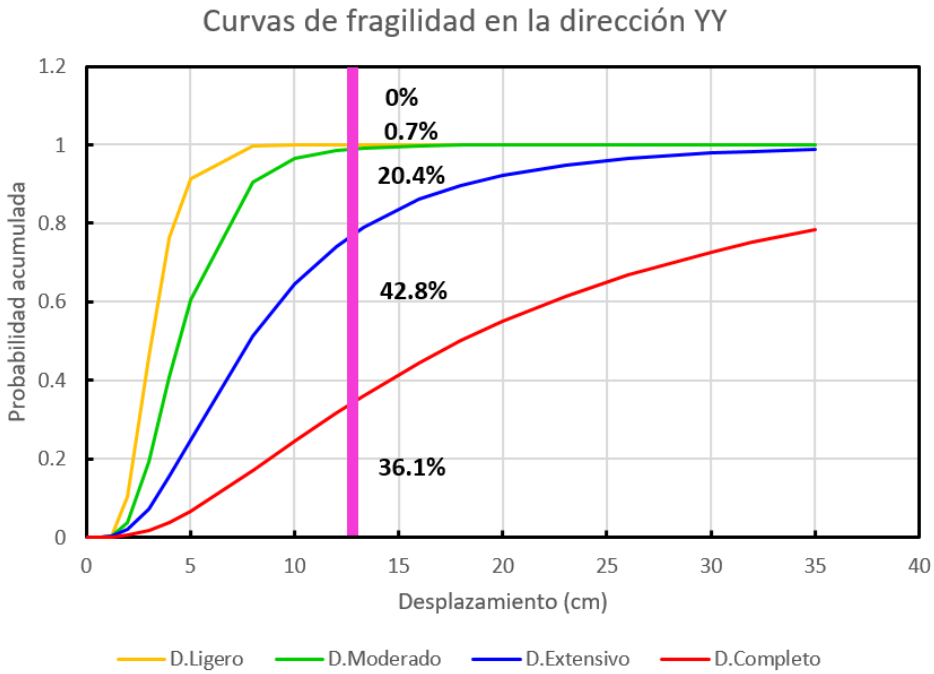


Figura 222. Modelo Sechura: Curvas de fragilidad en la dirección YY

Nota: Elaboración propia

Tabla 106

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Sechura

Probabilidad de daño - Dirección XX	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	0.0
DS1	2.3
DS2	28.5
DS3	41.4
DS4	27.8
Total	100.0

Nota: Elaboración propia

Tabla 107

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Sechura

Probabilidad de daño - Dirección YY	
Estado de daño	Diseño
Sin Daño	0.0
DS1	0.7
DS2	20.4
DS3	42.8
DS4	36.1
Total	100

Nota: Elaboración propia

En la dirección XX lo más probable es obtener un estado de daño extensivo y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre extensivo y completo es de 69.2%, por lo que se espera un desempeño entre cercano al colapso y colapso.

En la dirección YY lo más probable es obtener un estado de daño extensivo y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre extensivo y completo es de 78.9%, por lo que se espera un desempeño entre cercano al colapso y colapso.

3.1.8.4.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17

Se analiza el muro más exigido en la dirección XX y YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los muros analizados y los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

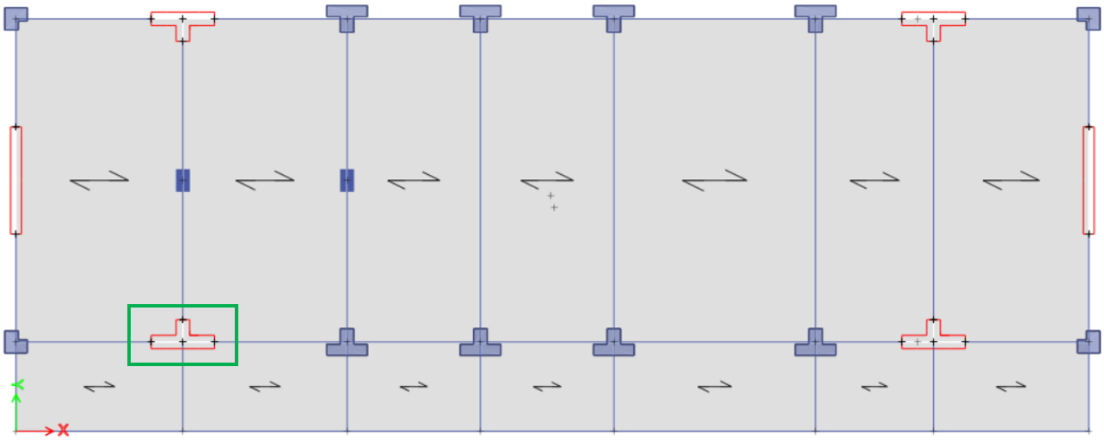


Figura 223. Modelo Sechura: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

DIRECCIÓN XX

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 108

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sechura

lw (cm)	140
tw (cm)	25
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	70500
P (kg)	-30400
As (cm2)	10.58
A's (cm2)	17.03
pmin (cm2)	8.75

Condición 1	-0.078
Condición 2	5.237
Condición 3	confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 224. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Sechura

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal, para así obtener los valores de rotación que clasifiquen en un desempeño.

Tabla 109

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sechura

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.02
5.24	0.0169
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.015
5.24	0.0119
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDIATA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.005
5.24	0.00438
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 16.9/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 11.9/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.38/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

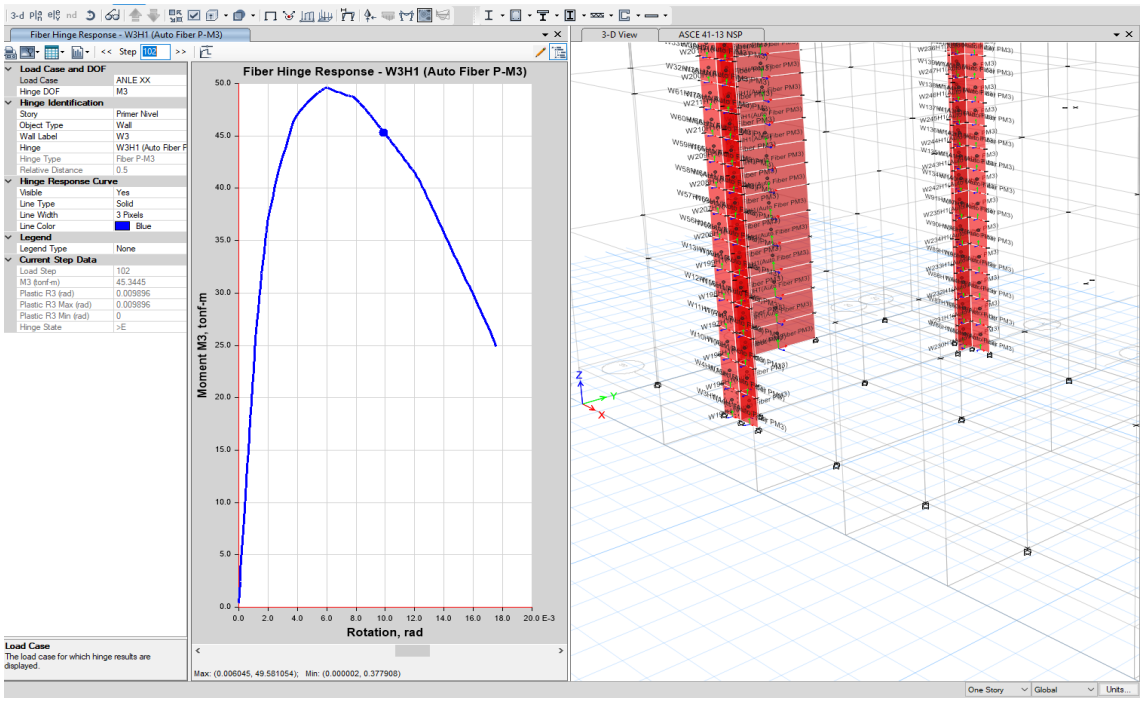


Figura 225. Modelo Sechura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección XX es de 9.8/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar los 4.38/1000.

DIRECCIÓN YY

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 110

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Sechura

lw (cm)	240
tw (cm)	24
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	114800
P (kg)	-27700
As (cm2)	23.74
A's (cm2)	31.48
pmin (cm2)	14.4

Condición 1	-0.050
Condición 2	5.181
Condición 3	confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_{yE} + P}{t_w l_w f_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_{cE}'}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 226. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Sechura

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 17

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal de cada nivel de desempeño, para así obtener los valores de rotación finales del elemento estructural:

Tabla 111

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Sechura

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plástica (rad)
4	0.02
5.18	0.01705
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plástica (rad)
4	0.015
5.18	0.01205
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plástica (rad)
4	0.005
5.18	0.00441
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación plástica que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 17.05/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 12.05/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.41/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

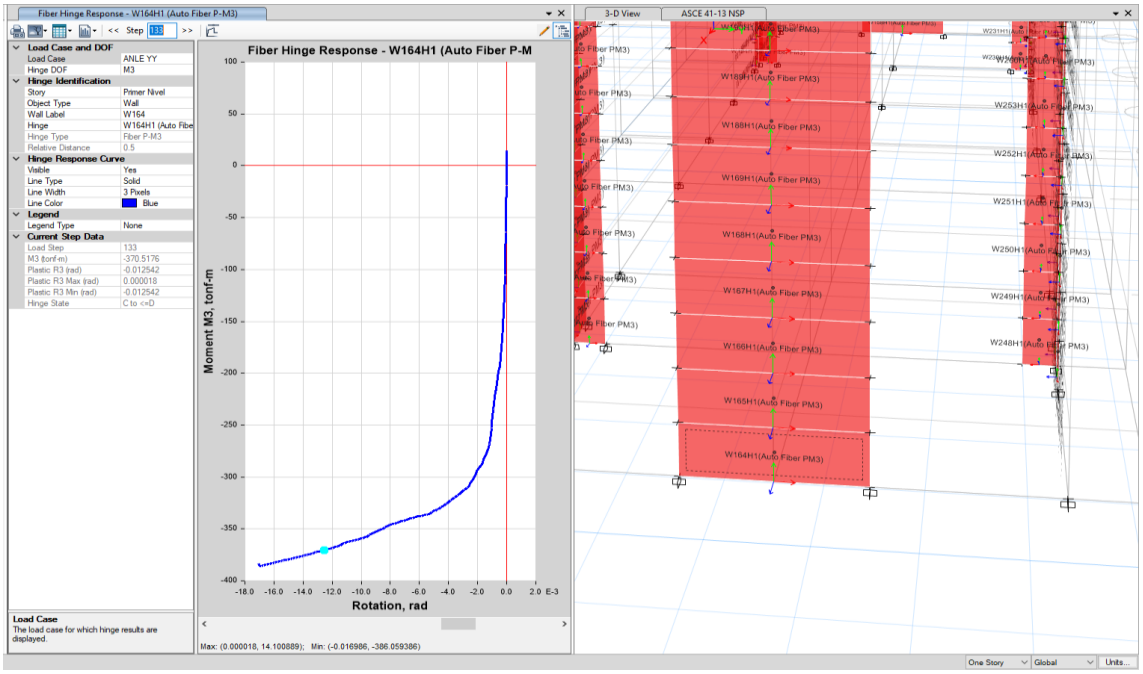


Figura 227. Modelo Sechura: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección YY es de 12.3/1000, lo cual cae dentro del desempeño de cercano al colapso al superar el límite de resguardo de vida 12.05/1000, por lo que se espera un deficiente desempeño.

3.1.8.5 Análisis no lineal estático de la IE Dos de Mayo -Chulucanas

3.1.8.5.1 Modelo estructural

El modelo estructural se basa en elementos tipo frame para columnas y vigas con plasticidad tipo fibra, además de placas de concreto armado hecho a base de elementos tipo Shell con plasticidad tipo fibra. El diagrama constitutivo utilizado para el concreto y acero de refuerzo se muestra a continuación:

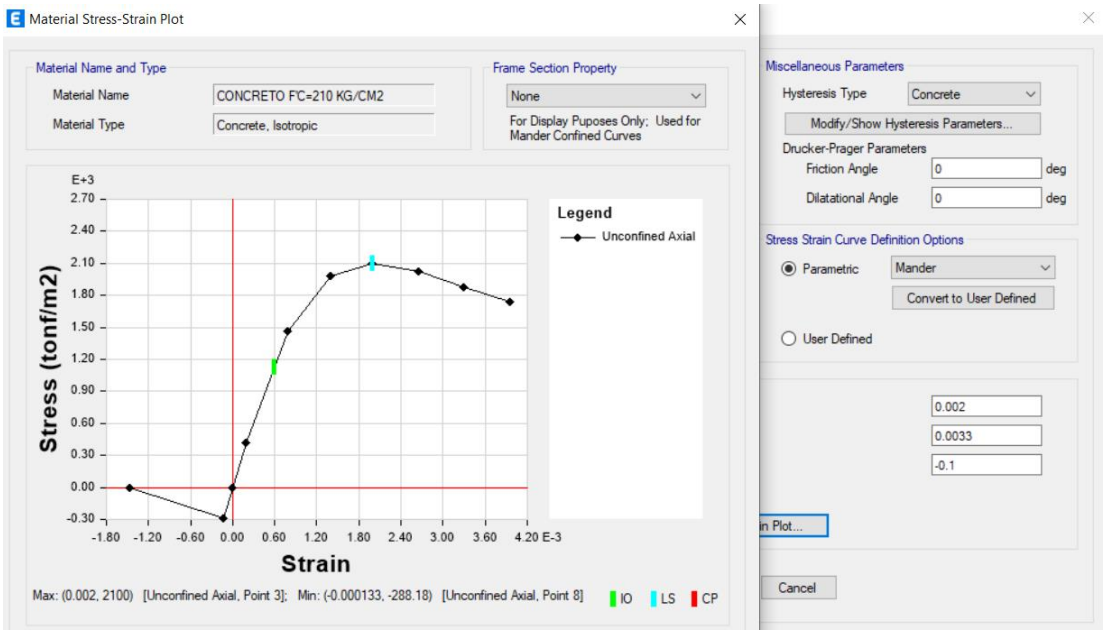


Figura 228. Modelo Chulucanas: Grafica de esfuerzo deformación de material de concreto

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

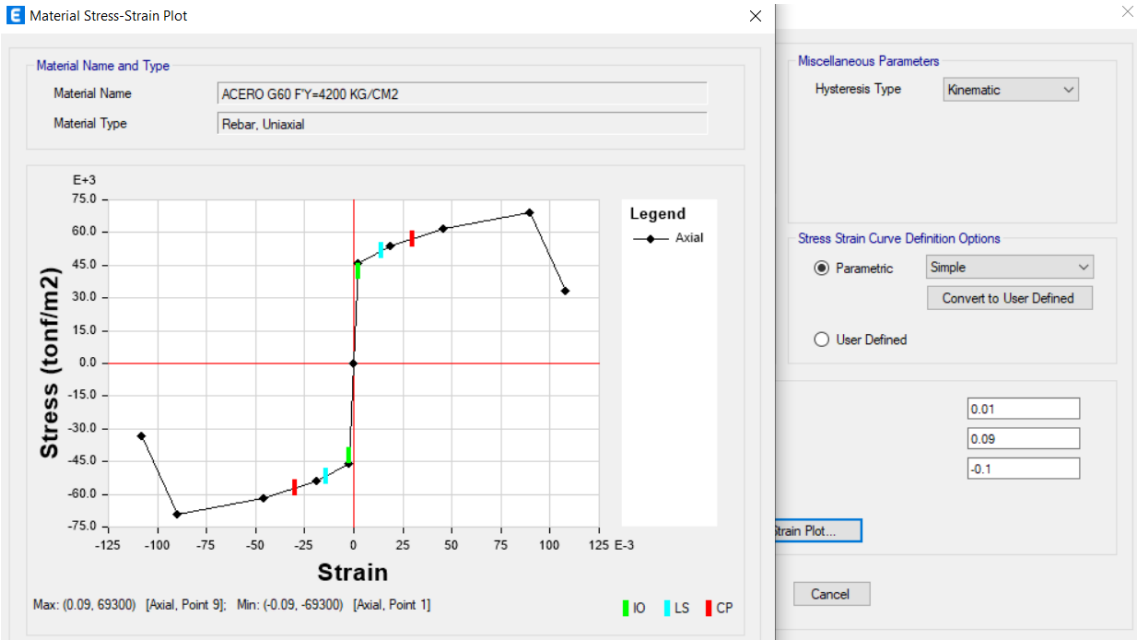


Figura 229. Modelo Chulucanas: Grafica de esfuerzo deformación de material de acero de refuerzo

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

3.1.8.5.2 Curva de capacidad en ambas direcciones y punto de desempeño

Se crea el caso de análisis no lineal estático en función del modo fundamental de la dirección en consideración y el punto de control de desplazamiento como el punto ubicado en el último nivel más cercano al centro de masas acorde al ASCE 41-17.

Acorde a la cortante basal calculado para cada punto de desplazamiento del último nivel, se presenta el gráfico de la curva de capacidad para ambas direcciones.

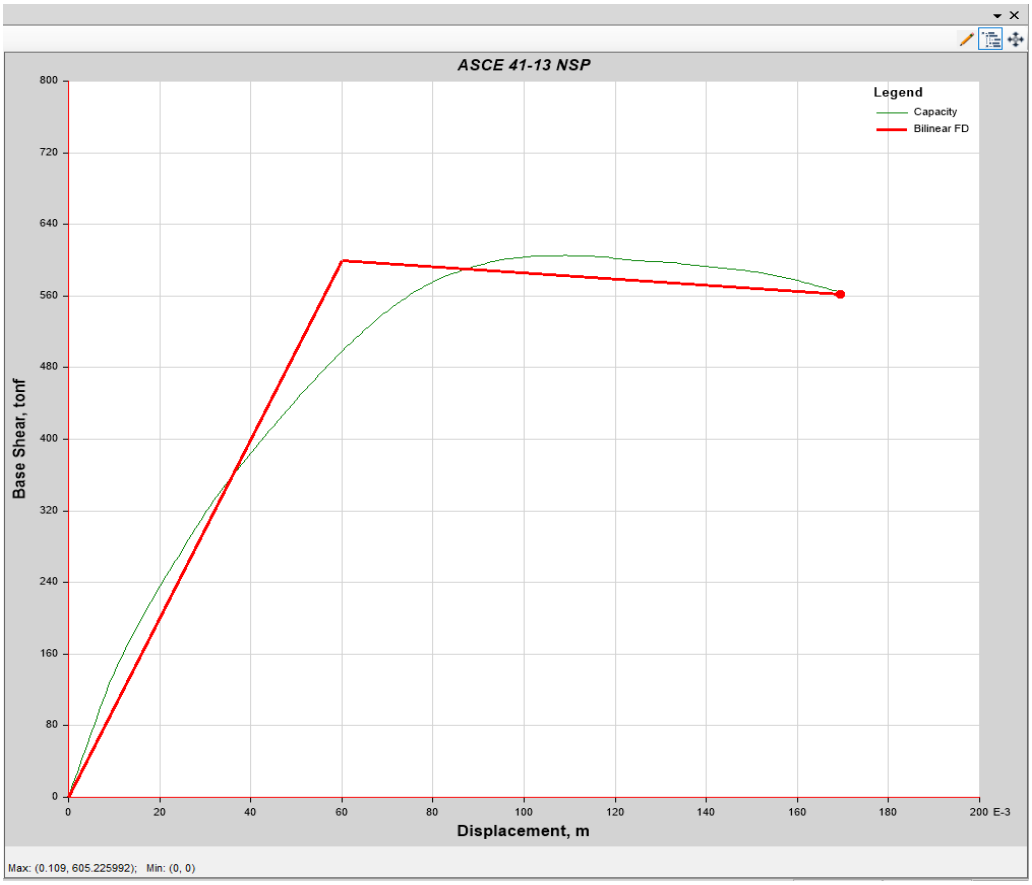


Figura 230. Modelo Chulucanas: Curva de capacidad en la dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

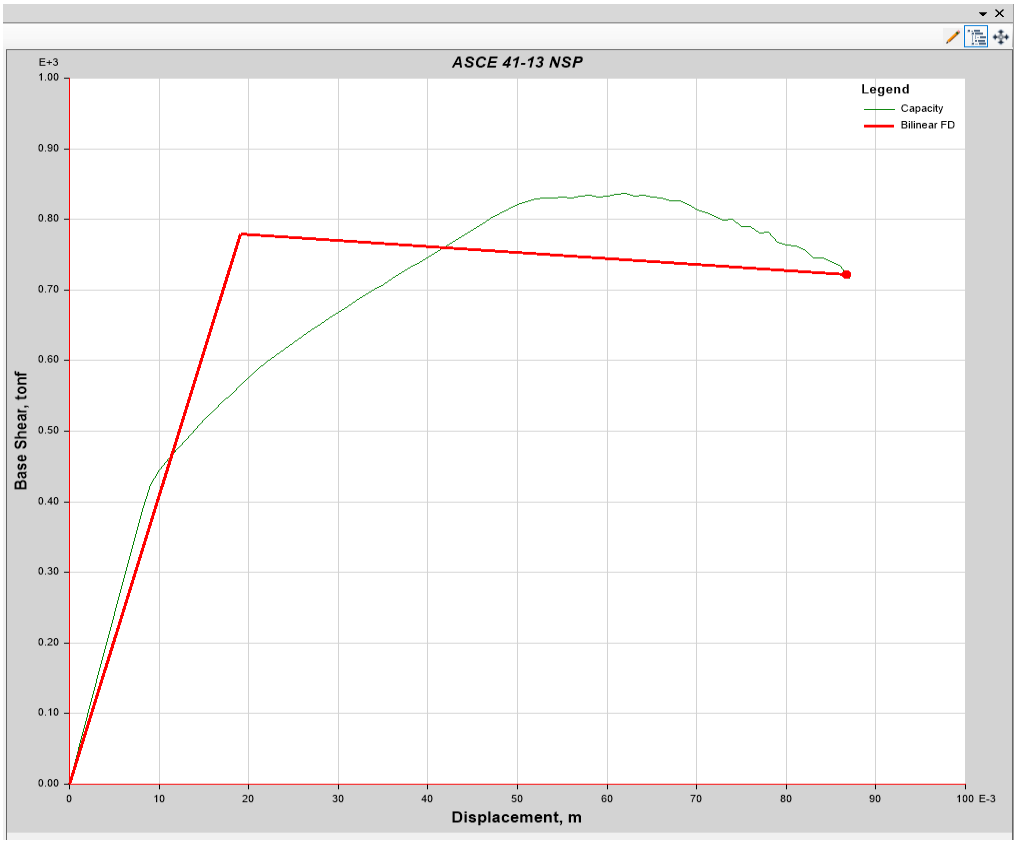


Figura 231. Modelo Chulucanas: Curva de capacidad en la dirección YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la curva de capacidad en la dirección YY es más rígida, ya que alcanza una mayor resistencia y menor desplazamiento que la dirección XX. Esto se debe a que en la dirección YY los elementos sismorresistentes son 4 muros de albañilería confinada, mientras que en la dirección XX son sistemas de pórticos.

Se calcula el punto de desempeño acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones, para esto se utiliza el espectro elástico con R=1 acorde a la norma E030 y se presenta a continuación:

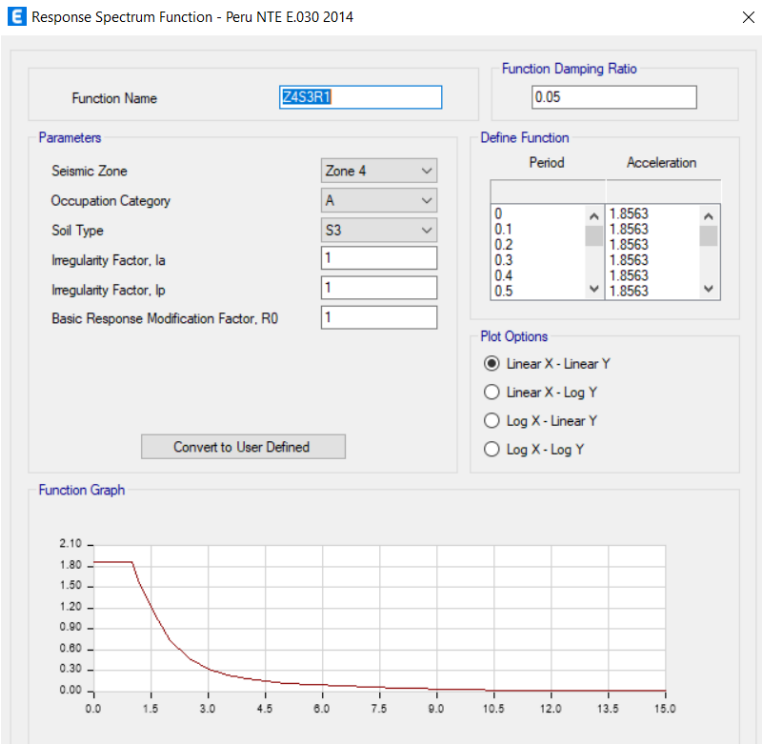


Figura 232. Modelo Chulucanas: Espectro elástico en la Dirección XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se muestran los parámetros utilizados para el cálculo manual del desempeño mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17.

Tabla 112

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Chulucanas

c0	1.300	a	60.000
c1	1.162	te(seg)	0.444
ke(tf/m)	10417.600	sa(g)	1.856
ki(tf/m)	14328.000	Vy (tf)	552.200
ti(seg)	0.379	W(tf)	891.700
c2	1.012	cm	0.800
delta(cm)	13.938	ustrg	2.398

Nota: Elaboración propia

Tabla 113

Parámetros en la dirección XX para el cálculo del desempeño según el ASCE 41-17-Modelo Chulucanas

c0	1.300	a	60.000
c1	1.480	te(seg)	0.253
ke(tf/m)	43097.000	sa(g)	1.856
ki(tf/m)	43097.000	Vy (tf)	582.000
ti(seg)	0.253	W(tf)	891.000
c2	1.066	cm	1.000
delta(cm)	6.055	ustrg	2.842

Nota: Elaboración propia

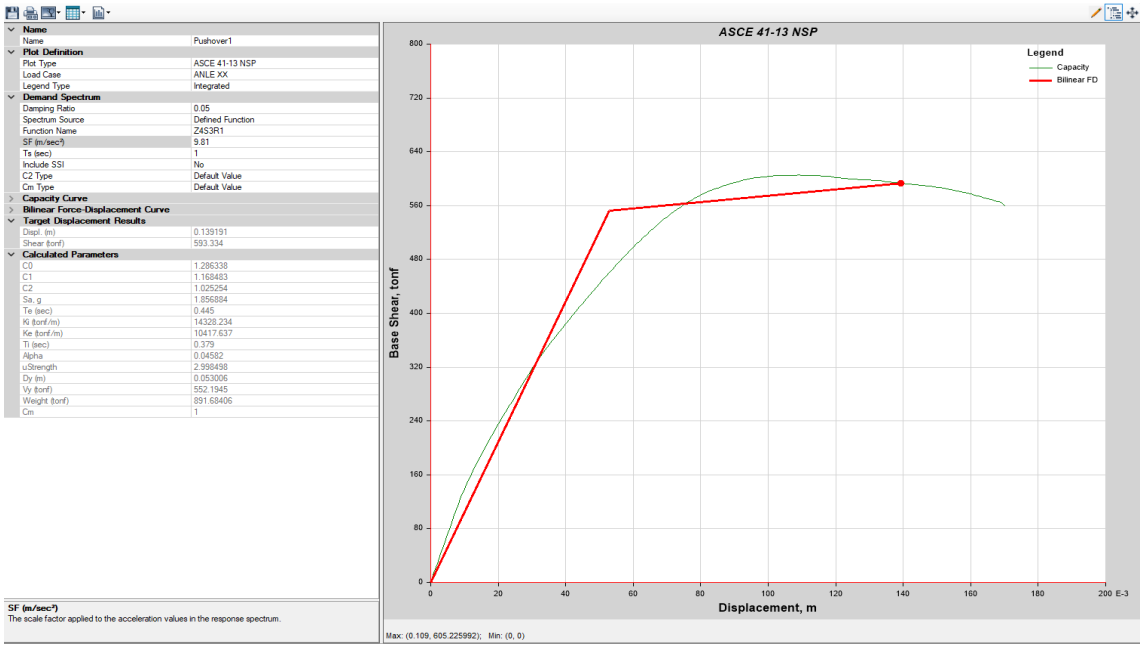


Figura 233. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección XX según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

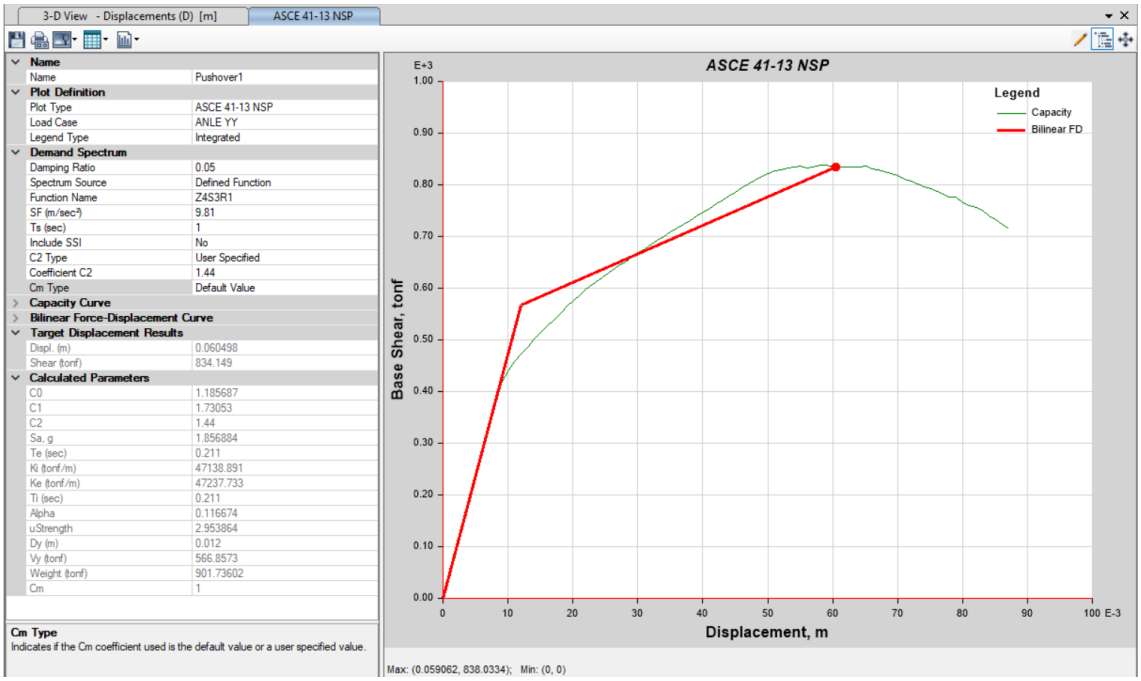


Figura 234. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección YY según el ASCE SEI 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa el punto de desempeño en la curva de capacidad acorde al ASCE 41-17 en ambas direcciones y se tiene que el punto de desempeño para la dirección XX es de 13.94cm y para la dirección YY es de 6.055cm, en ambas direcciones se observa poca capacidad remanente.

3.1.8.5.3 Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

Se presenta acorde a SEAOC VISION 2000 la sectorización de la curva de capacidad y colocación del punto de desempeño dentro de esta, para así calcular finalmente el desempeño global de la estructura.

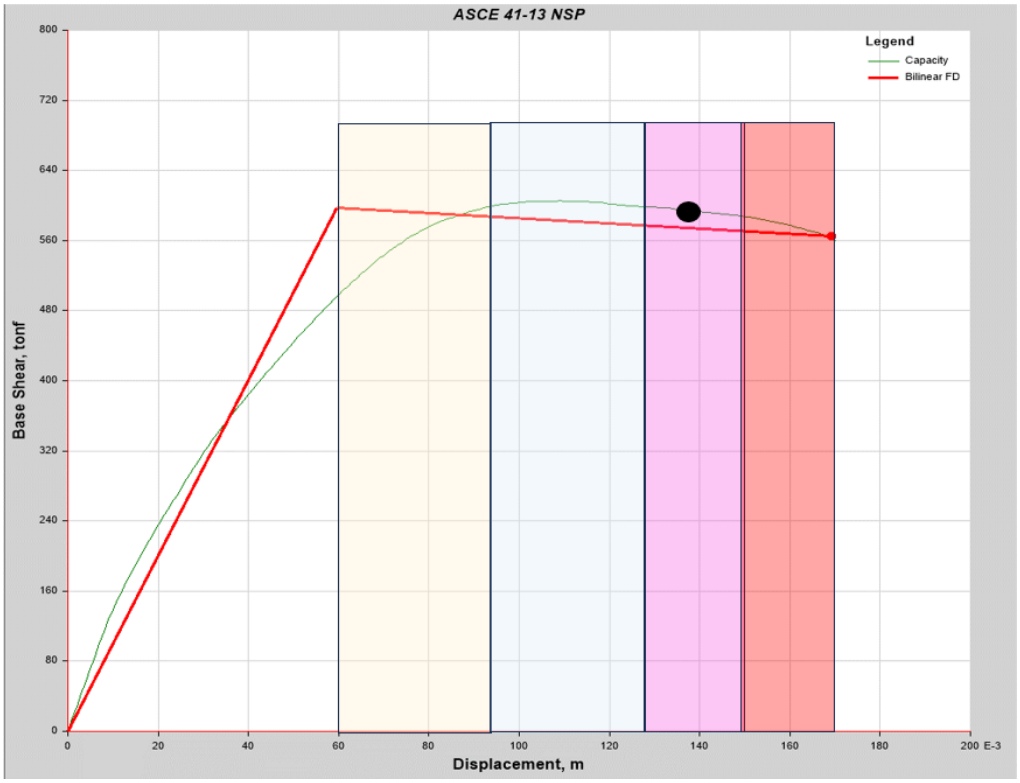


Figura 235. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección XX según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

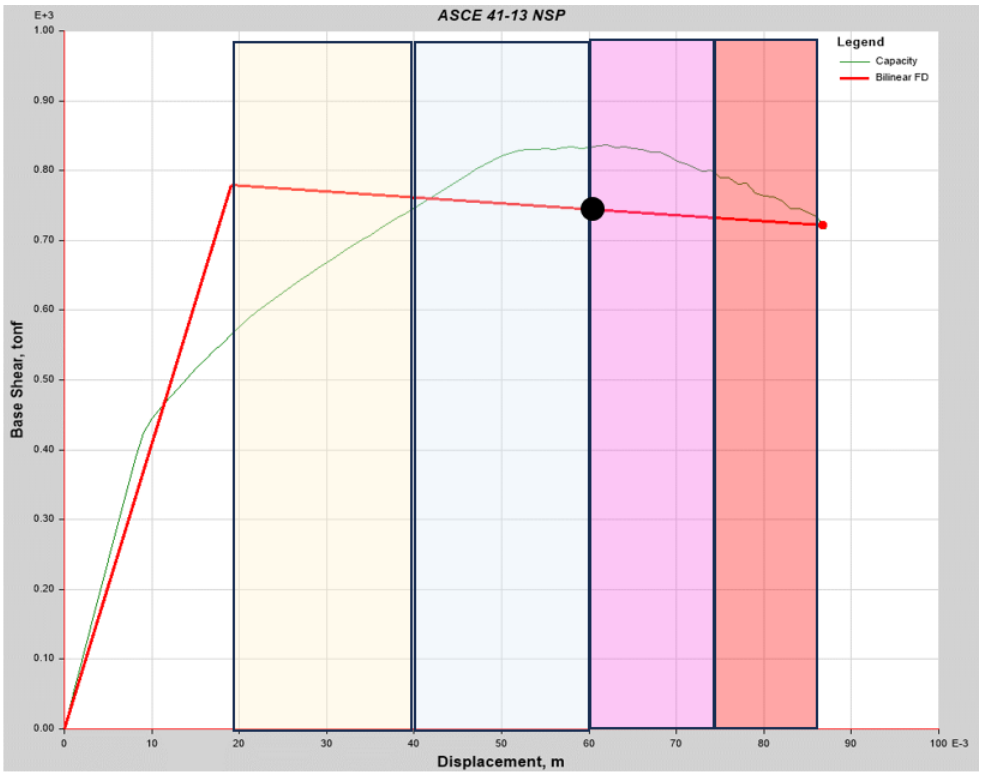


Figura 236. Modelo Chulucanas: Desempeño en la dirección YY según el SEAOC VISIÓN 2000

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa un desempeño de cercano al colapso en ambas direcciones (XX y YY) por lo que el desempeño no es el adecuado.

El desempeño acorde al SEAOC en ambas direcciones es tal, que se produce daño importante y extendido. La estructura ha sido seriamente afectada en su capacidad de resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Componentes no estructurales desplomadas o en peligro de hacerlo. Probablemente, no es técnica ni económicamente posible reparar el edificio. Las réplicas podrían ocasionar el colapso.

3.1.8.5.4 Creación y estados de daño en función de las curvas de fragilidad

Acorde al RISK-UE se forman las curvas de fragilidad en función del desplazamiento de fluencia y último, se muestran los valores de media y desviación estándar logarítmica para cada uno de los 4 estados de daño:

Tabla 114

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis XX – Modulo Chulucanas

	Desplazamiento (cm)
Dy	6
Du	17

Nota: Elaboración propia

Tabla 115

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección XX – Modulo Chulucanas

	Estado de daño	Media (cm)	Desviación estándar (cm)
DS1	Ligero	4.2	0.32
DS2	Moderado	6	0.39
DS3	Extensivo	8.75	0.52
DS4	Completo	17	0.67

Nota: Elaboración propia

Tabla 116

Desplazamiento de fluencia y ultimo dirección de análisis YY – Modulo Chulucanas

	Desplazamiento (cm)
Dy	1.91
Du	8.67

Nota: Elaboración propia

Tabla 117

Valores de media y desviación estándar logarítmica para cada estado de daño dirección YY – Modulo Chulucanas

	Estado de daño	Media (cm)	Desviación estándar (cm)
DS1	Ligero	1.337	0.36
DS2	Moderado	1.91	0.47
DS3	Extensivo	3.6	0.71
DS4	Completo	8.67	0.91

Nota: Elaboración propia

Con los resultados anteriores y al evaluarlos en el punto de desempeño, se obtienen las siguientes curvas de fragilidad y el porcentaje de daño para cada uno de los estados en ambas direcciones.

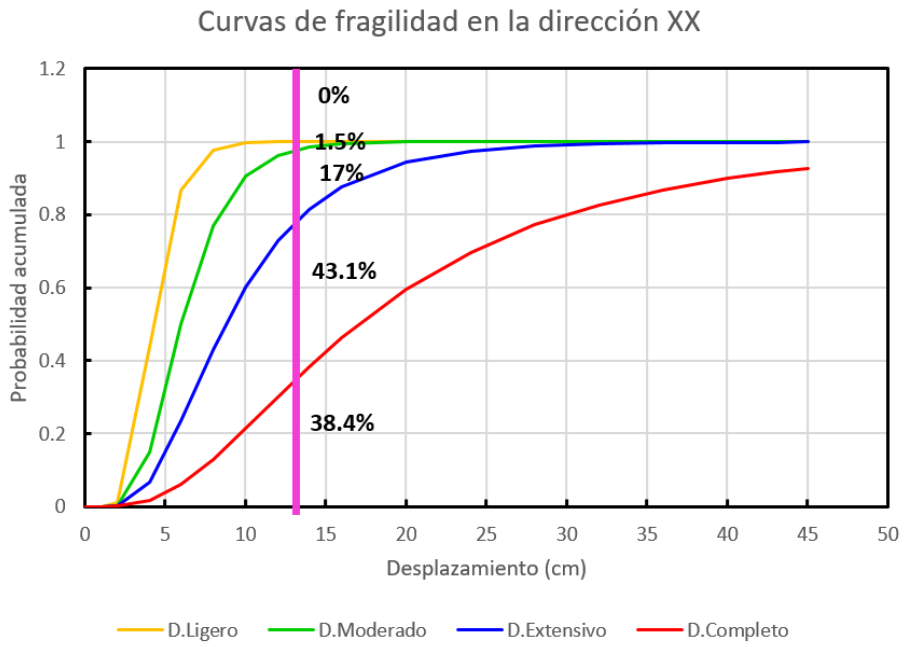


Figura 237. Modelo Chulucanas: Curvas de fragilidad en la dirección XX

Nota: Elaboración propia

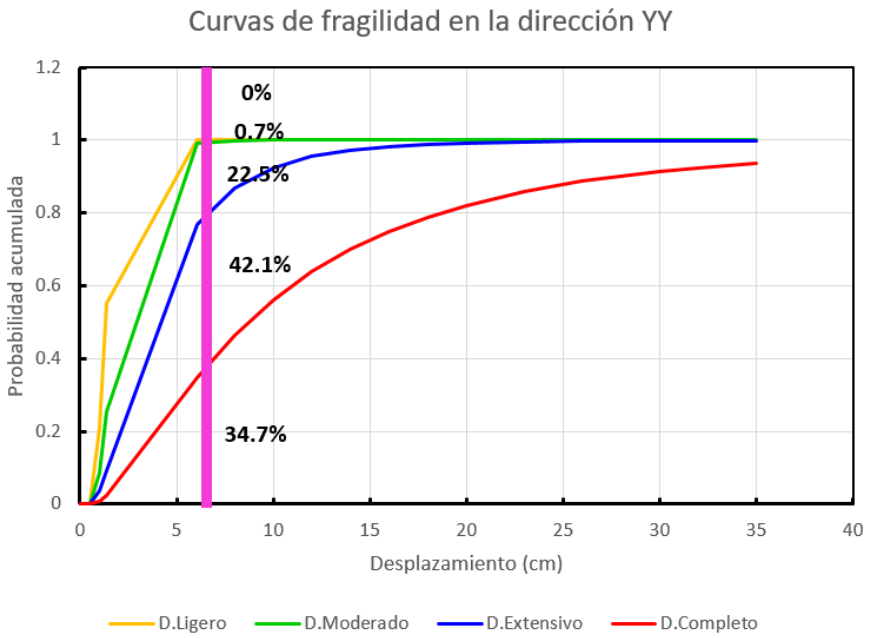


Figura 238. Modelo Chulucanas: Curvas de fragilidad en la dirección YY

Nota: Elaboración propia

Tabla 118

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis XX – Modulo Chulucanas

Probabilidad de daño - Dirección XX	
Estado de daño	Probabildad acumulada (%)
Sin Daño	0.0
DS1	1.5
DS2	17.0
DS3	43.1
DS4	38.4
Total	100

Nota: Elaboración propia

Tabla 119

Valores de probabilidad de daño dirección de análisis YY – Modulo Chulucanas

Probabilidad de daño - Dirección YY	
Estado de daño	Probabilidad acumulada (%)
Sin Daño	0.0
DS1	0.7
DS2	22.5
DS3	42.1
DS4	34.7
Total	100

Nota: Elaboración propia

En la dirección XX, lo más probable es obtener un estado de daño extensivo y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre extensivo y completo es de 81.5%, por lo que se espera un desempeño entre cercano al colapso y colapso.

En la dirección YY lo más probable es obtener un estado de daño extensivo y la probabilidad de que el estado de daño se encuentre entre extensivo y completo es de 76.8%, por lo que se espera un desempeño entre cercano al colapso y colapso.

3.1.8.5.5 Desempeño de elementos estructurales acorde al ASCE 41-17

Se analiza el muro más exigido en la dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestra el muro analizado y los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

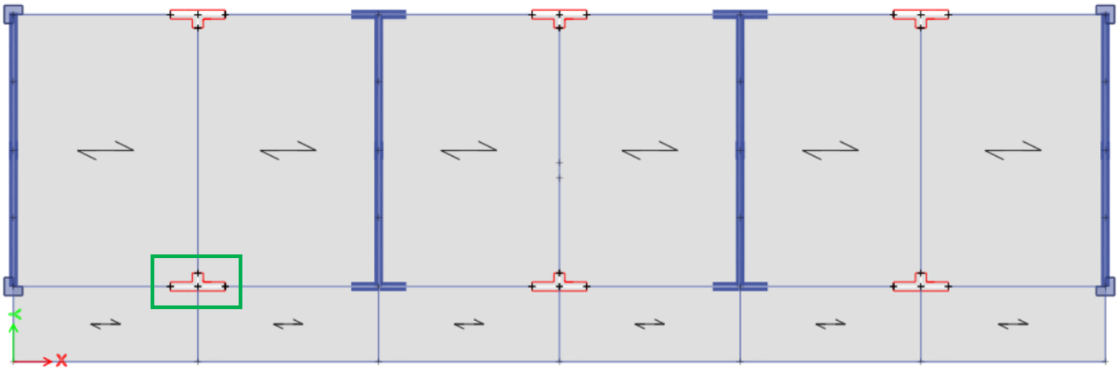


Figura 239. Modelo Chulucanas: Ubicación de muro crítico en eje XX _ Análisis acorde tabla 10-19 del ASCE 41-17

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

DIRECCIÓN XX

Se analiza el muro más exigido, pero en el tramo de la dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 120

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección XX acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Chulucanas

lw (cm)	150
tw (cm)	25
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	83700
P (kg)	-60000
As (cm2)	23.48
A's (cm2)	8
pmin (cm2)	9.375

Condición 1	0.006
Condición 2	5.803
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 240. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje XX – Modelo Chulucanas

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Luego de ubicarlos dentro de la tabla y ver que estos se encuentran entre dos, se procede a realizar una interpolación lineal, para así obtener los valores de rotación que clasifiquen en un desempeño.

Tabla 121

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Chulucanas

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotación plástica (rad)
4	0.02
5.8	0.0155
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotación plástica (rad)
4	0.015
5.8	0.0105
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotación plástica (rad)
4	0.005
5.8	0.0041
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 15.5/1000, donde se supera el límite de cercano al colapso. El límite para estar dentro del desempeño de resguardo de vida es de 10.5/1000 y el límite de ocupación inmediata es de 4.1/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

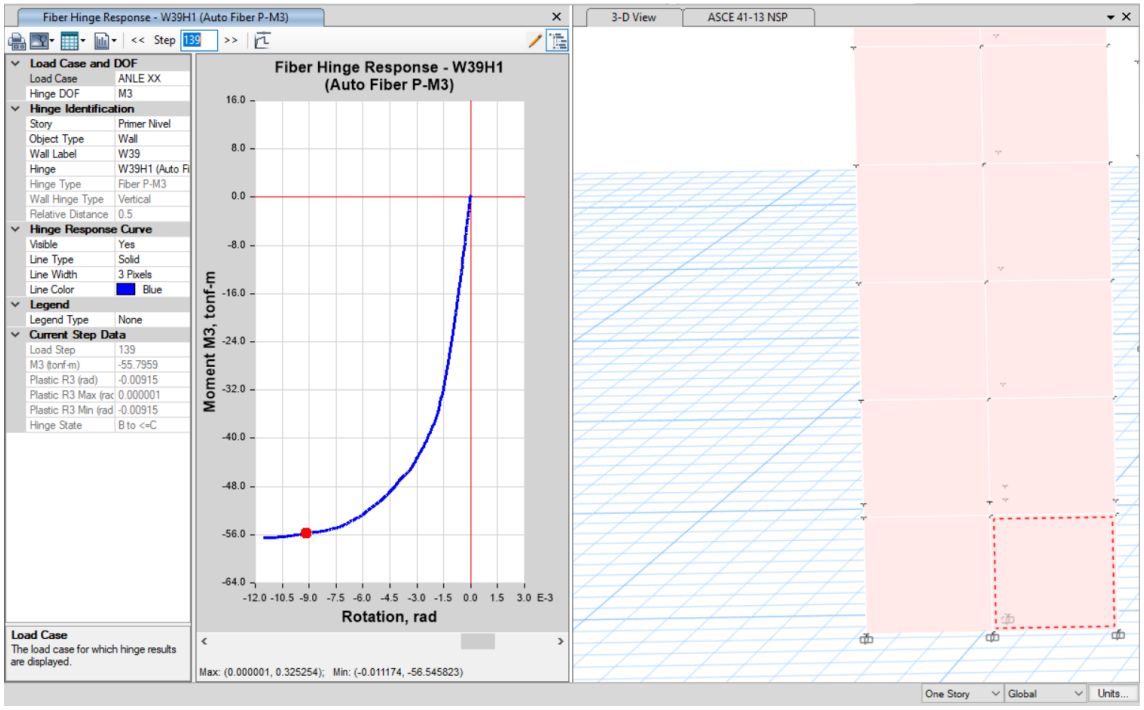


Figura 241. Modelo Chulucanas: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje XX

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección XX es de 9.2/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar los 4.1/1000, sin embargo, se encuentra cerca del límite de resguardo de vida de 10.5/1000.

DIRECCIÓN YY

Se analiza el muro anteriormente mencionado, pero en la dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17, a continuación, se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de los valores de rotación plástica.

Tabla 122

Parámetros para cálculo de valores rotación plástica de muro critico dirección YY acorde a la tabla 10-19 del ASCE 41-17 – Modelo Chulucanas

lw (cm)	50
tw (cm)	30
f'c (kg/cm2)	210
fy (kg/cm2)	4200

V (kg)	26470
P (kg)	-27700
As (cm2)	2.58
A's (cm2)	11.16
pmin (cm2)	3.75

Condición 1	-0.202
Condición 2	4.588
Condición 3	Confinado

Nota: Elaboración propia

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians) Performance Level		
			a	*b*	*c*	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary[b]						
≤0.1	≤4	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004

Figura 242. Ubicación de parámetros para obtención de valores de rotación según nivel de desempeño de muro crítico en eje YY – Modelo Chulucanas

Nota: Adoptado de ASCE 41 – 13

Tabla 123

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis YY – Modelo Chulucanas

CERCANO AL COLAPSO	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.02
5.8	0.01853
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.015
5.8	0.01353
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Rotacion plastica (rad)
4	0.005
5.8	0.004706
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Luego de realizar la interpolación lineal para cada uno de los 3 estados de daño presentados para el elemento estructural estudiado, se observa que la rotación que tiene que alcanzar para llegar al colapso es de 18.5/1000, el límite de resguardo de vida en una rotación de 13.5/1000 y el límite de ocupación inmediata en 4.7/1000.

Se observa la rotación en el punto de desempeño del tramo analizado anteriormente.

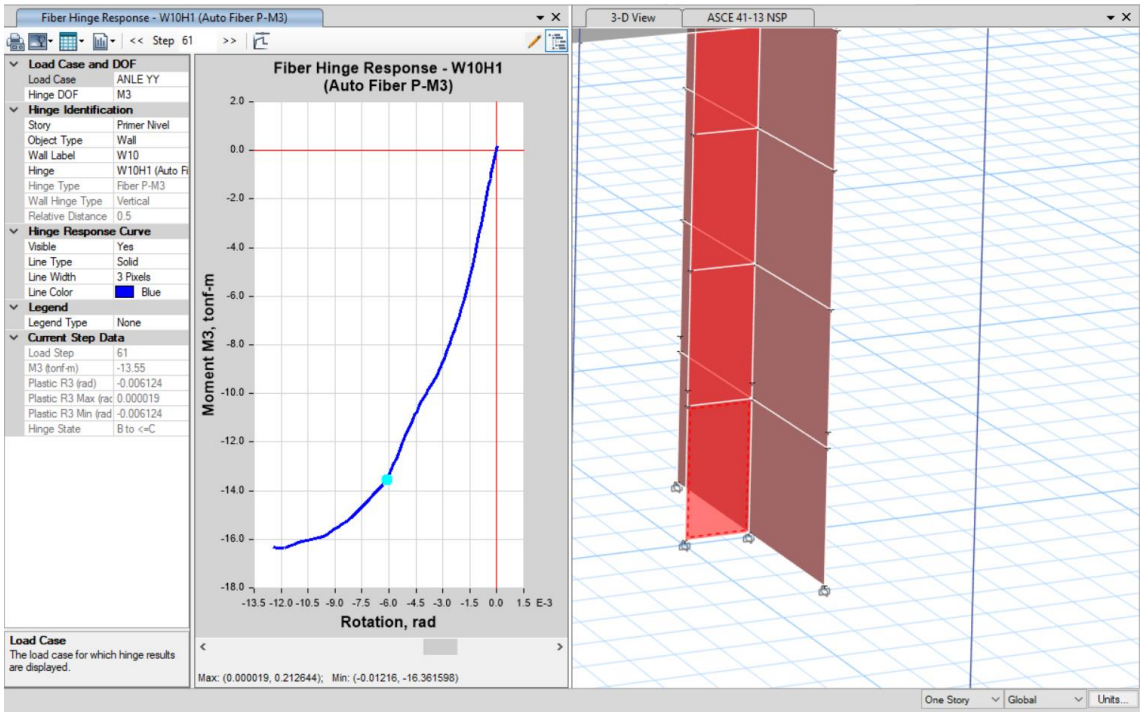


Figura 243. Modelo Chulucanas: Respuesta de rotación de muro tipo fibra en eje YY

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

La rotación mostrada en la dirección YY es de 6.2/1000, lo cual cae dentro del desempeño de resguardo de vida al superar el límite de ocupación inmediata de 4.7/1000.

3.1.9 Análisis no lineal tiempo historia de módulos seleccionados

La formulación se realiza mediante un análisis no lineal tiempo-historia por integración directa, el caso inicial es de gravedad y luego viene el sismo, ya sea en la dirección XX o la dirección YY.

Se considera un factor de 9.81, debido a que los registros se encuentran en función de la gravedad (g), además se considera que se obtengan respuestas cada paso de tiempo igual a como fueron capturados por la estación, es decir, por ejemplo, para el sismo de Lima 1966 se obtienen resultados cada 0.02 segundos. el número total de pasos considerados es igual a la duración del registro total dividido entre cada paso de tiempo. Lo anterior se expresa en el software como se puede visualizar en la siguiente figura:

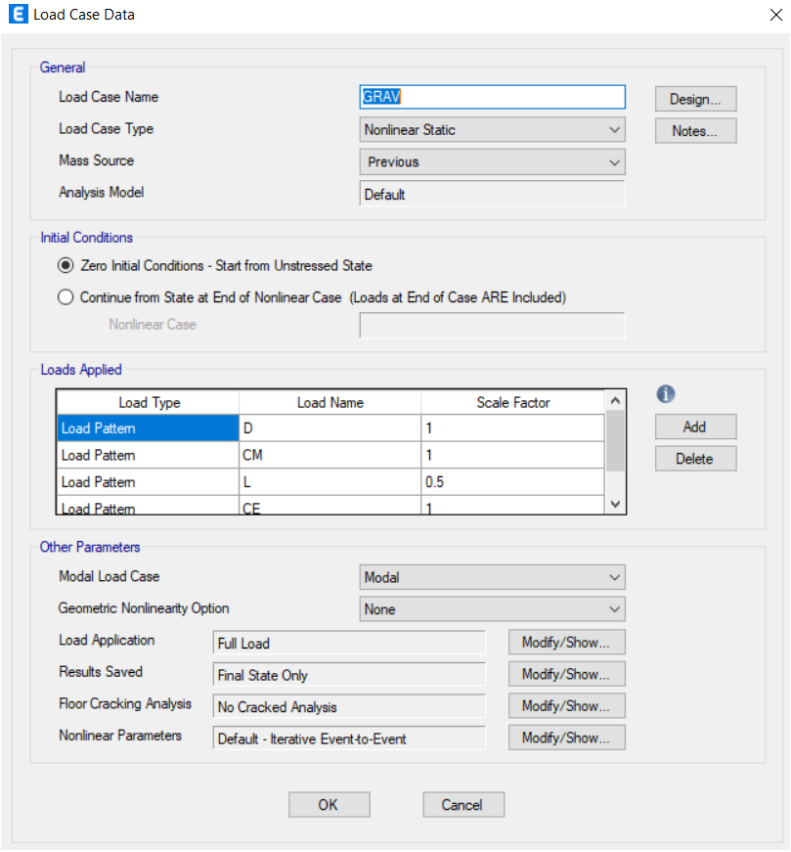


Figura 244. Definición del Caso de Carga Gravitacional

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

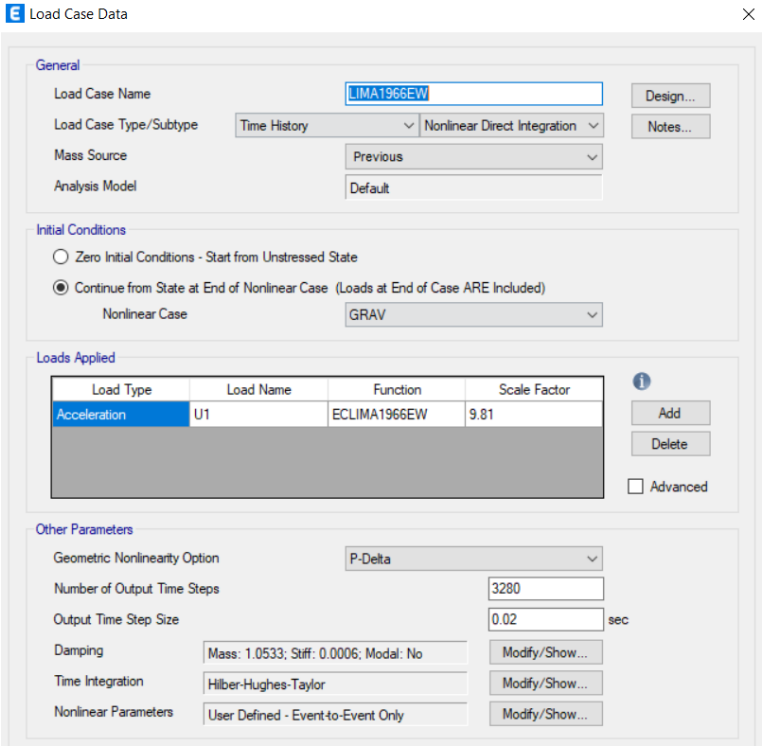


Figura 245. Definición del Caso de Carga de Sismo Lima 1966 EW

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se utilizarán solo 3 registros acorde a lo mencionado en el artículo 30.1.1 de la Norma Peruana E030 y de los 3 en cada dirección se elegirá la respuesta máxima.

3.1.9.1 Descripción de los registros a analizar

Se han elegido 7 registros de gran magnitud ubicado en la zona más sísmica del Perú, cercana a la costa, de forma similar a la ubicación de los colegios a analizar. Las características de los registros se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 124

Registros sísmicos para el análisis dinámico no lineal

N°	Ubicación de estación	Código de estación	Año	Magnitud	Intervalo	Duración (seg)	Aceleración Max (cm/s2)	Fuente
1	Santa Rosa	SROSA	2021	6.0Mb	0.005	31	146.03	IGP
2	Ancon	ANCON	2021	6.0Mb	0.005	24	144.48	IGP
3	Ica	ICA002	2007	7.0 Ml	0.01	87	333.66	IGP
4	Ático	MOQ001	2001	6.9Mb	0.01	36	-295.15	IGP
5	Lima	PRQ	1974	6.6Mb	0.02	98	-194.21	IGP
6	Huaraz	PRQ	1970	6.6Mb	0.02	45	-105.05	IGP
7	Lima	PRQ	1966	8.1Mw	0.02	66	-268.24	IGP

Nota: Elaboración propia

En estas dos gráficas se comparan diferentes parámetros sísmicos que permiten evaluar los registros más relevantes para utilizar en un análisis no lineal tiempo-historia. Los parámetros considerados incluyen magnitud, aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos en direcciones EW y NS, así como intensidades de Arias y el poder destructivo. Estos parámetros se encuentran normalizados para permitir una mejor comparación entre los distintos registros sísmicos.

El objetivo de este acápite es seleccionar los registros más críticos, es decir, aquellos que representen los eventos sísmicos más fuertes y con mayores demandas sobre las estructuras. Estos registros serán posteriormente utilizados para realizar el análisis no lineal tiempo-historia en nuestro modelo estructural. Los registros seleccionados serán aquellos con las mayores intensidades y mayores efectos destructivos, lo que garantizará que el análisis sea representativo de las condiciones sísmicas más severas que el modelo pueda enfrentar.

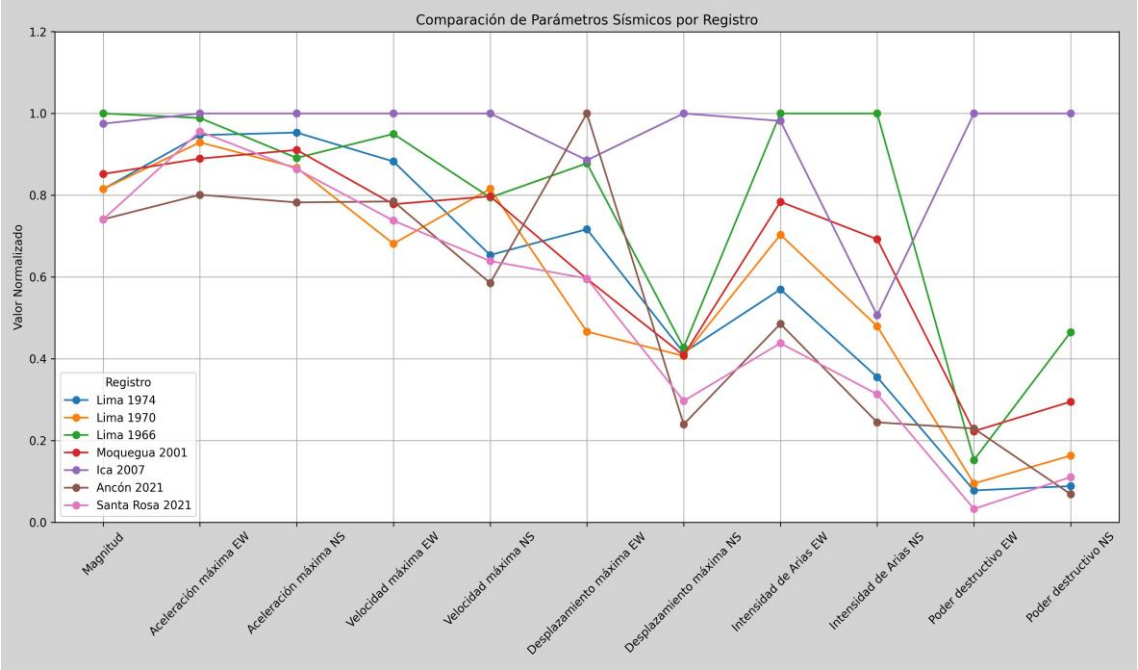


Figura 246. Comparación de parámetros sísmicos por registro

Nota: Elaboración propia

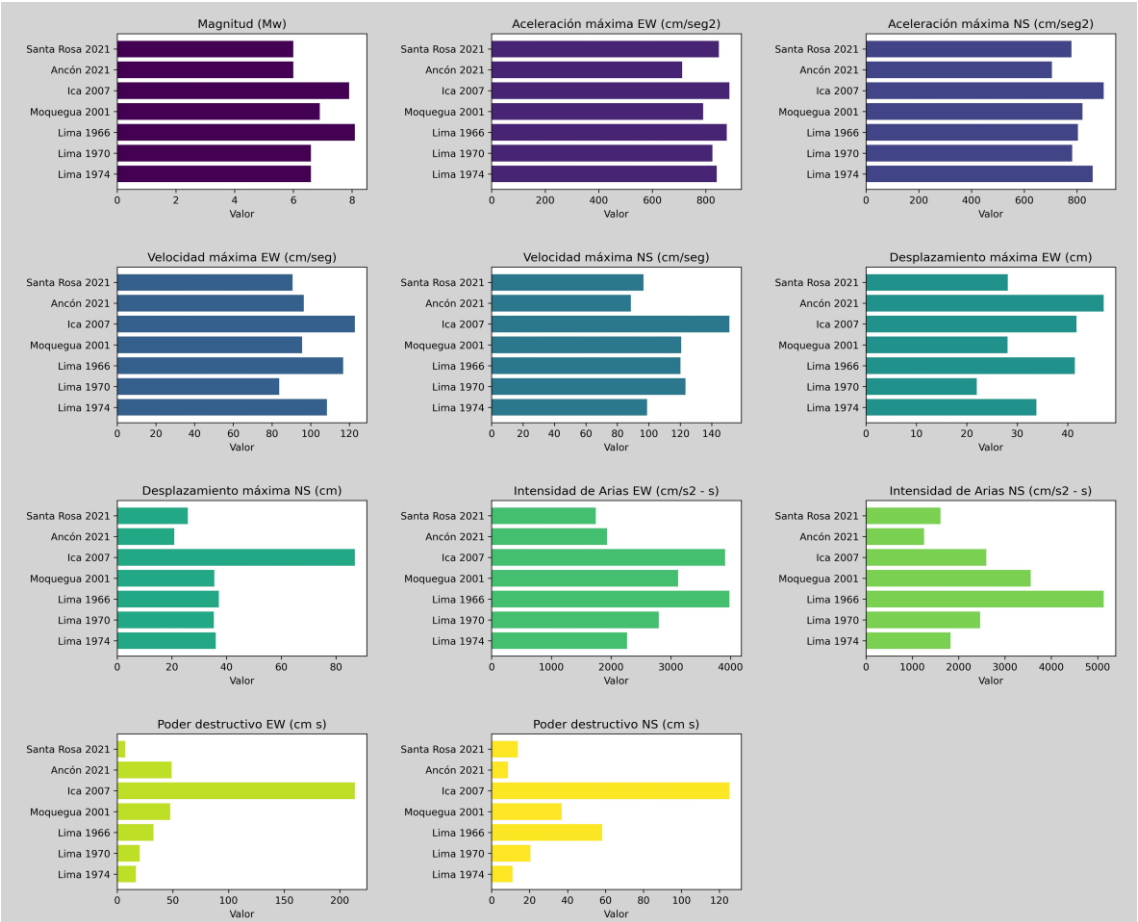


Figura 247. Valores numéricos para cada parámetro de selección de registros

Nota: Elaboración propia

De los siete registros escogidos y normalizados utilizando el valor máximo de cada parámetro, se observa lo siguiente: el registro con el mayor valor en la mayoría de los parámetros analizados es el de Ica 2007. Este registro supera a los demás en casi todos los aspectos, salvo en dos parámetros: la intensidad de Arias en la dirección NS y la magnitud.

El segundo registro más destacado es el de Lima 1966, que presenta tanto la mayor magnitud como la mayor intensidad de Arias en ambas direcciones, lo que lo convierte en uno de los registros más críticos a considerar.

Finalmente, el tercer registro seleccionado como crítico es el de Moquegua 2001, ya que se posiciona en tercer lugar en términos de poder destructivo e intensidad de Arias, factores claves para su selección.

Estos tres registros han sido seleccionados por ser los más representativos y destructivos. Como se puede confirmar en el gráfico de barras, se muestran sus respectivos valores y unidades, lo que valida su importancia en el análisis.

3.1.9.2 Corrección y espectro compatibilidad de los registros

Los registros son filtrados entre frecuencias de 0.1 Hz y 25Hz, las cuales son comunes entre edificios. Además, se ha corregido por línea base mediante una ecuación cúbica, lo anterior se realiza en el software “Seismosignal” y se muestran las demandas exigidas en el interfaz del software.

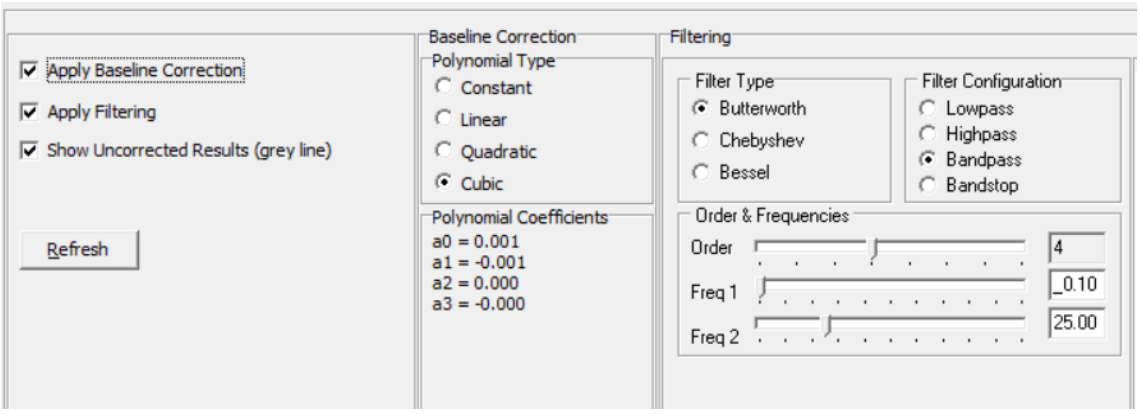


Figura 248. Filtración de registros seleccionados

Nota: Captura pantalla Seismosignal

Se formula el espectro objetivo para realizar la espectro-compatibilidad a los 7 pares de registros, lo cual se muestra en el siguiente espectro:

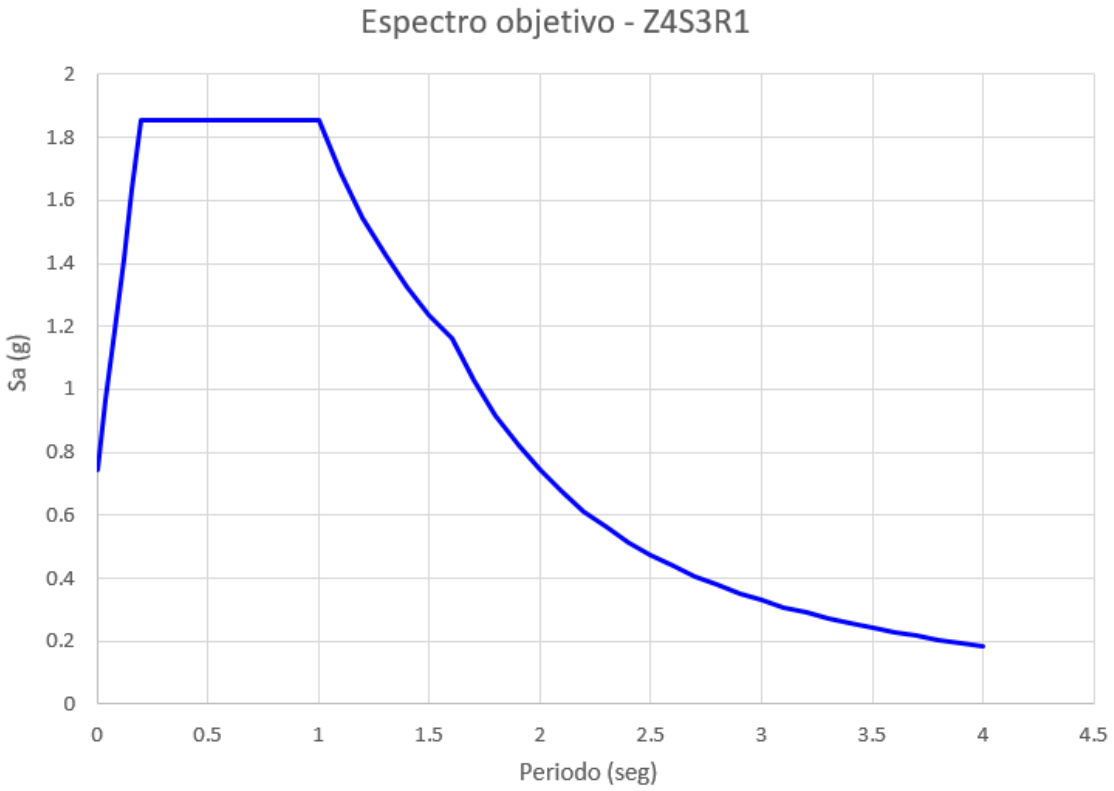


Figura 249. Espectro objetivo según la norma peruana E030 para la espectro-compatibilidad a los 7 pares de registros seleccionados

Nota: Elaboración propia

La espectro-compatibilidad se realiza entre los periodos de 0.2Tmin y 1.5Tmax, se muestra en la siguiente tabla, los periodos fundamentales y el rango de espectro-compatibilidad.

Tabla 125

Periodo en X e Y de modulo o edificio analizado

Tx	0.371
Ty	0.2

Nota: Elaboración propia

Tabla 126

Umbrales de espectro compatibilidad entre periodos de 0.2Tmin y 1.5Tmax

0.2Tmin	0.04
1.5Tmax	0.557

Nota: Elaboración propia

Se utiliza el software "Seismomatch" para realizar la espectro-compatibilidad, para ello, se ingresan los registros, el espectro objetivo y el rango de periodos donde se hace espectro compatible.

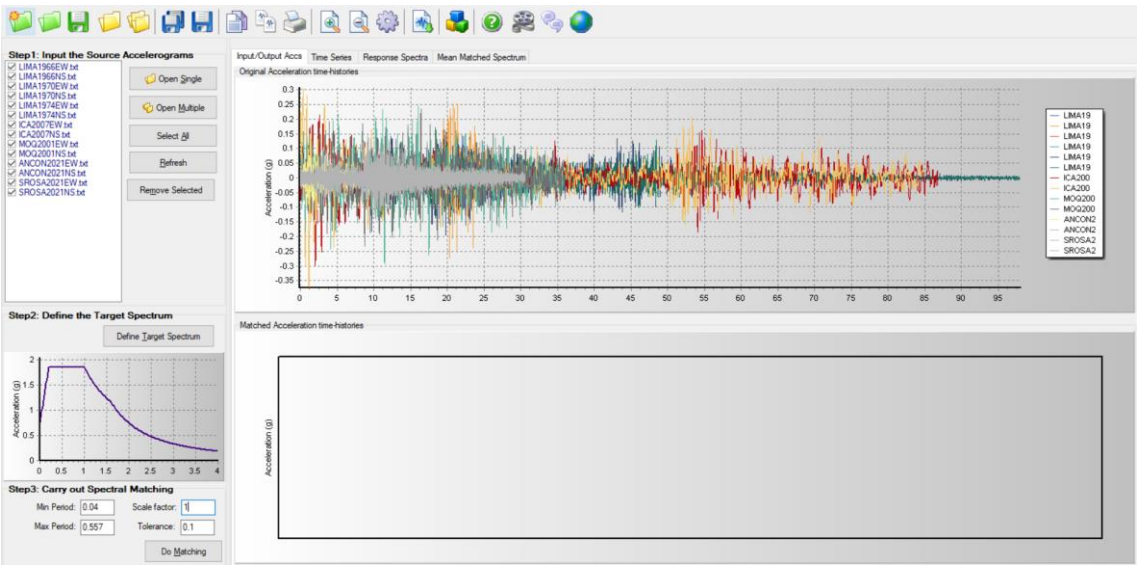


Figura 250. Ingreso de datos para realización de la espectro-compatibilidad

Nota: Captura de sofware Seismomatch

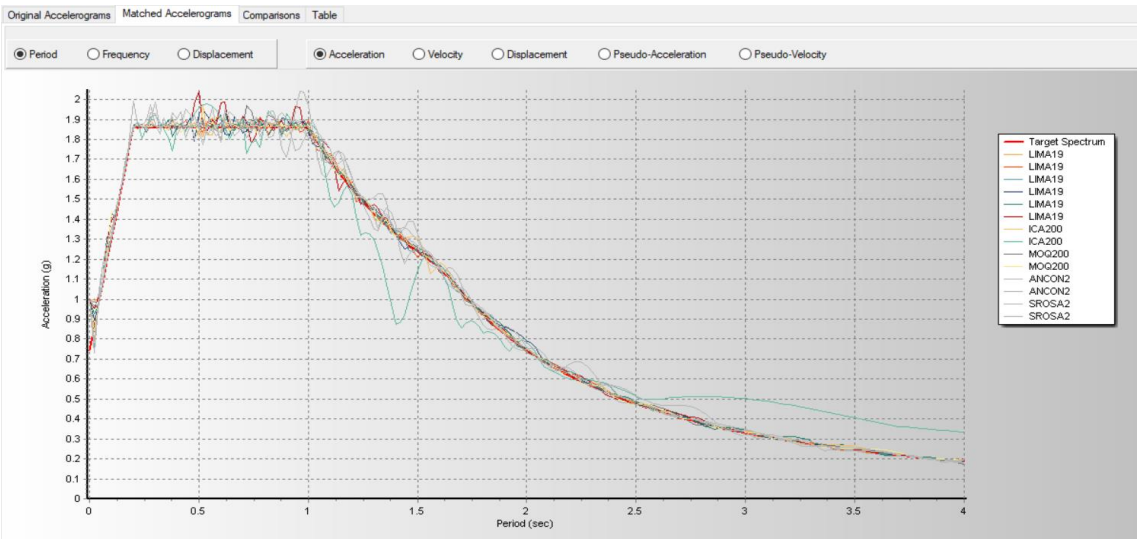


Figura 251. Espectro de respuesta de acelerogramas compatibles

Nota: Captura de sofware Seismomatch

Se puede visualizar especialmente en el rango entre 0.04 y 0.557 segundos, los espectros de los registros se han ajustado al espectro objetivo satisfactoriamente y, por ello, pueden ser utilizados para el análisis no lineal tiempo-historia.

3.1.9.3 Análisis no lineal tiempo historia para la IE Señor de los Milagros de Paita

3.1.9.3.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo

Se presentan las respuestas de fuerza y desplazamiento en el tiempo para cada uno de los registros analizados.

Desplazamientos en el tiempo:

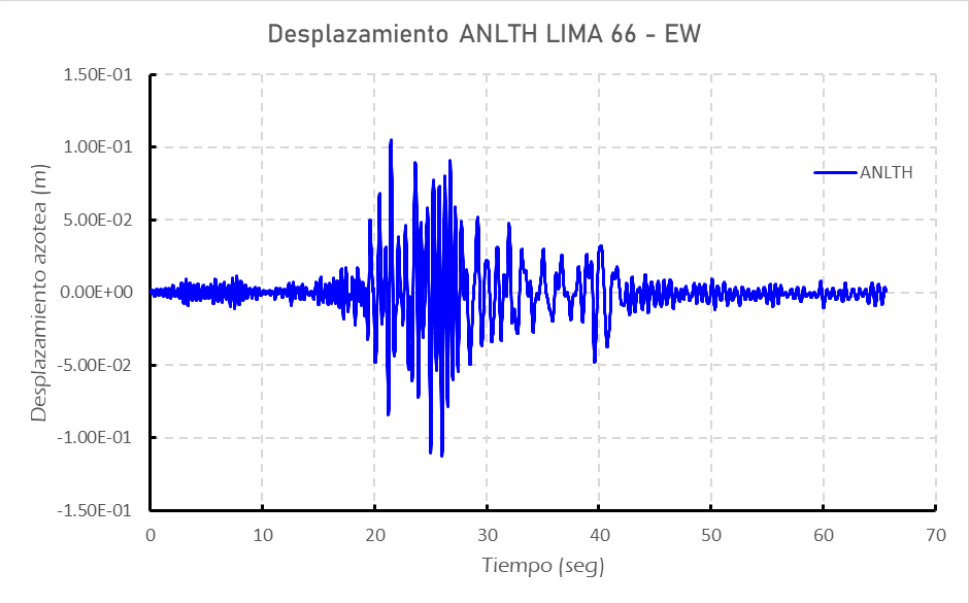


Figura 252. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

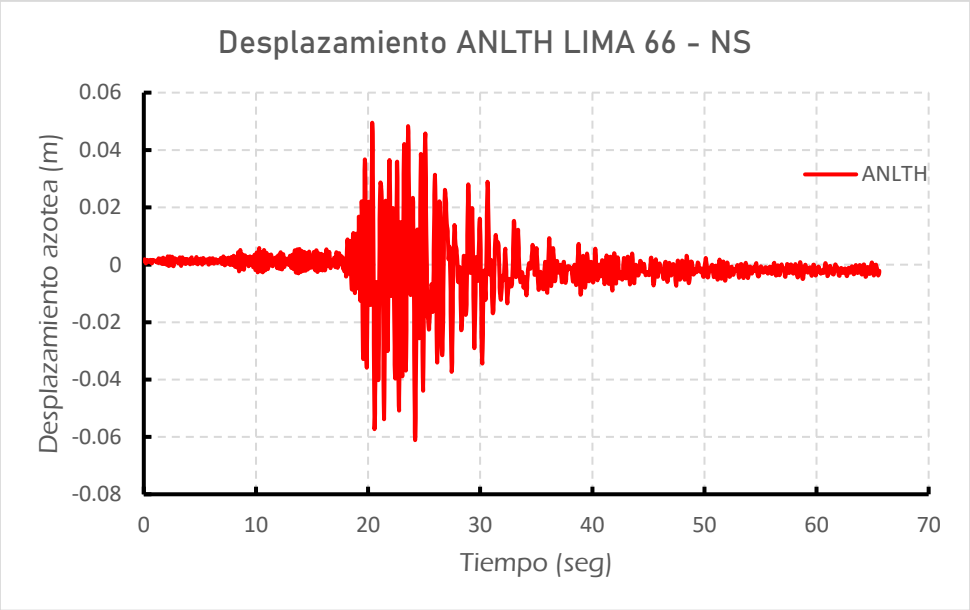


Figura 253. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS

Nota: Elaboración propia

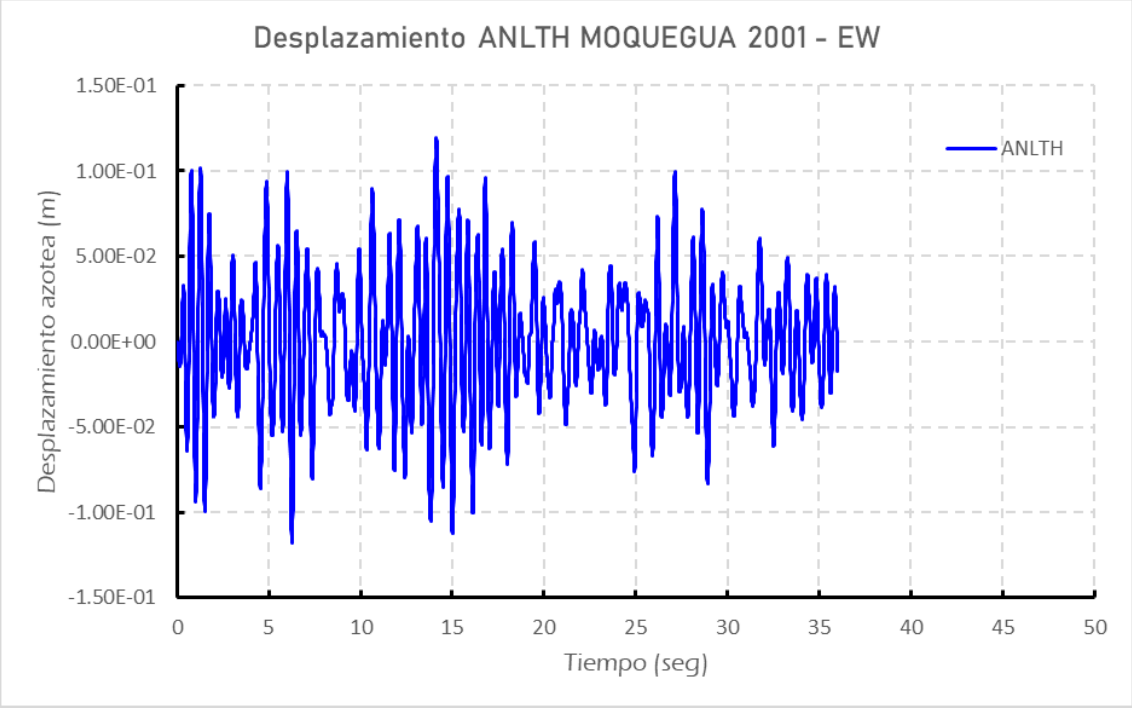


Figura 254. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

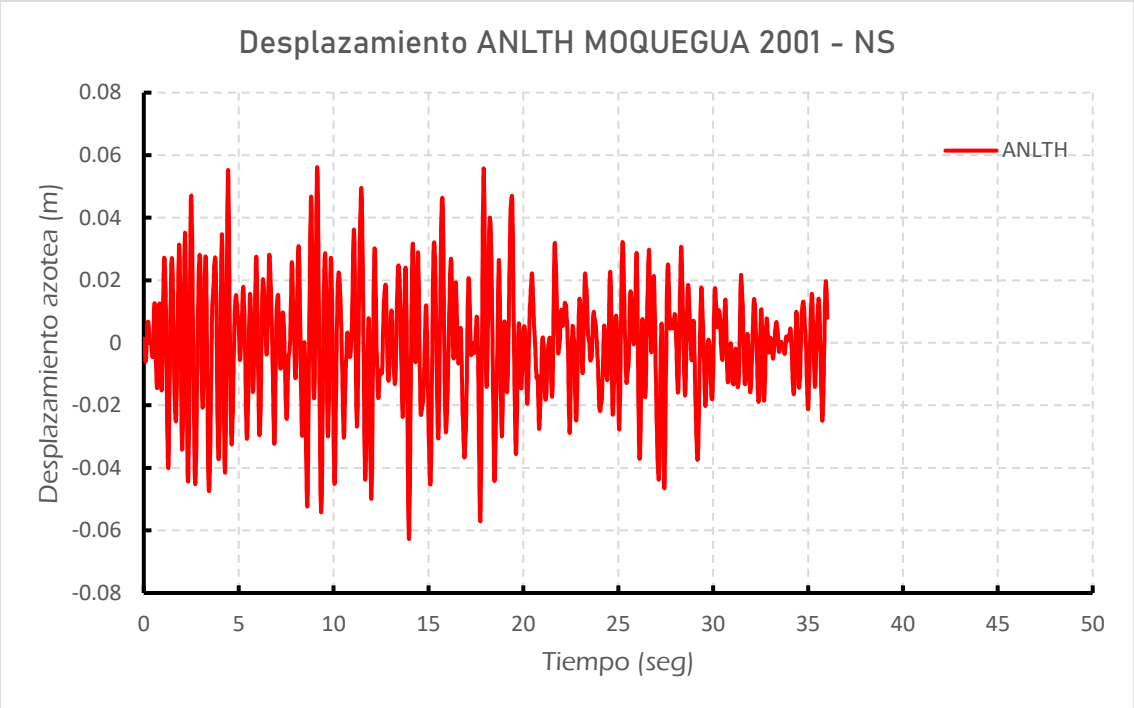


Figura 255. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

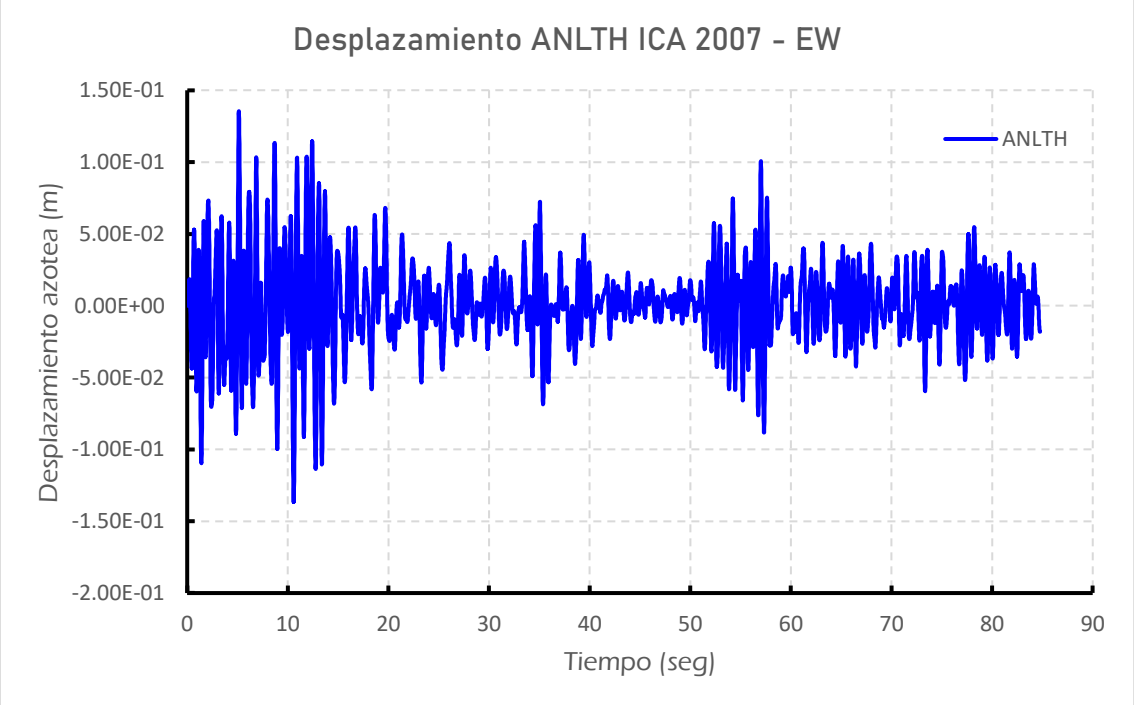


Figura 256. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-EW

Nota: Elaboración propia

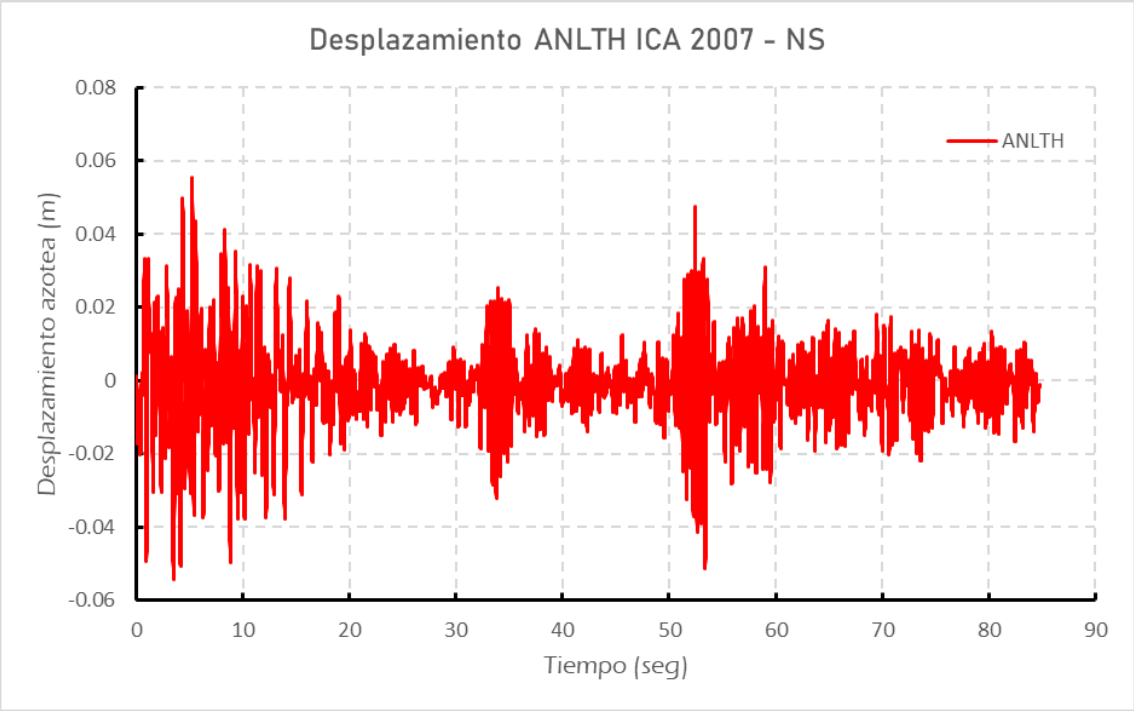


Figura 257. Modelo Paita: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Cortante basal en el tiempo:

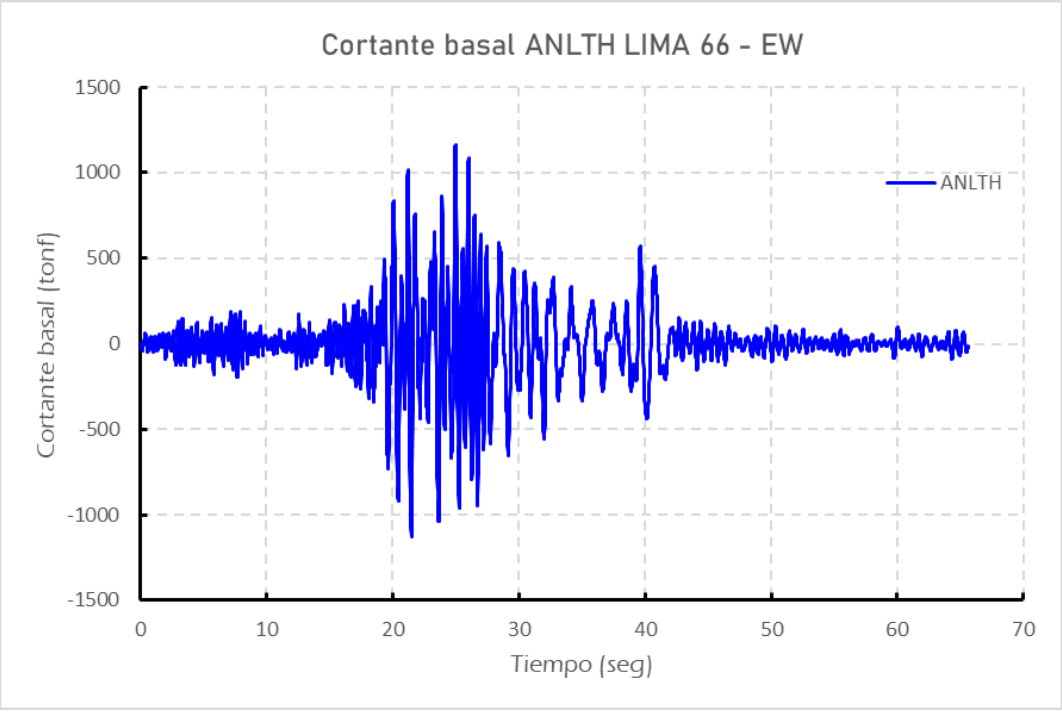


Figura 258. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Lima 66 -EW

Nota: Elaboración propia

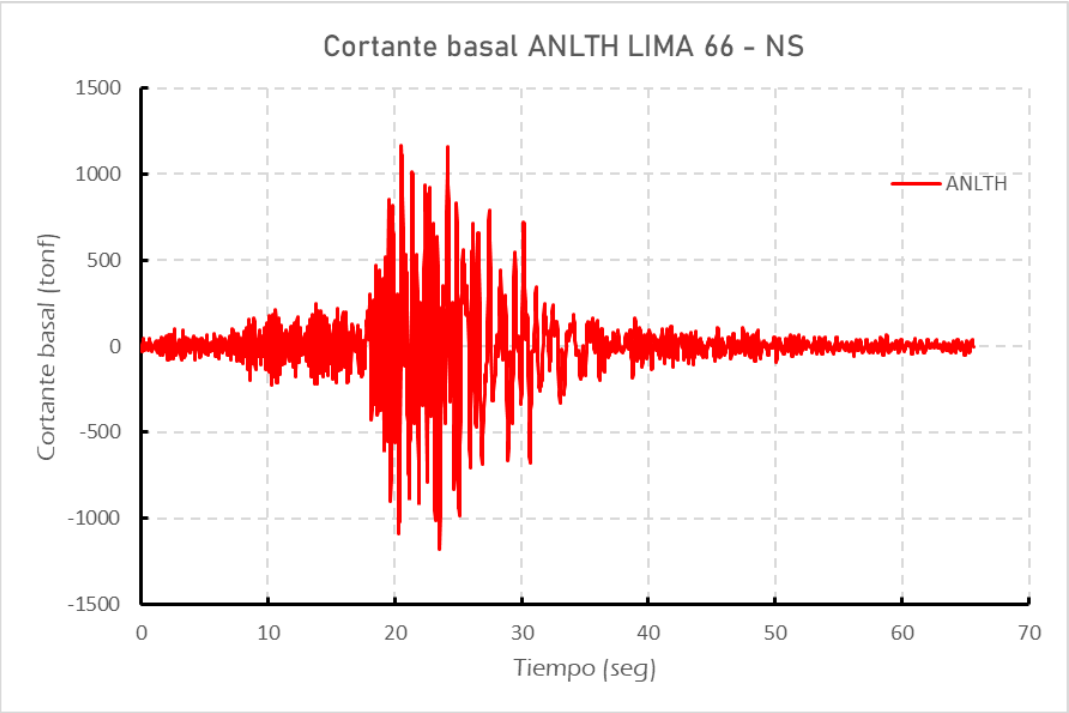


Figura 259 Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Lima 66 -NS

Nota: Elaboración propia

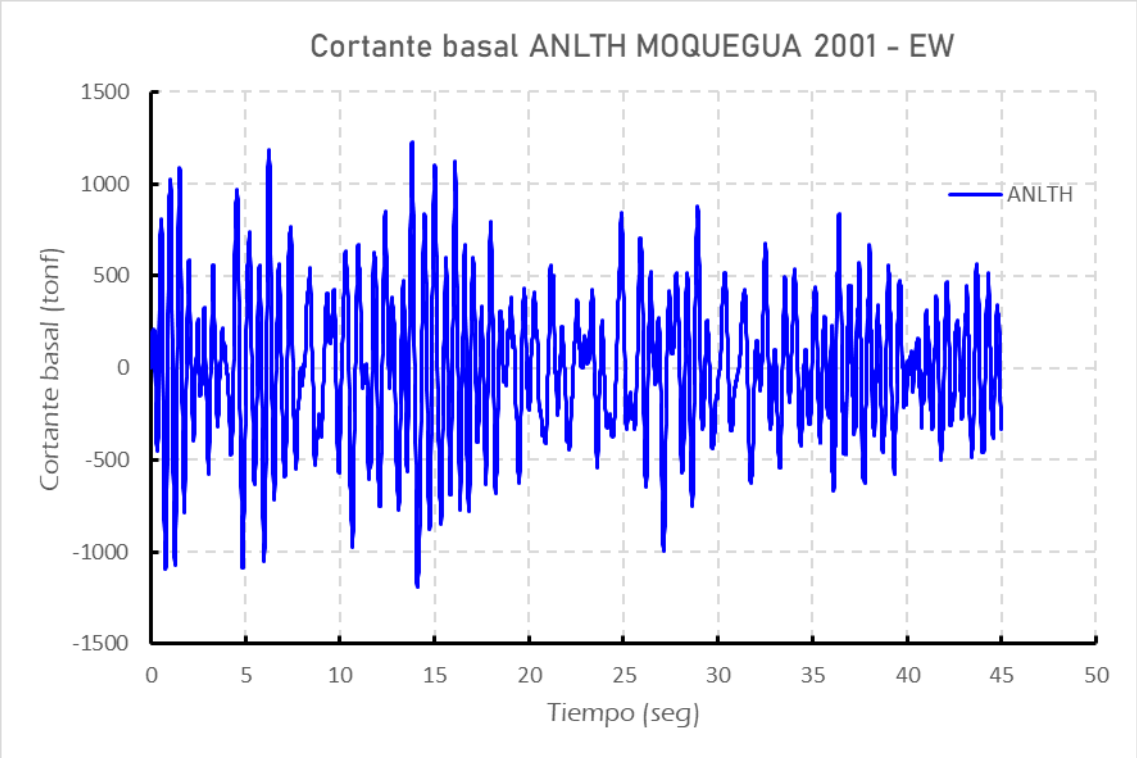


Figura 260. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

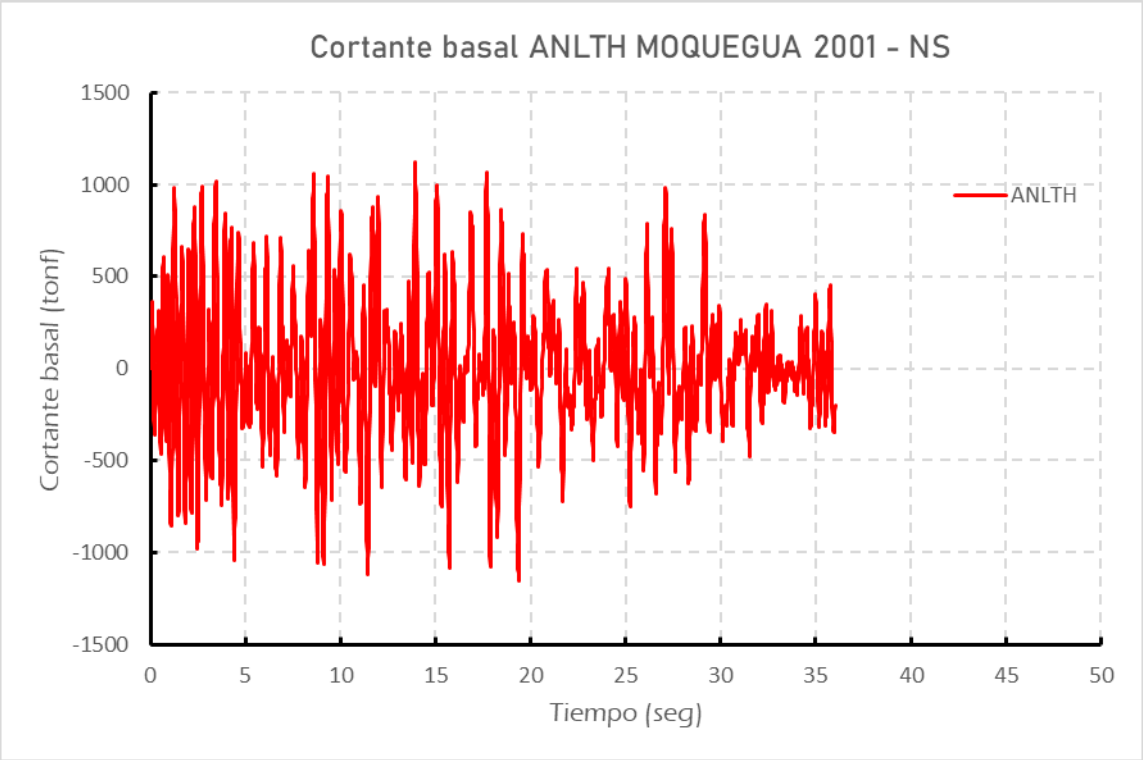


Figura 261. Modelo Paita: Respuesta de Cortante Basal de registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

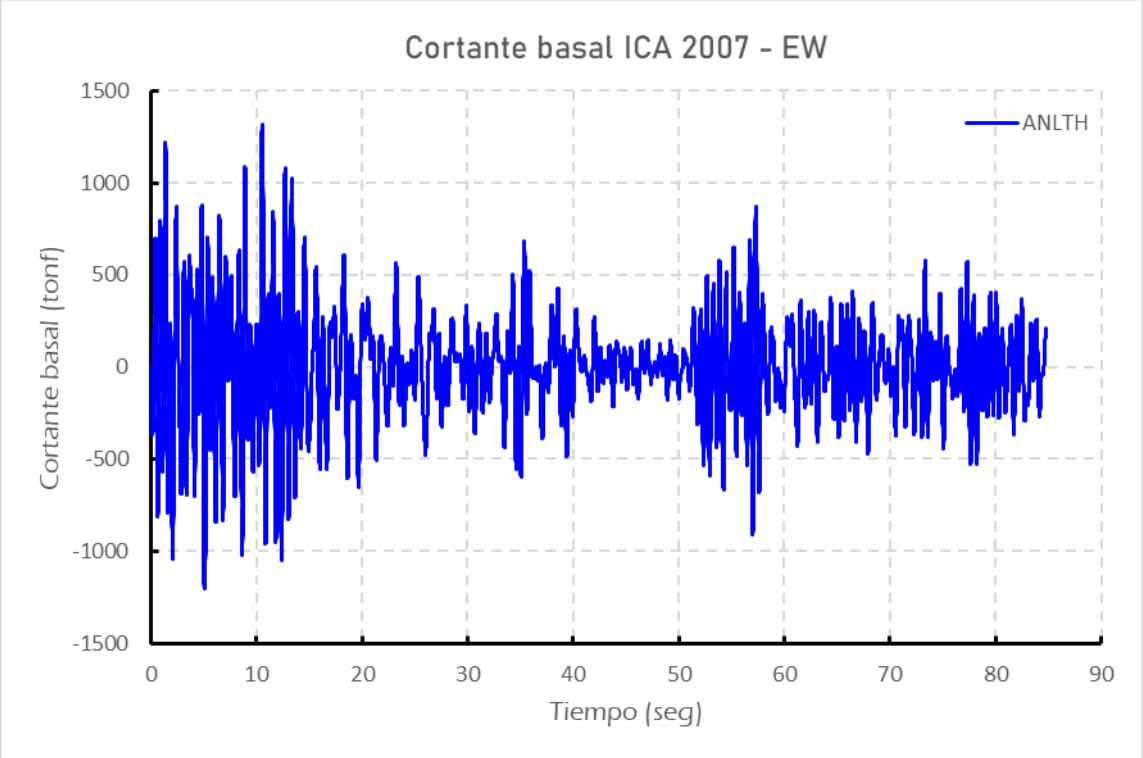


Figura 262. Modelo Paita: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007- EW

Nota: Elaboración propia

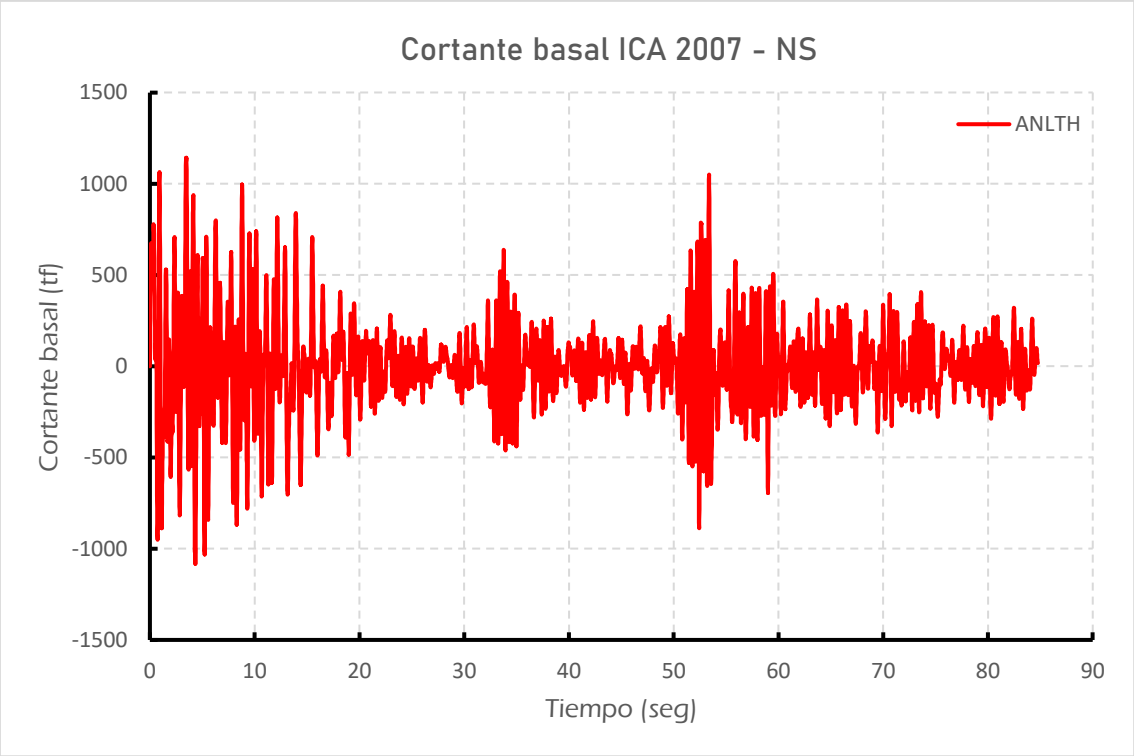


Figura 263. Modelo Paita: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007- NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que para los registros de desplazamiento en la dirección XX la respuesta mínima es para Lima 1966 con un valor de 11.24cm y en la dirección YY en el registro de ICA 2007 con un valor de 5.55cm. Por otro lado, en ese mismo registro se obtuvieron las cortantes máximas de 1314.80tf y 1178.04tf en la dirección XX y YY respectivamente.

Las respuestas máximas de desplazamientos se obtuvieron para la dirección XX en el registro de ICA 2007 con un valor de 13.65 cm y en la dirección YY en el registro de Moquegua 2021 con un valor de 6.28 cm.

Por último, se muestra el resumen de los resultados obtenidos y del valor máximo en la siguiente tabla:

Tabla 127

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW- Modelo Paita

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 EW	11.24	1160.28
Moquegua 2001 EW	11.93	1224.63
Ica 2007 EW	13.65	1314.80
Máximo	**13.65**	**1314.80**

Nota: Elaboración propia

Tabla 128

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS- Modelo Paita

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 NS	6.11	1178.04
Moquegua 2001 NS	6.28	1155.01
Ica 2007 NS	5.55	1143.26
Máximo	**6.28**	**1178.04**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, se considera como el valor final del análisis a la respuesta máxima de todos los registros analizados. Por lo tanto, en la dirección XX se obtiene un desplazamiento máximo de 13.65cm y en la dirección YY de 6.28cm. Por otro lado, la cortante máxima es de 1314.8tf en la dirección XX y en la dirección YY de 1178.0tf.

3.1.9.3.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030

Se revisan las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones para los 3 pares de registros seleccionados. Además, se muestra el límite de deriva de 8.75/1000 para elementos de concreto armado, acorde al artículo 30.3.2 de la norma E030.

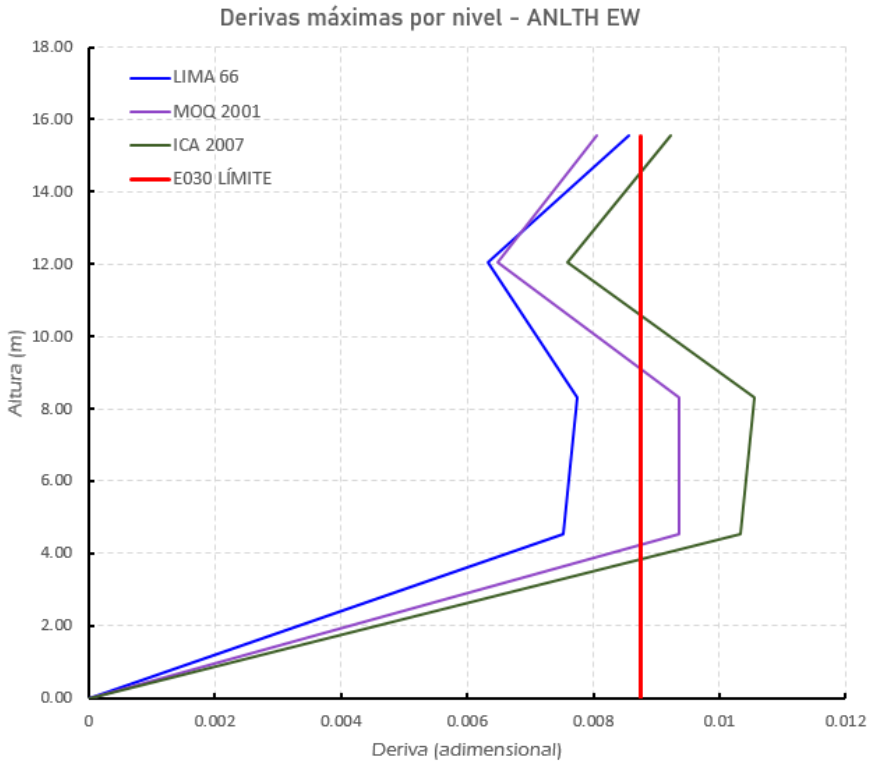


Figura 264. Modelo Paita: Derivas máximas por nivel – ANLTH EW

Nota: Elaboración propia

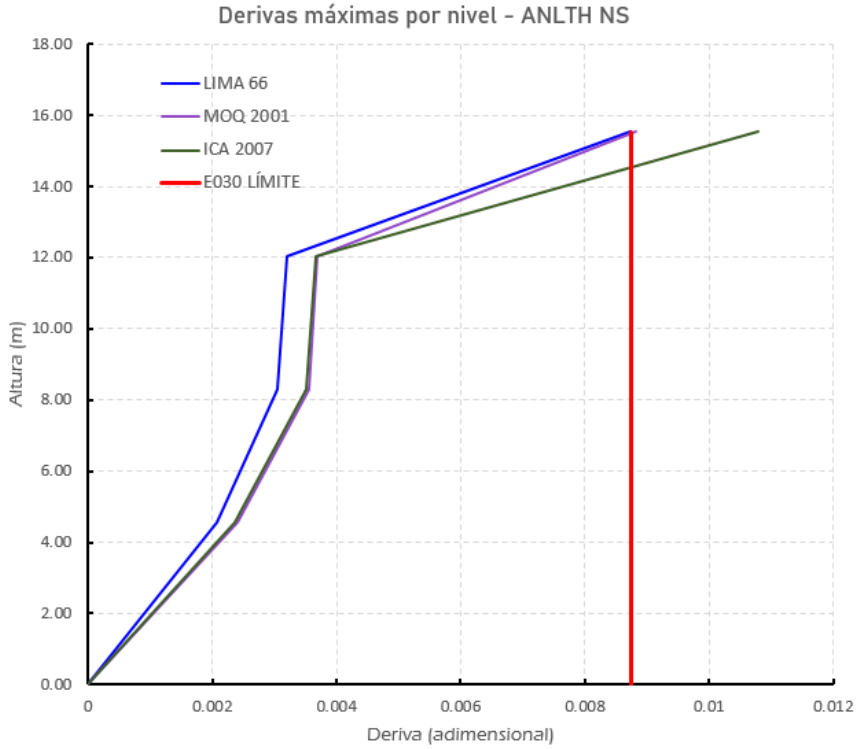


Figura 265. Modelo Paita: Derivas máximas por nivel – ANLTH NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la deriva máxima obtenida es de 10.56/1000 para el registro de ICA 2007 y para la dirección YY la deriva máxima obtenida es de 10.8/1000 para el registro de ICA 2007. Se concluye que ambos no cumplen por derivas al ser superior que 8.75/1000 acorde a la norma E030.

3.1.9.3.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17

Acorde a la tabla vista anteriormente en el capítulo de análisis no lineal estático, se obtuvieron los límites de rotación para el desempeño en la dirección XX y YY.

Tabla 129

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Paita

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
4.67	0.018325
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
4.67	0.013325
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
4.67	0.004665
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Tabla 130

Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Paita

CERCANO AL COLAPSO		RESGUARDO DE VIDA		OCUPACIÓN INMEDIATA	
Límite	0.01	Límite	0.006	Límite	0.002

Nota: Elaboración propia

En función de los límites de rotación se evalúa el muro más crítico y se clasifica el desempeño.

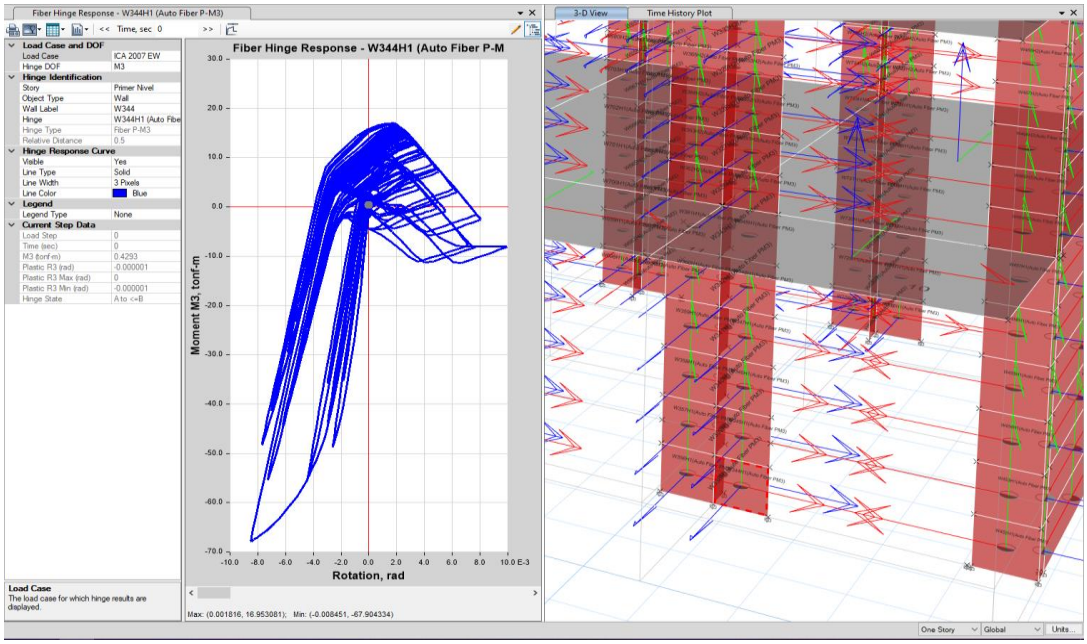


Figura 266. Modelo Paita: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

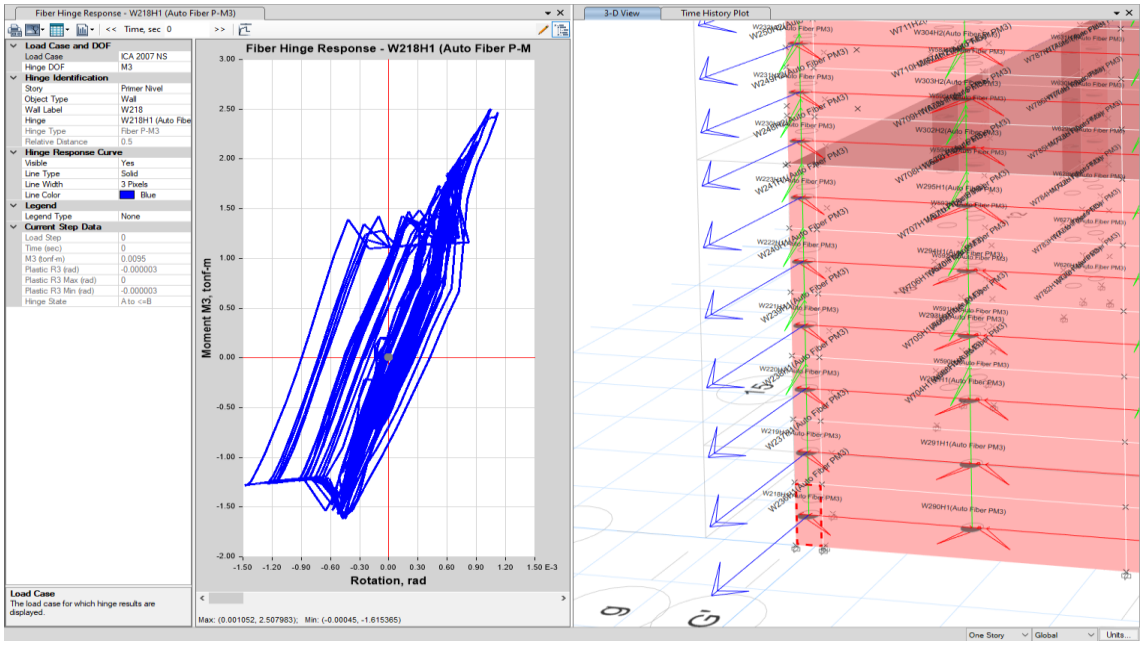


Figura 267. Modelo Paita: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la rotación de 10/1000 supera a los 4.67/1000 y es inferior a los 13.3/1000 del límite de resguardo de vida, por lo que el desempeño esperado sería de resguardo de vida en la dirección XX.

Se observa que la rotación es de 1.5/1000 y no es superior a los 2/1000 del límite de ocupación inmediata, por lo que el desempeño esperado sería de ocupación inmediata en la dirección YY.

3.1.9.4 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14857 -Sullana

3.1.9.4.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo

Se presentan las respuestas de fuerza y desplazamiento en el tiempo para cada uno de los registros analizados.

Desplazamientos en el tiempo:

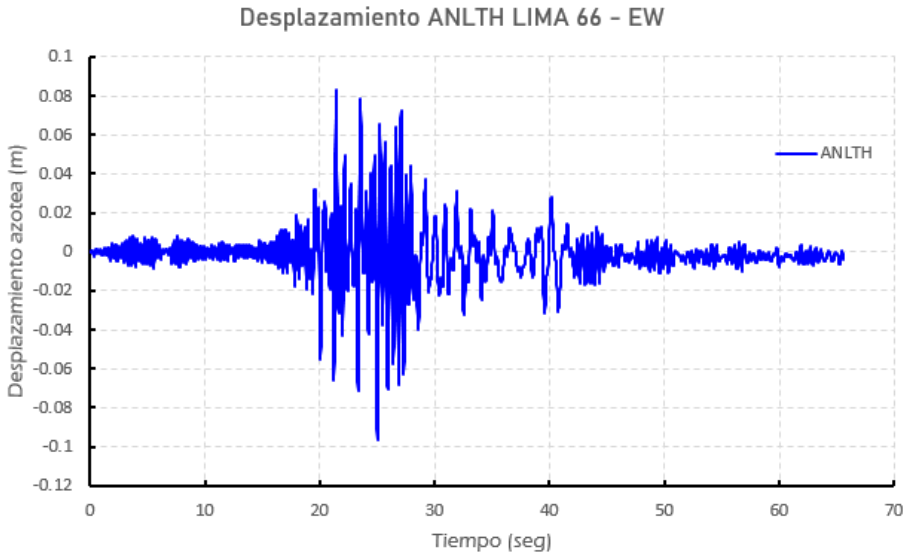


Figura 268. Modelo Sullana: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

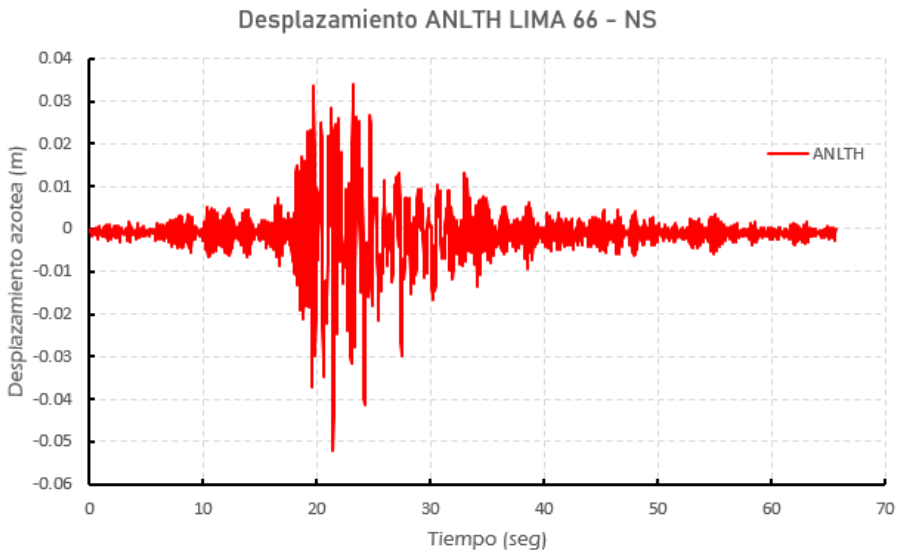


Figura 269. Modelo Sullana: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

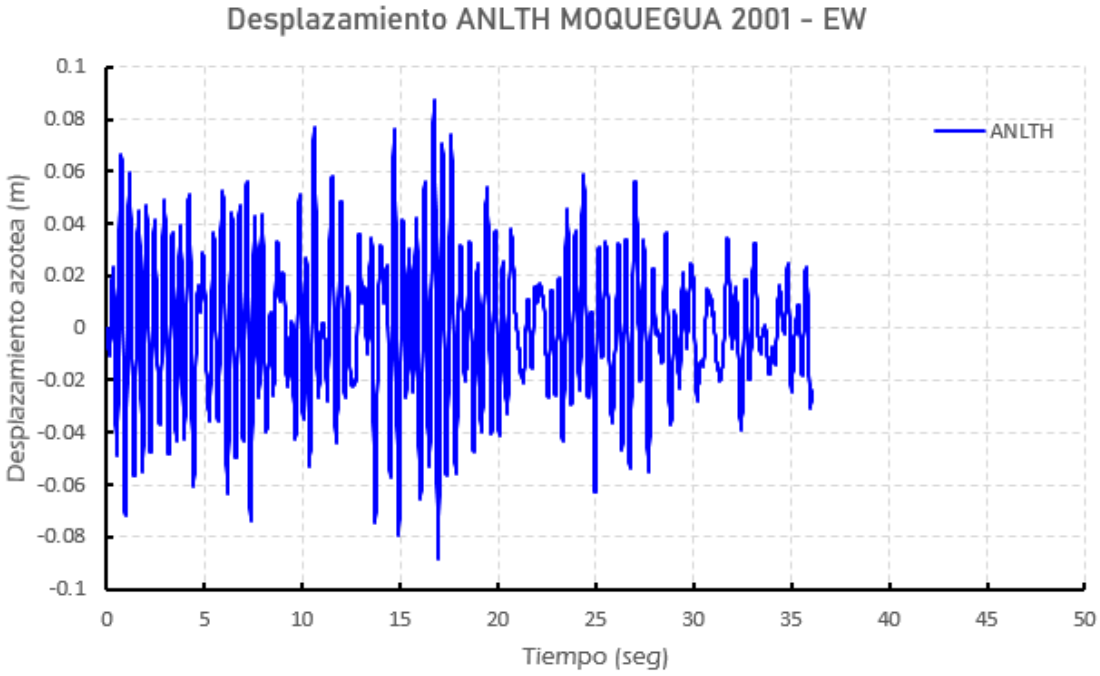


Figura 270. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

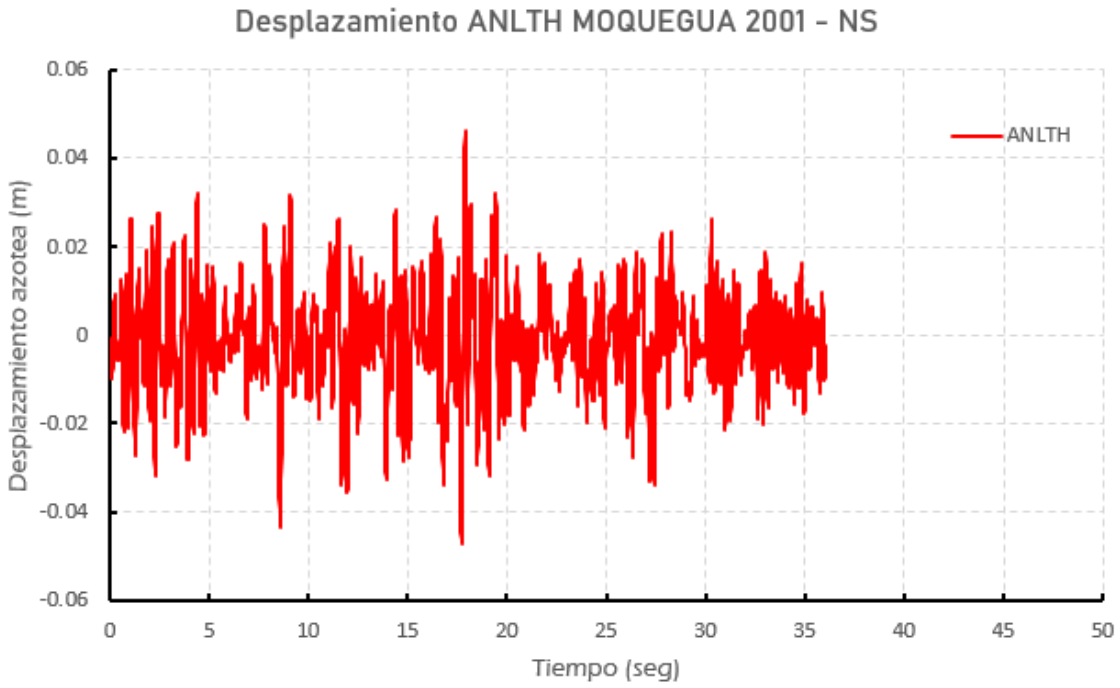


Figura 271. *Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Moquegua 2001-NS*

Nota: Elaboración propia

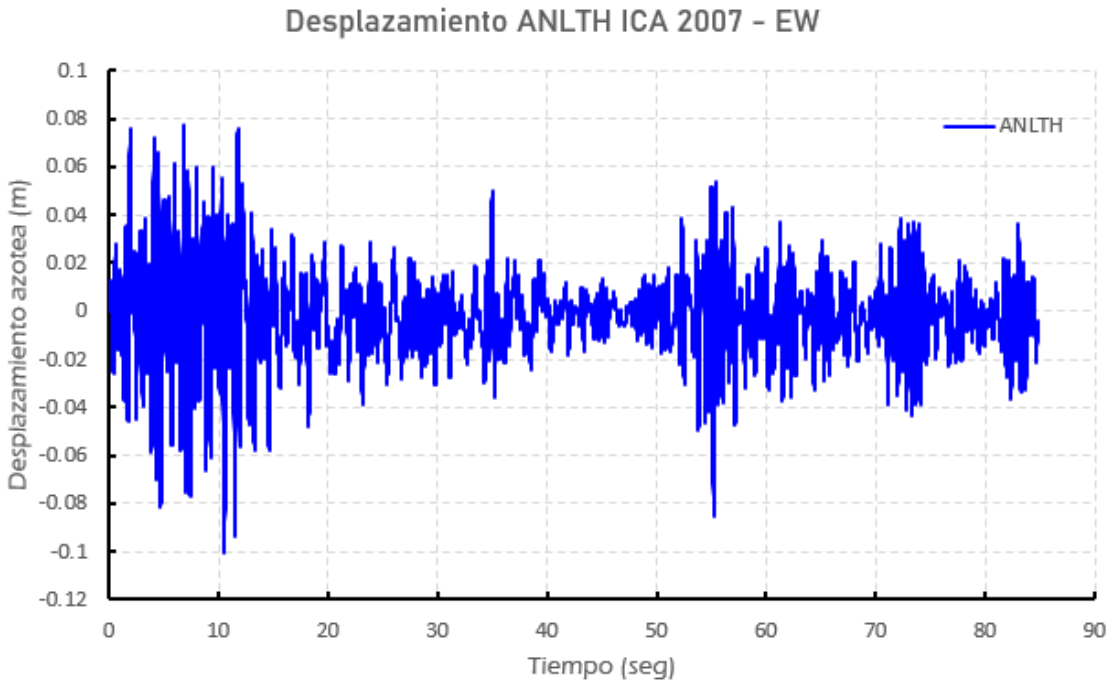


Figura 272. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Ica 2007-EW

Nota: Elaboración propia

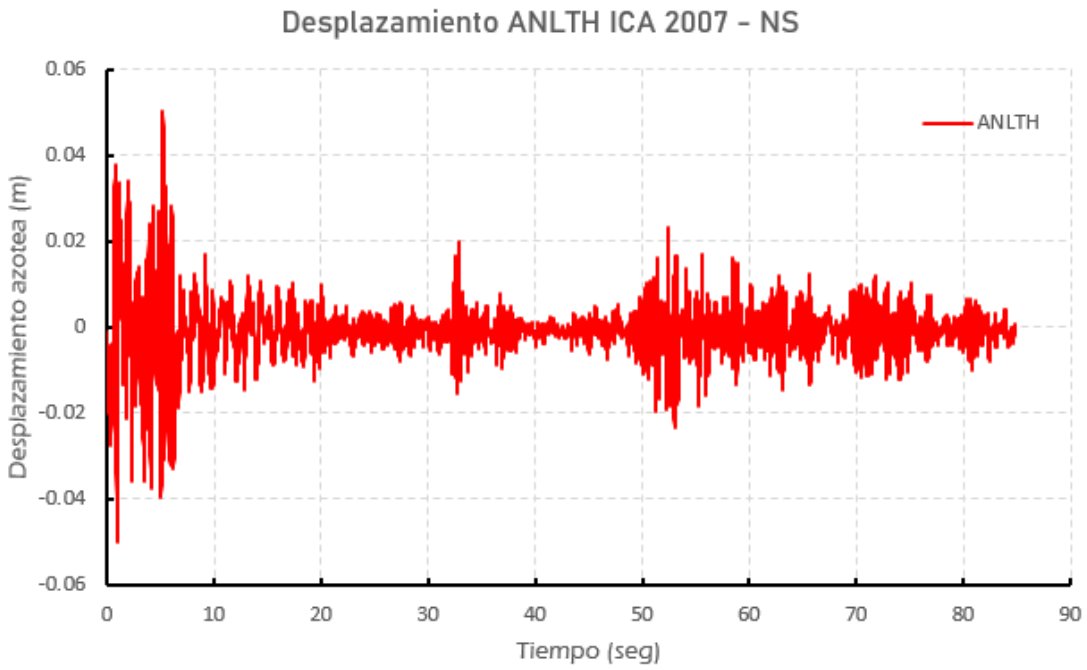


Figura 273. Modelo Sullana: Respuesta de Desplazamiento de registro sísmico Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Cortante basal en el tiempo:

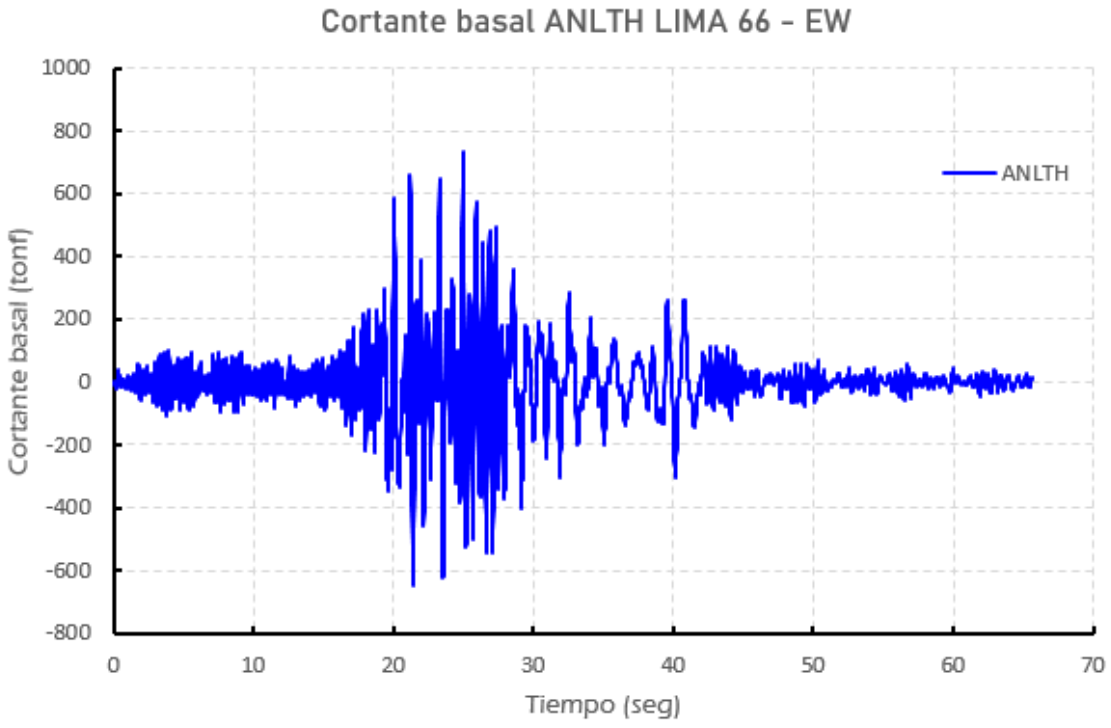


Figura 274. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

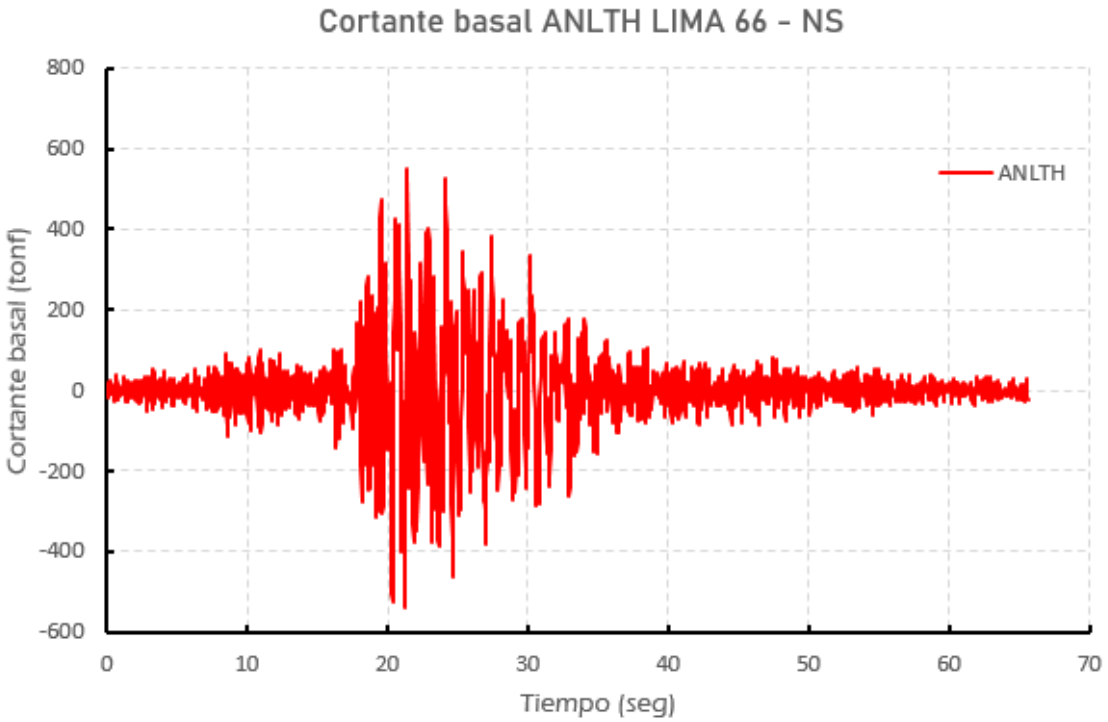


Figura 275. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Lima 66-NS

Nota: Elaboración propia

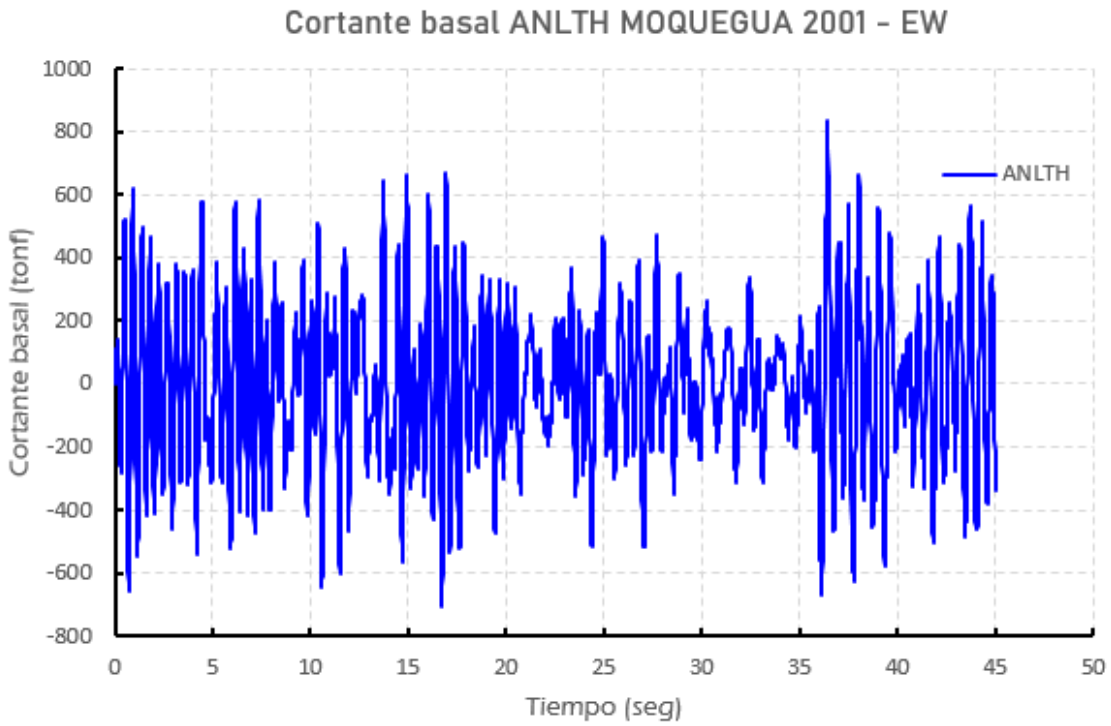


Figura 276. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

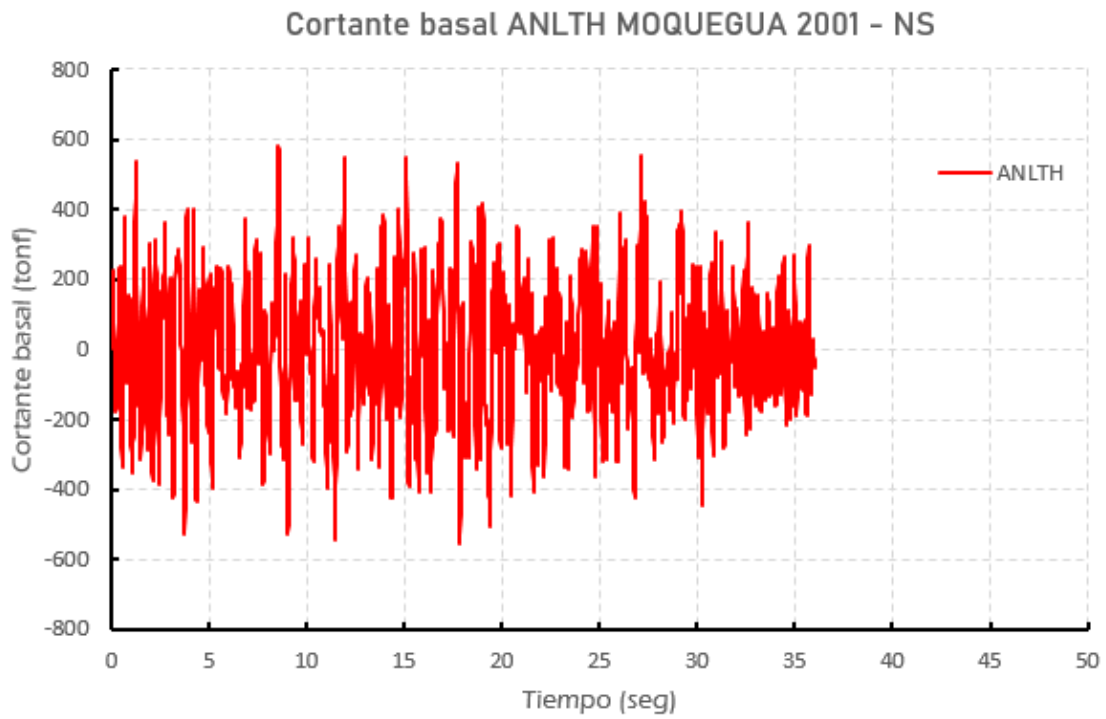


Figura 277. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

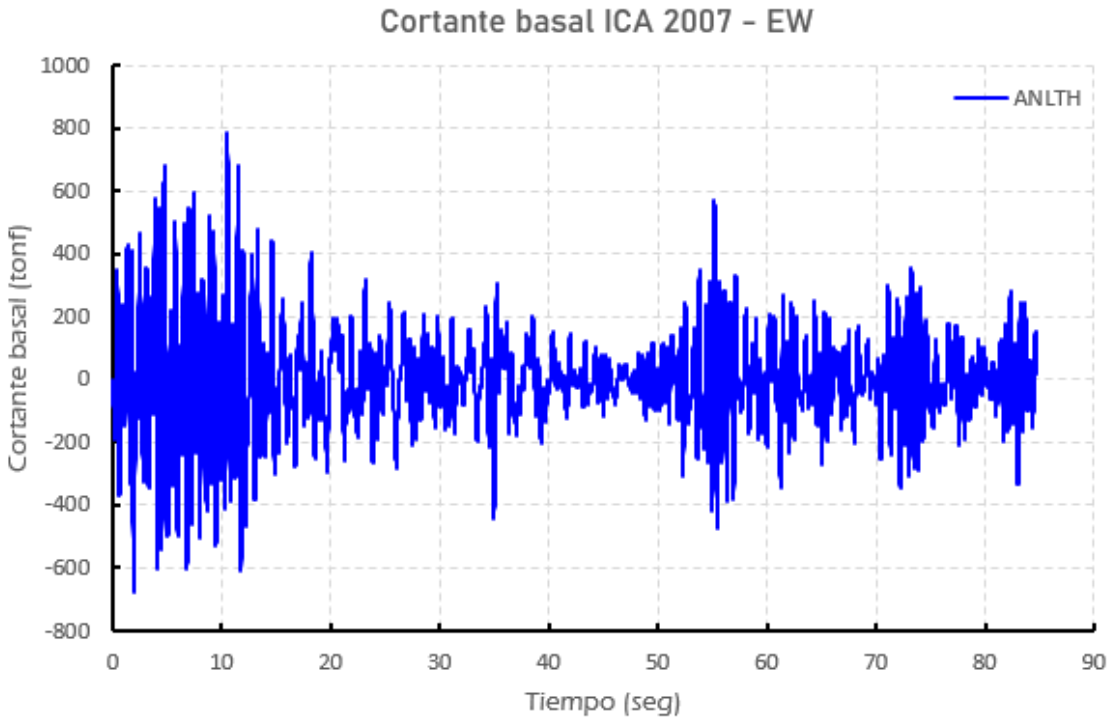


Figura 278. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW

Nota: Elaboración propia

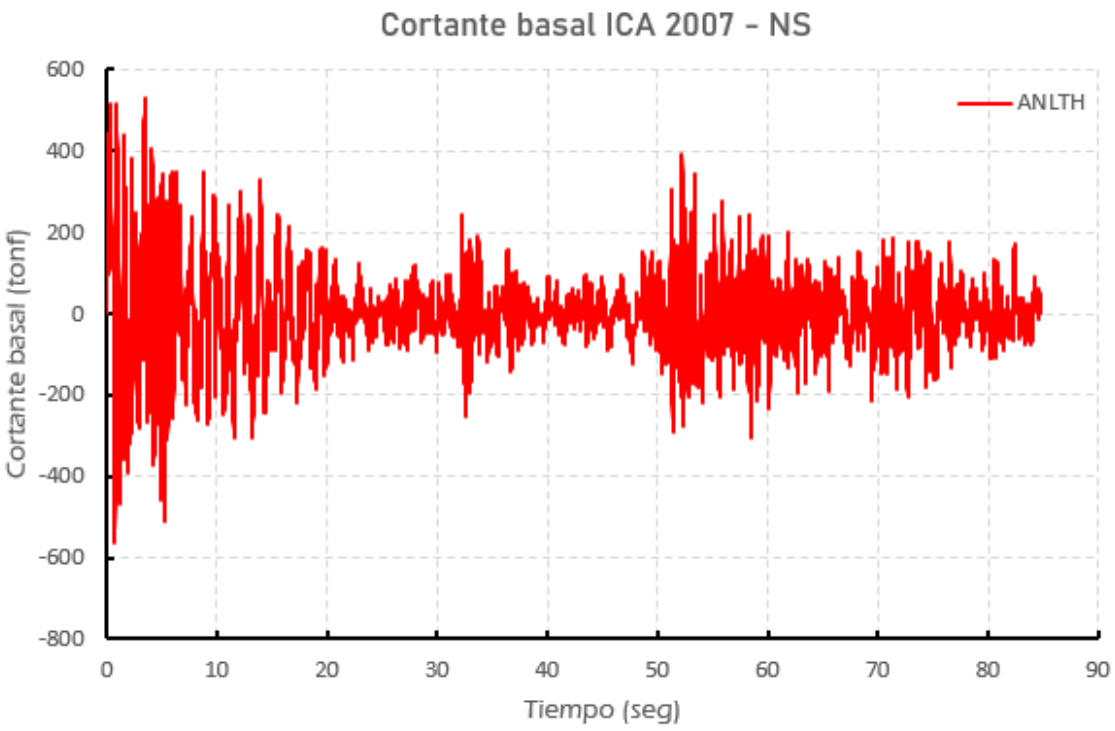


Figura 279. Modelo Sullana: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que para los registros de desplazamiento en la dirección XX la respuesta mínima es para Moquegua 2001 con un valor de 8.81cm y de 4.72 en la dirección YY. Por otro lado, en ese mismo registro se obtuvieron las cortantes máximas de 836.8tf y 583.59tf en la dirección XX y YY respectivamente.

Las respuestas máximas de desplazamientos se obtuvieron para la dirección XX en el registro de ICA 2007 con un valor de 9.66 cm y en la dirección YY en el registro de LIMA 1966 con un valor de 5.20 cm.

Por último, se muestra el resumen de los resultados obtenidos y del valor máximo en la siguiente tabla:

Tabla 131

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW- Modelo Sullana

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 EW	9.66	734.47
Moquegua 2001 EW	8.81	836.80
Ica 2007 EW	10.05	786.66
Máximo	**10.05**	**836.80**

Nota: Elaboración propia

Tabla 132

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS- Modelo Sullana

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 NS	5.20	552.60
Moquegua 2001 NS	4.72	583.59
Ica 2007 NS	5.04	562.19
Máximo	**5.20**	**583.59**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, se considera como el valor final del análisis a la respuesta máxima de todos los registros analizados. Por lo tanto, en la dirección XX se obtiene un desplazamiento máximo de 10.05cm y en la dirección YY de 5.20cm. Por otro lado, la cortante máxima es de 836.8tf en la dirección XX, y en la dirección YY de 583.59tf.

3.1.9.4.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030

Se revisan las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones para los 3 pares de registros seleccionados. Además, se muestra el límite de deriva de 8.75/1000 para elementos de concreto armado y de 6.25/1000 para elementos de albañilería confinada, acorde al artículo 30.3.2 de la norma E030.

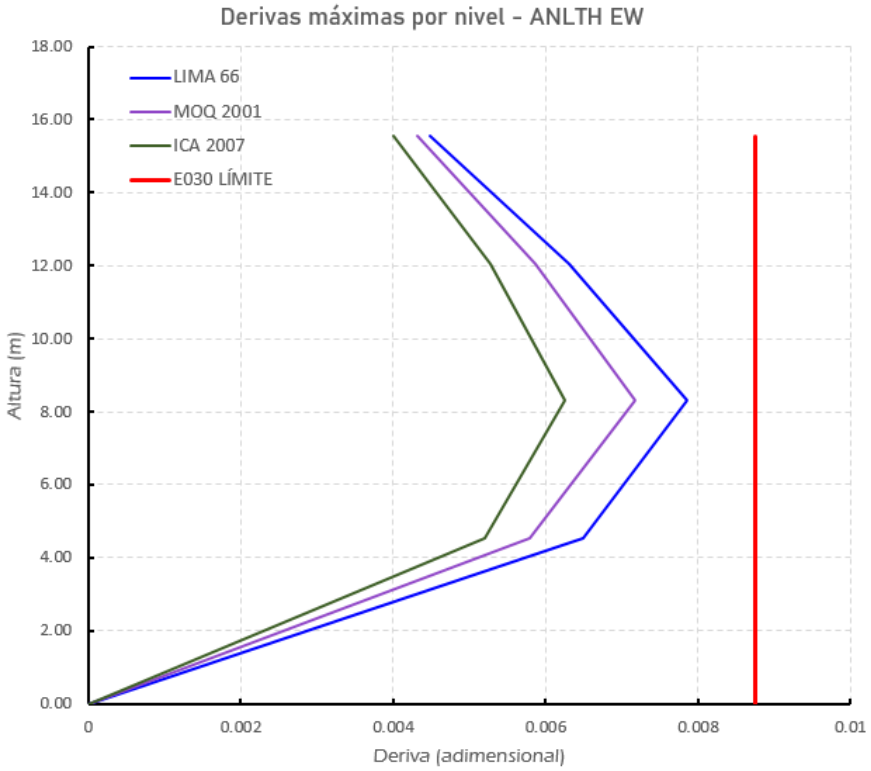


Figura 280. Modelo Sullana: Derivas máximas por nivel en dirección EW

Nota: Elaboración propia

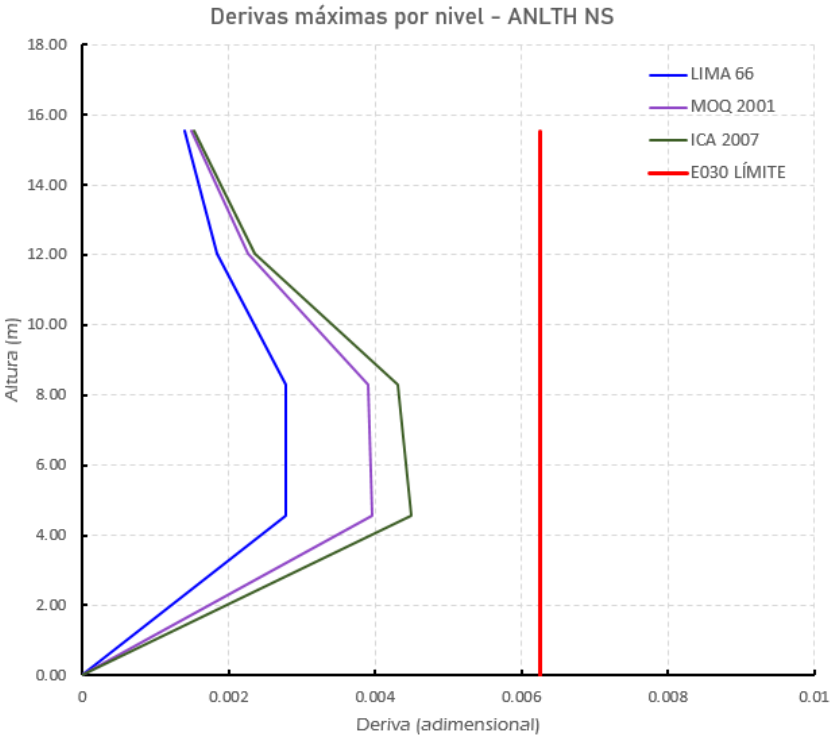


Figura 281. Modelo Sullana: Derivas máximas por nivel en dirección NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la deriva máxima obtenida es de 7.85/1000 para el registro de LIMA 1966 y para la dirección YY la deriva máxima obtenida es de 4.49/1000 para el registro de ICA 2007. Se concluye que ambos cumplen por derivas al ser inferiores a 8.75/1000 y 6.25/1000 acorde a la norma E030.

3.1.9.4.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17

Acorde a la tabla vista anteriormente en el capítulo de análisis no lineal estático, se obtuvieron los límites de rotación para el desempeño en la dirección XX y YY.

Tabla 133

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sullana

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
4.5830	0.0185
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
4.5830	0.0135
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
4.5830	0.0047
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Tabla 134

Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Sullana

CERCANO AL COLAPSO	
Límite	0.02

RESGUARDO DE VIDA	
Límite	0.015

OCUPACIÓN INMEDAITA	
Límite	0.005

Nota: Elaboración propia

En función de los límites de rotación se evalúa el muro más crítico y se clasifica el desempeño.

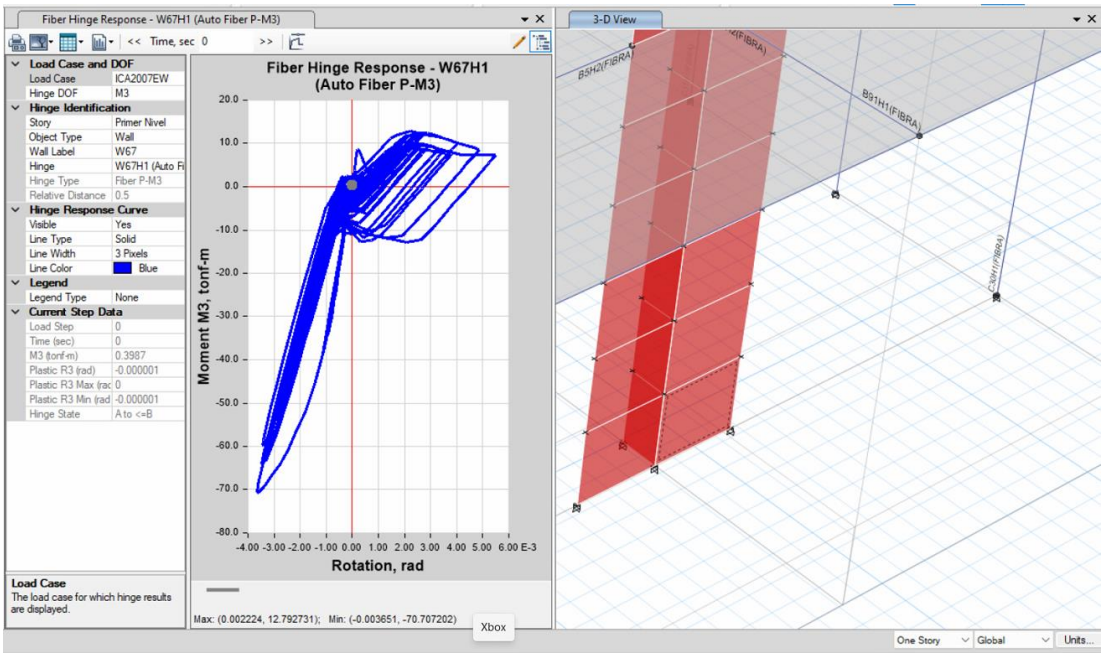


Figura 282. Modelo Sullana: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

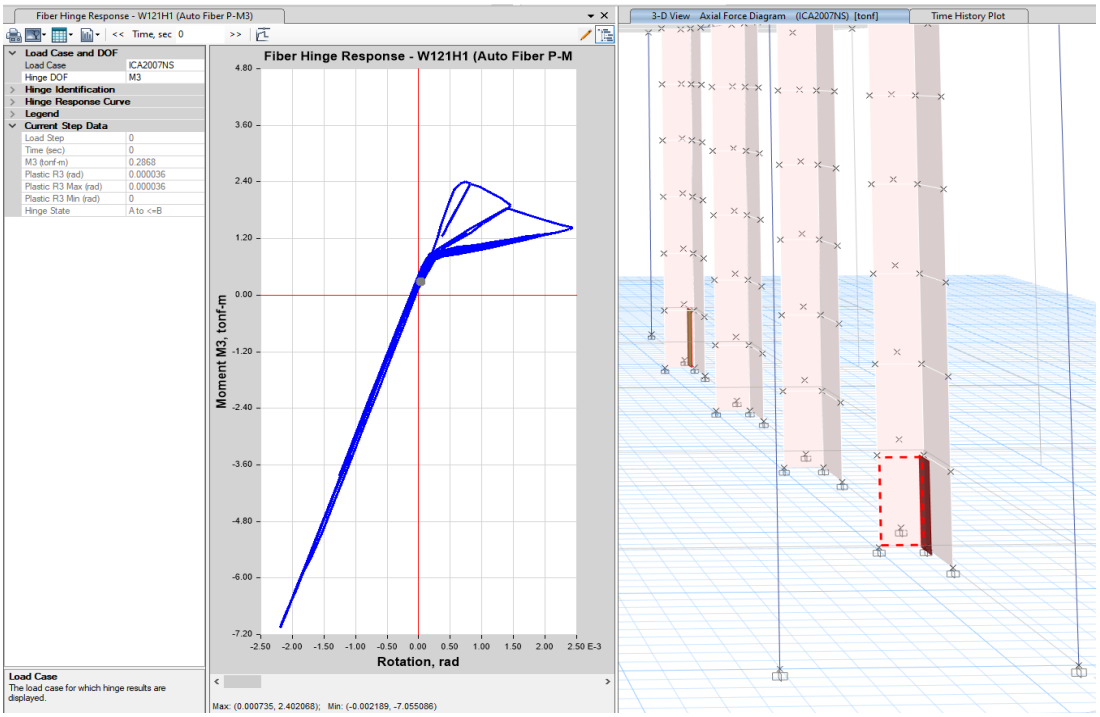


Figura 283. Modelo Sullana: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la rotación es de 5.5/1000 y es superior a los 5/1000 del límite de ocupación inmediata, por lo que el desempeño esperado sería de resguardo de vida en la dirección XX.

Se observa que la rotación no supera a los 2.5/1000 y es inferior a los 5/1000 del límite de ocupación inmediata, por lo que el desempeño esperado sería de ocupación inmediata en la dirección YY.

Por otro lado, se revisa el desempeño en el muro de albañilería confinada acorde al artículo 7.6.3 del ASCE 41-17 para elementos calibrados, donde se toman las siguientes consideraciones:

- El límite de resguardo de vida es 0.75 veces la deformación en “C”, punto donde inicia la pérdida de rigidez.
- El límite de ocupación inmediata es 0.67 veces el límite de deformación de resguardo de vida.
- El límite de cercano al colapso se da en el punto “C” pero no es mayor que 0.75 veces el punto “E”, punto donde se da el colapso.

Lo anteriormente mencionado se puede visualizar desde la siguiente gráfica.

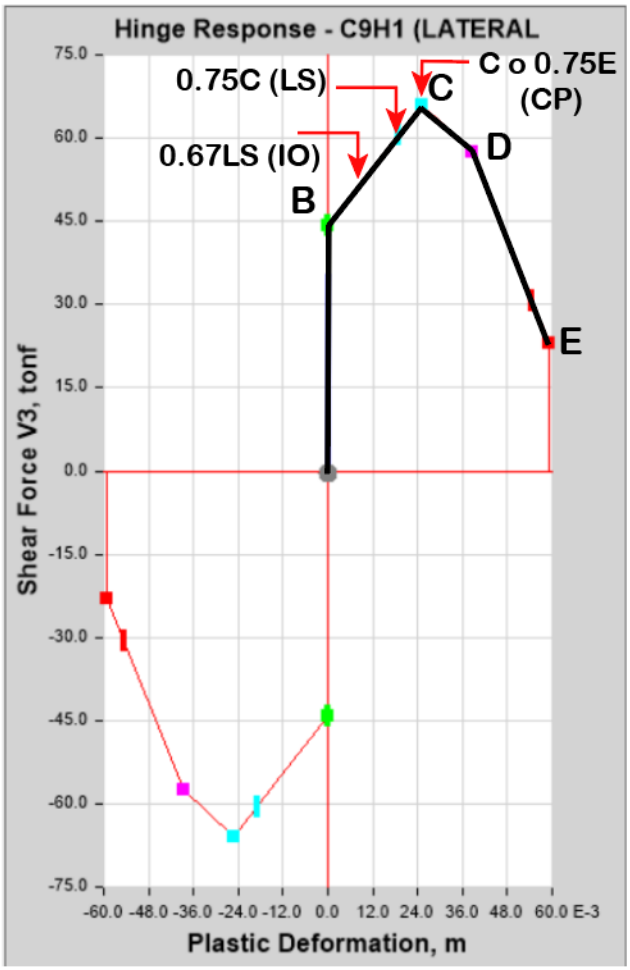


Figura 284. Límites de rotula según nivel de desempeño - Modelo Sullana

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa la rótula de albañilería en LIMA 66, donde el muro de albañilería estuvo más exigido.

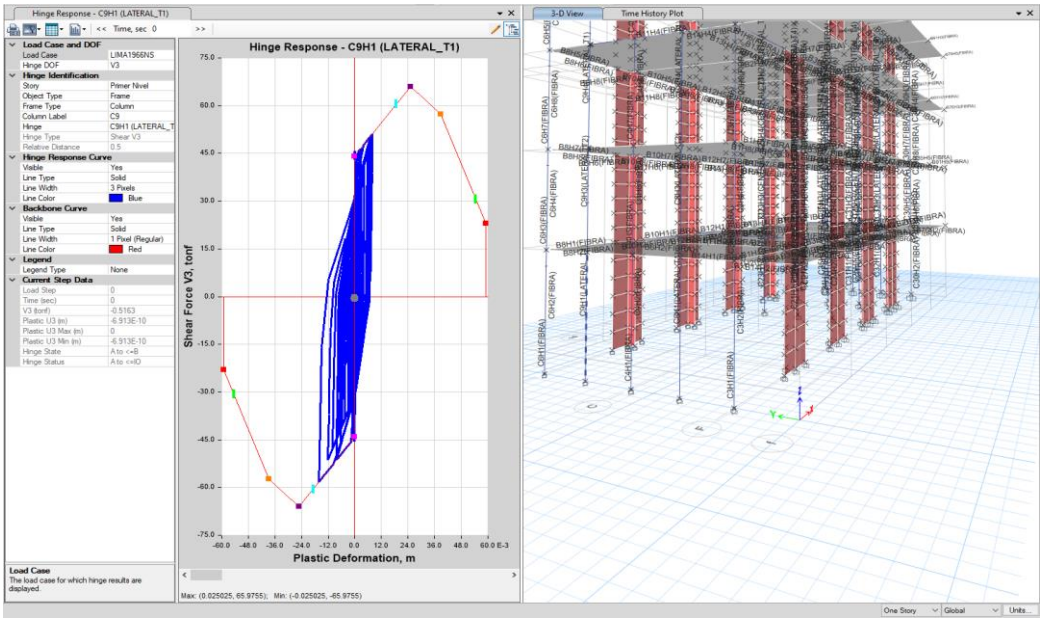


Figura 285. Rotula de muro critico de albañilería sismo LIMA 66 en dirección NS - Modelo Sullana

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Acorde a las ecuaciones para los límites planteados anteriormente se obtiene los desplazamientos en específico para el cálculo de desempeño.

Tabla 135

Desplazamientos Limites según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Sullana

Desempeño	Desplazamiento (mm)
IO	12.59
LS	18.79
CP	25.05

Nota: Elaboración propia

El desplazamiento máximo obtenido de análisis con registro Lima 66 es de 16.2mm, por lo que aún no supera el límite de resguardo de vida de 18.79mm, por lo que pertenecería a este nivel de desempeño, aunque está cerca de superarlo.

Por último, se muestran los resultados de desplazamiento inelásticos para todos los registros.

Tabla 136

Desplazamientos máximos según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Sullana

Desempeño en la Dirección YY		
Registro	Desplazamiento plástico en muro de albañilería (mm)	Desempeño
Lima 66	16.2	LS
Moquegua 2001	15.2	LS
Ica 2007	15.2	LS
Máximo	**16.2**	**LS**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, el valor máximo es el asumido como respuesta del análisis no lineal tiempo historia, el cual pertenece al registro de Lima 66 y un desempeño de resguardo de vida.

3.1.9.5 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14008 -Piura

3.1.9.5.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo

Se presentan las respuestas de fuerza y desplazamiento en el tiempo para cada uno de los registros analizados.

Desplazamientos en el tiempo:

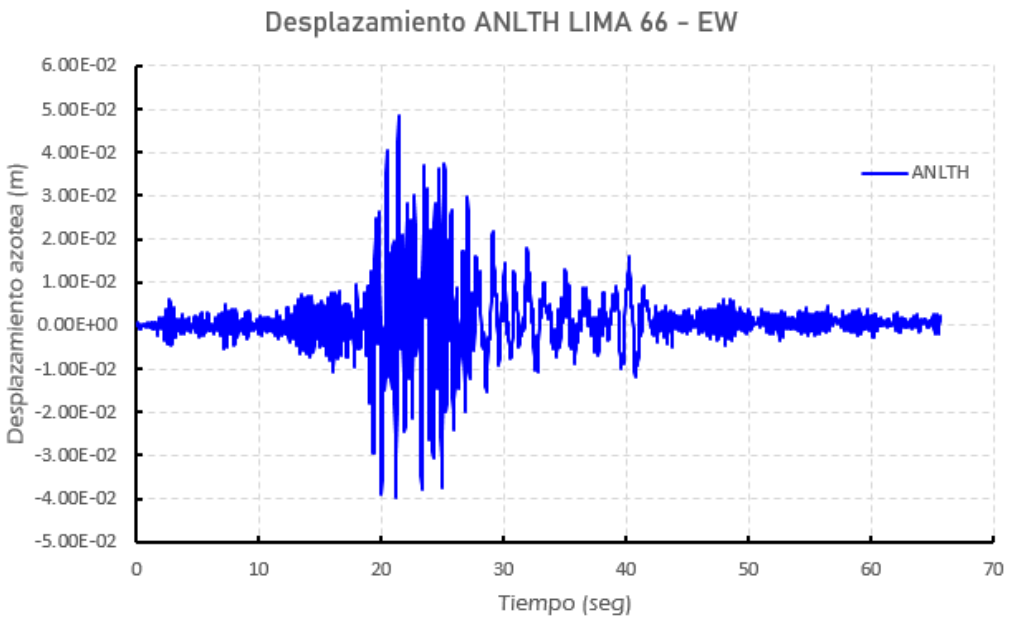


Figura 286. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

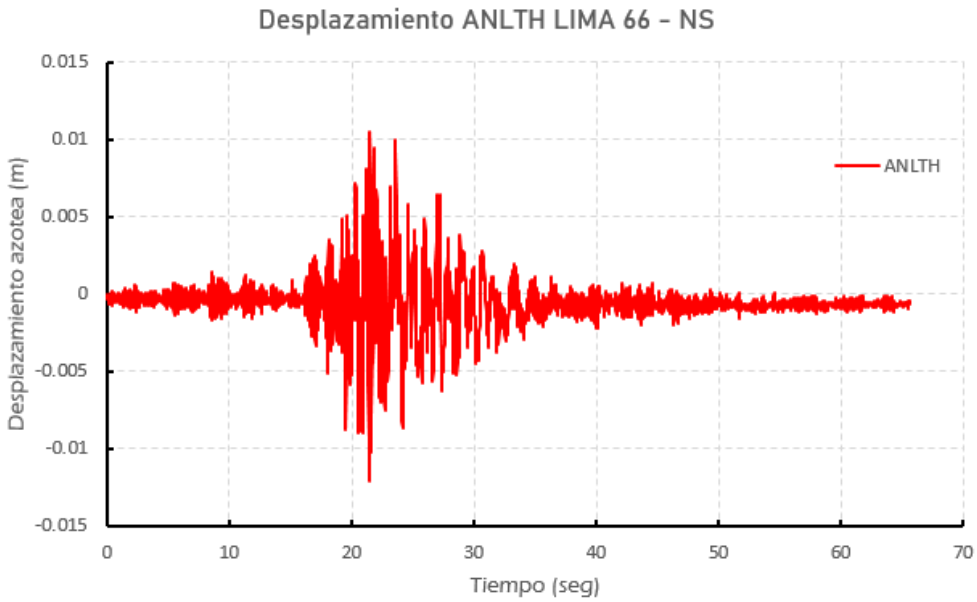


Figura 287. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS

Nota: Elaboración propia

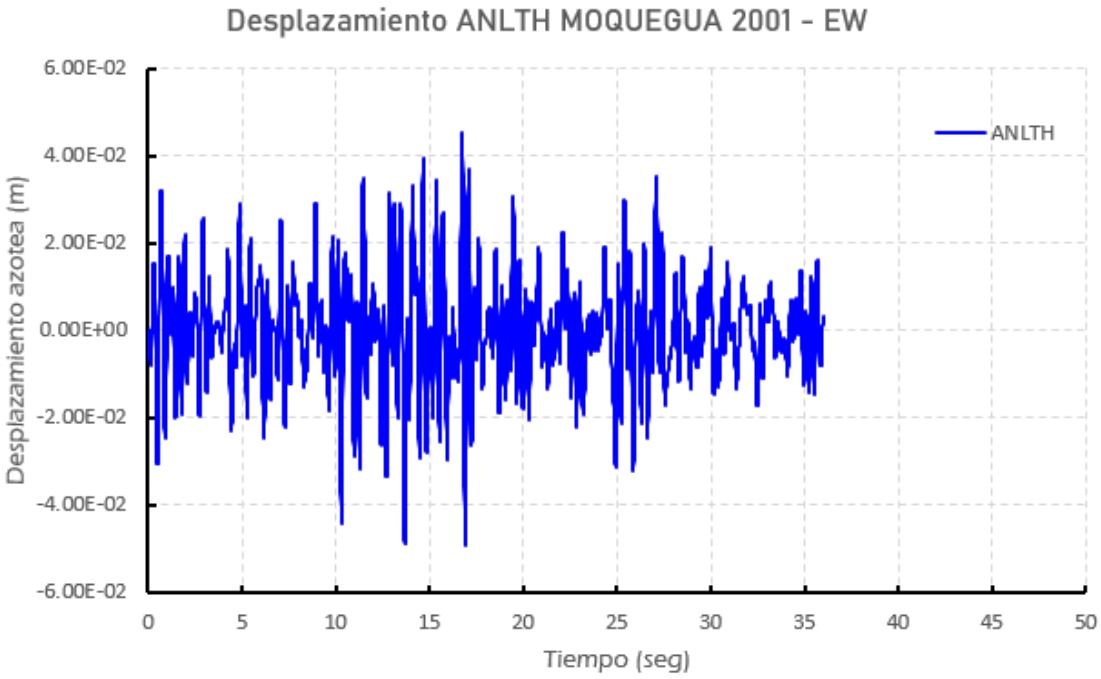


Figura 288. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

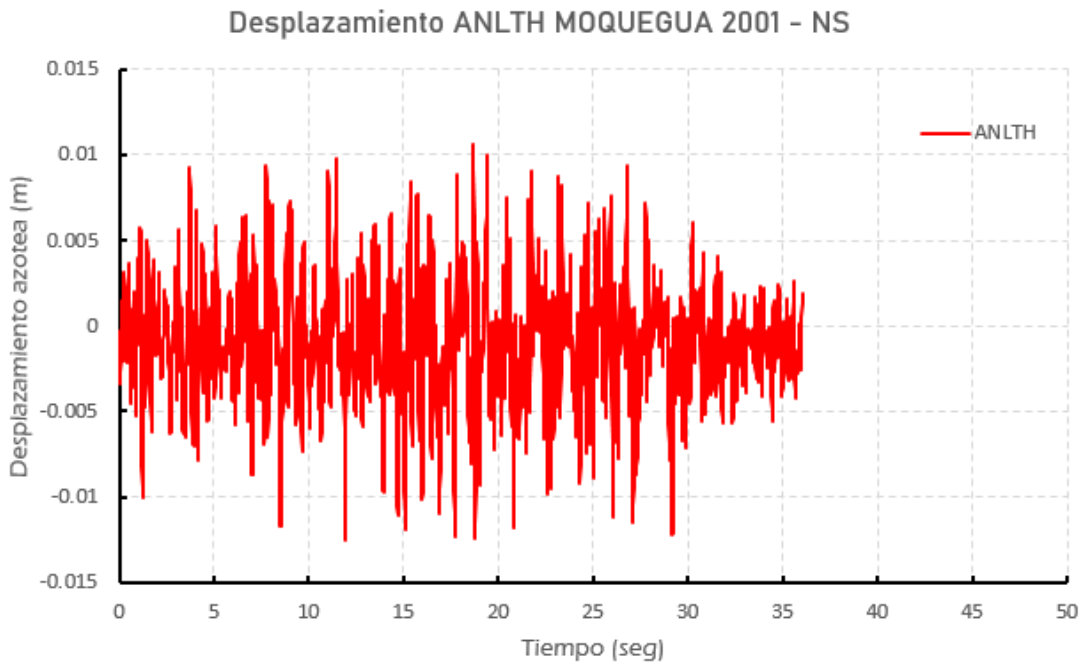


Figura 289. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

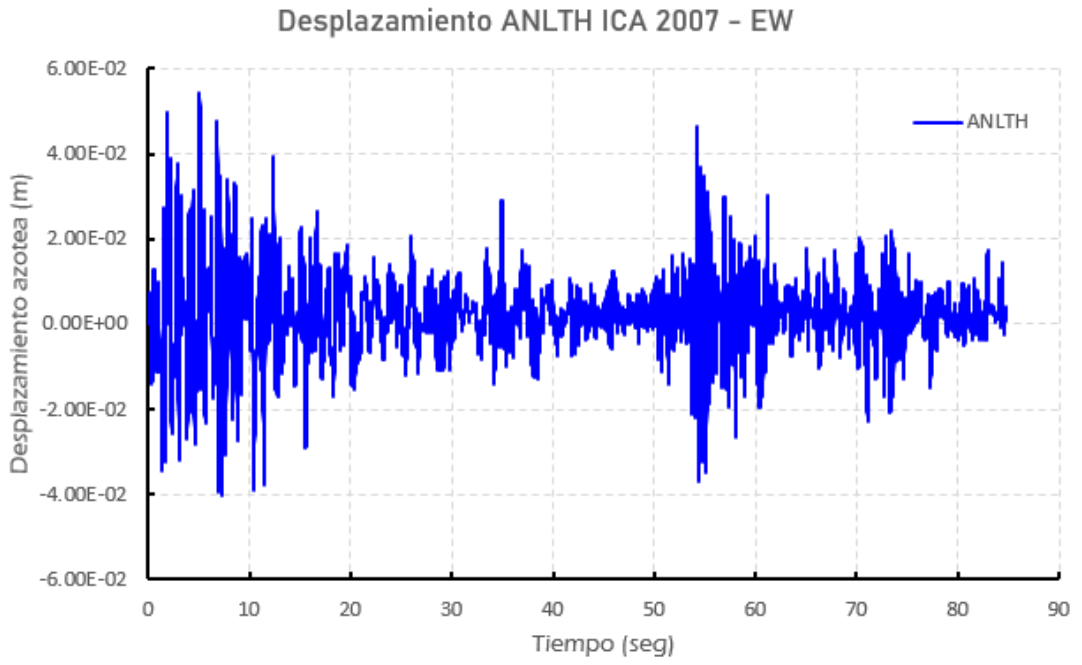


Figura 290. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Ica 2007-EW

Nota: Elaboración propia

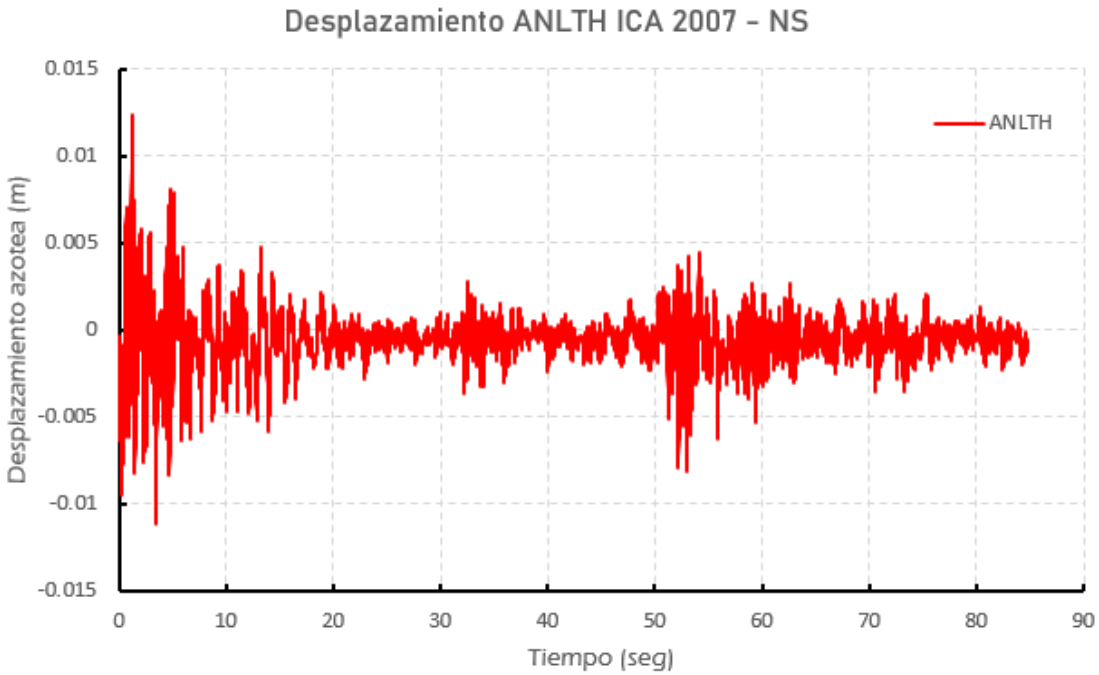


Figura 291. Modelo Piura: Respuesta de desplazamiento registro Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Cortante basal en el tiempo:

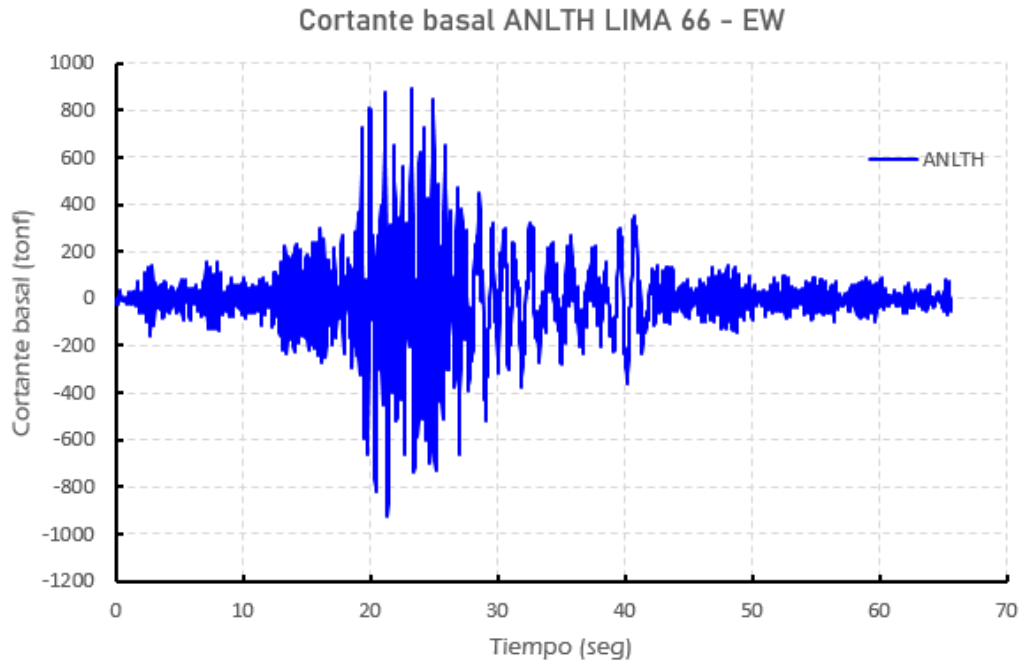


Figura 292. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW

Nota: Elaboración propia

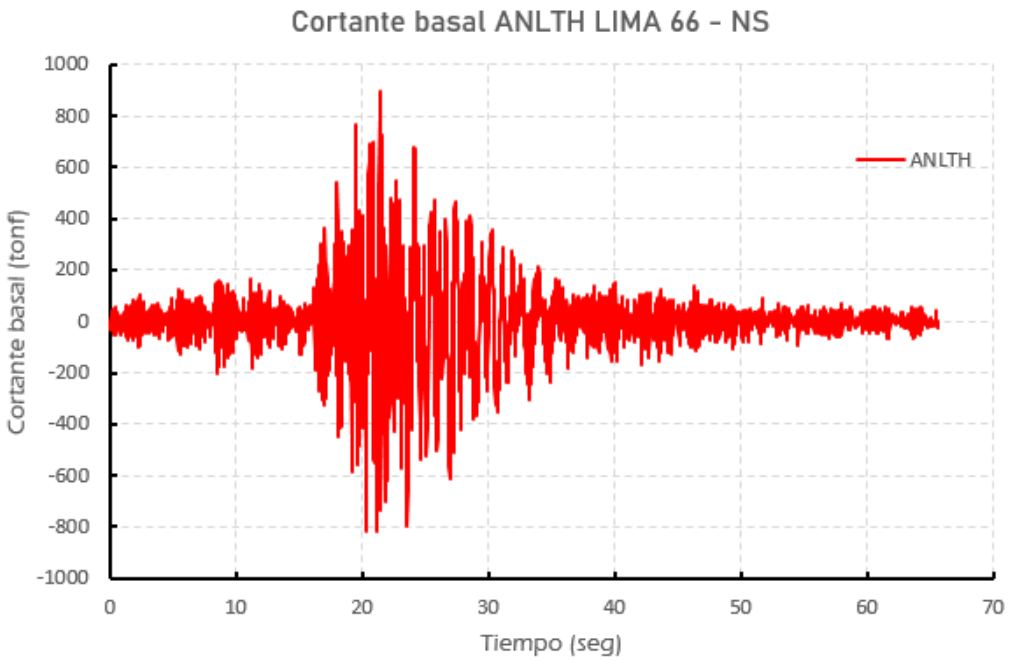


Figura 293. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS

Nota: Elaboración propia

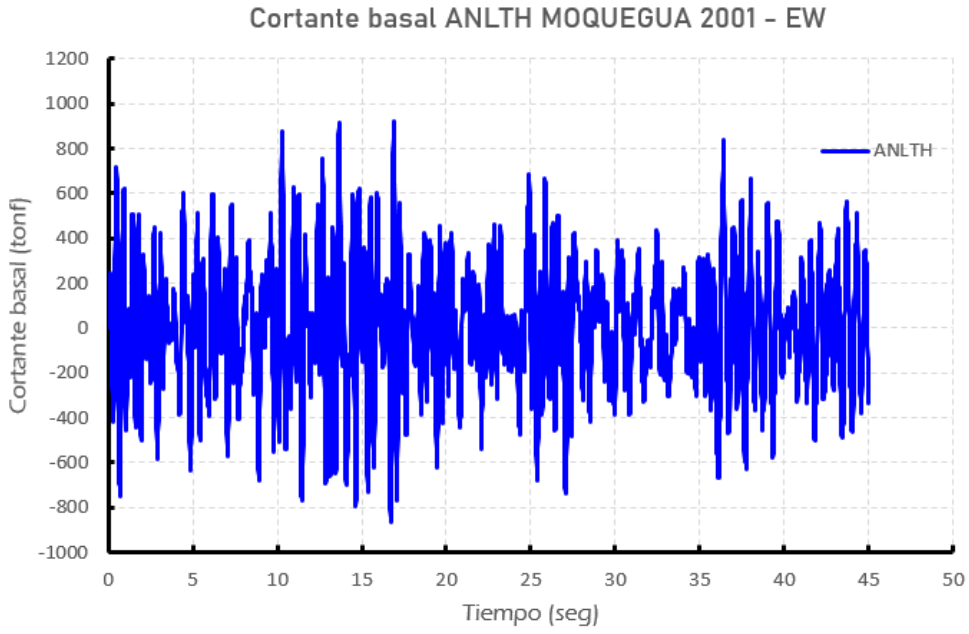


Figura 294. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

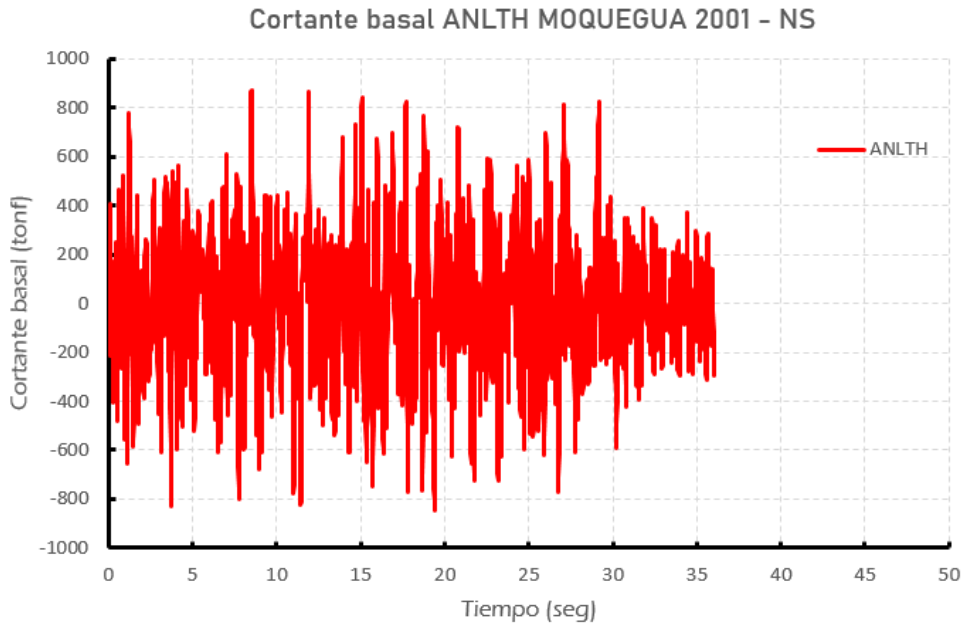


Figura 295. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

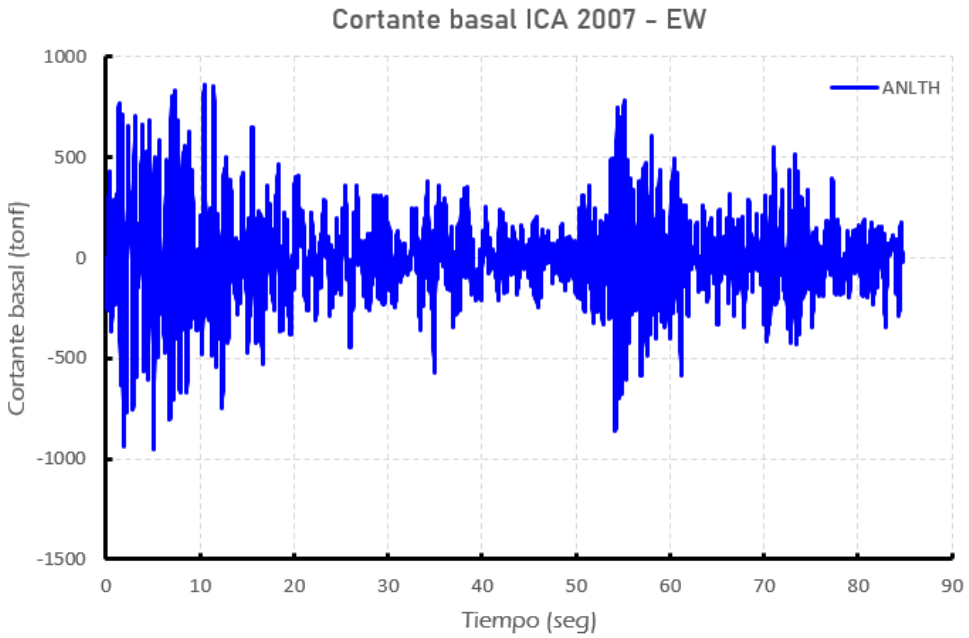


Figura 296. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-EW

Nota: Elaboración propia

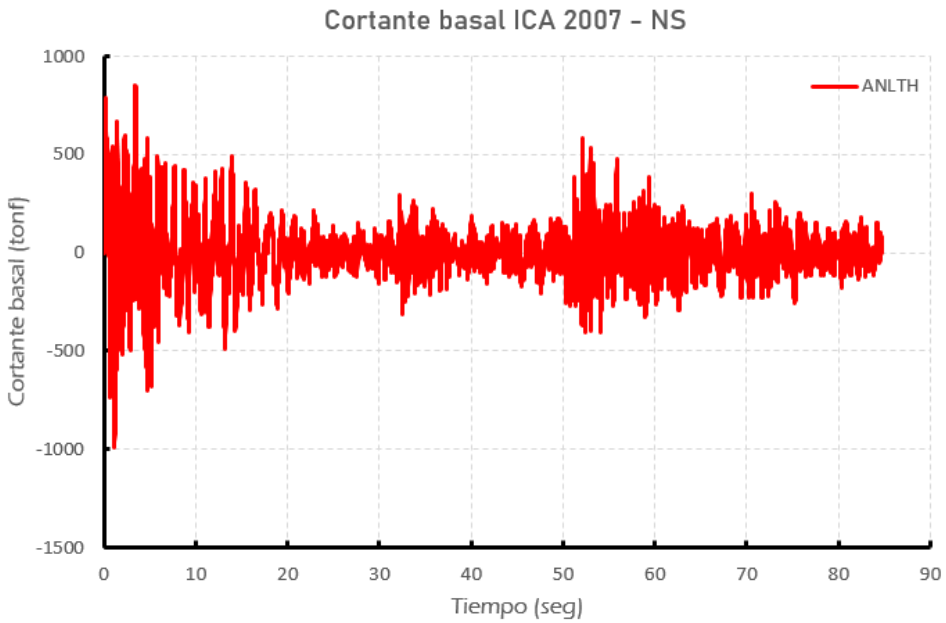


Figura 297. Modelo Piura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que para los registros de desplazamiento en la dirección XX la respuesta mínima es para Lima 1966 con un valor de 4.83cm y en la dirección YY en el registro de ICA 2007 con un valor de 1.21cm. Por otro lado, en ese mismo registro se obtuvieron las cortantes máximas de 923.77 tf y 990.78 tf en la dirección XX y YY respectivamente.

Las respuestas máximas de desplazamientos se obtuvieron para la dirección XX en el registro de ICA 2007 con un valor de 5.43 cm y en la dirección YY en el registro de Moquegua 2021 con un valor de 1.25 cm.

Por último, se muestra el resumen de los resultados obtenidos y del valor máximo en la siguiente tabla:

Tabla 137

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Piura

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 EW	4.83	923.77
Moquegua 2001 EW	4.95	923.68
Ica 2007 EW	5.43	862.99
Máximo	**5.43**	**923.77**

Nota: Elaboración propia

Tabla 138

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Piura

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 NS	1.21	895.65
Moquegua 2001 NS	1.25	873.35
Ica 2007 NS	1.23	990.78
Máximo	**1.25**	**990.78**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, se considera como el valor final del análisis a la respuesta máxima de todos los registros analizados. Por lo tanto, en la dirección XX se obtiene un desplazamiento máximo de 5.43cm y en la dirección YY de 1.25cm. Por otro lado, la cortante máxima es de 923.77tf en la dirección XX y en la dirección YY de 990.78tf.

3.1.9.5.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030

Se revisan las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones para los 3 pares de registros seleccionados. Además, se muestra el límite de deriva de 8.75/1000 para elementos de concreto armado, acorde al artículo 30.3.2 de la norma E030.

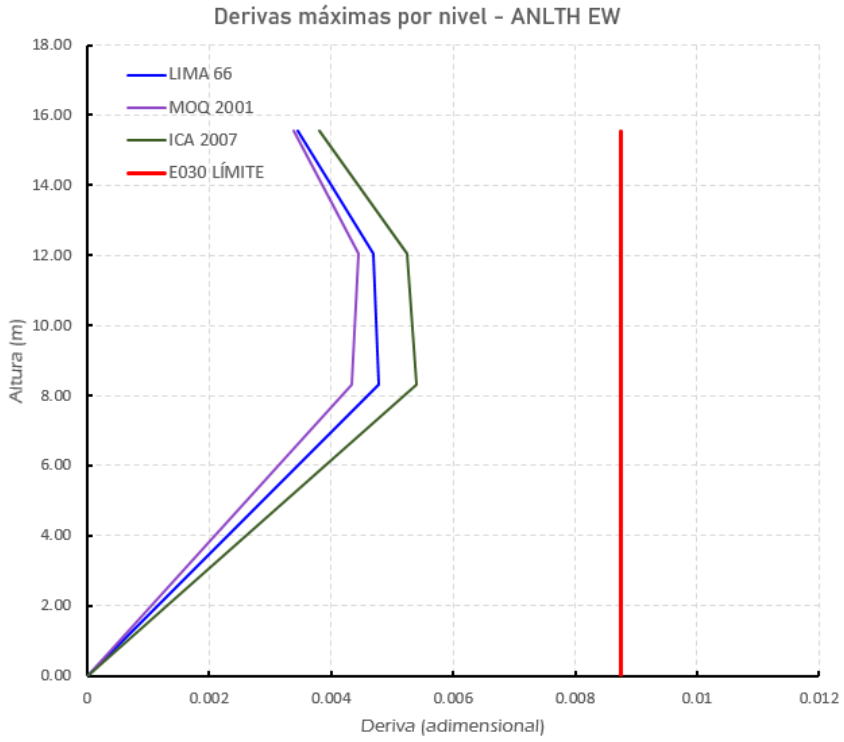


Figura 298. Modelo Piura: Derivas máximas por nivel en dirección EW

Nota: Elaboración propia

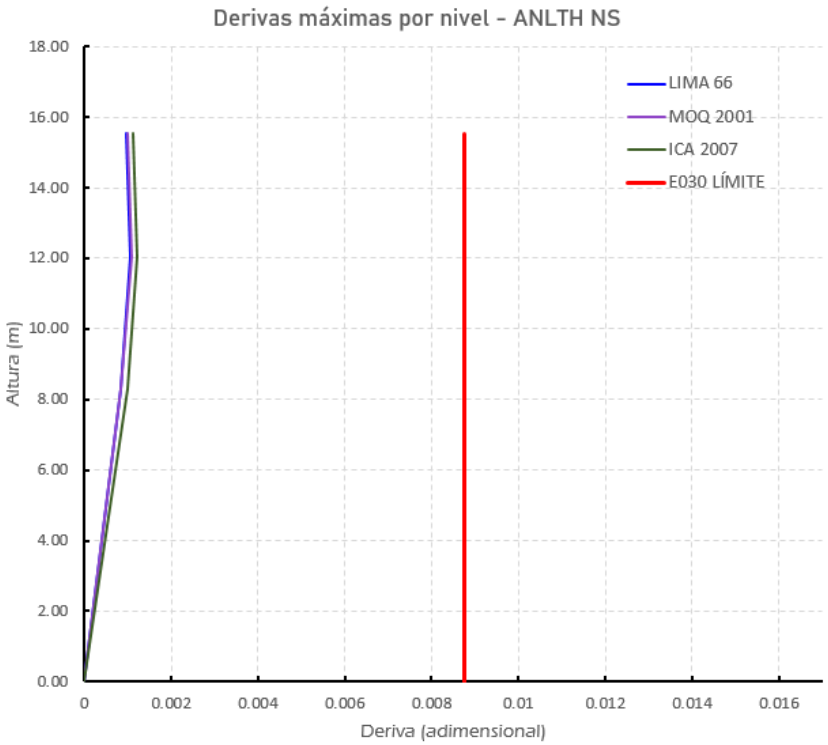


Figura 299. Modelo Piura: Derivas máximas por nivel en dirección NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la deriva máxima obtenida es de 5.39/1000 para el registro de ICA 2007 y para la dirección YY la deriva máxima obtenida es de 10.8/1000 para el registro de ICA 2007. Se concluye que ambos no cumplen por derivas al ser superior que 1.22/1000 acorde a la norma E030.

3.1.9.5.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17

Acorde a la tabla vista anteriormente en el capítulo de análisis no lineal estático, se obtuvieron los límites de rotación para el desempeño en la dirección XX y YY.

Tabla 139

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Piura

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
5.69	0.015775
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
5.69	0.010775
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
5.69	0.004155
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Tabla 140

Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Piura

CERCANO AL COLAPSO		RESGUARDO DE VIDA		OCUPACIÓN INMEDIATA	
Límite	0.01	Límite	0.006	Límite	0.002

Nota: Elaboración propia

En función de los límites de rotación se evalúa el muro más crítico y se clasifica el desempeño.

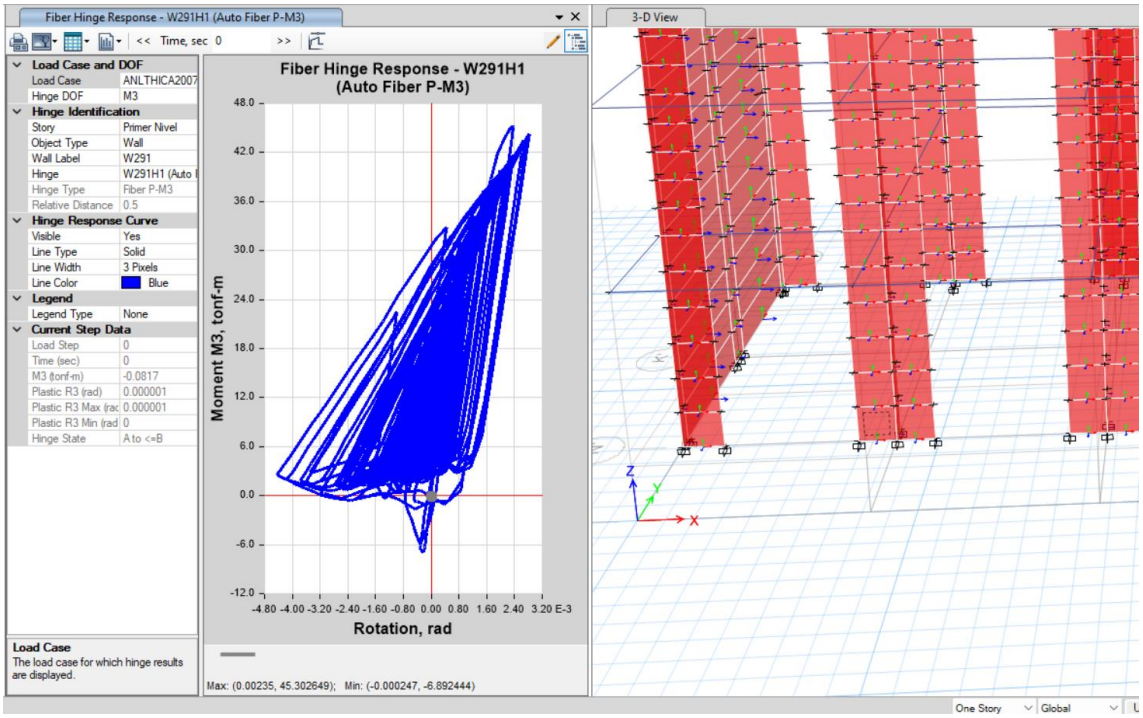


Figura 300. Modelo Piura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

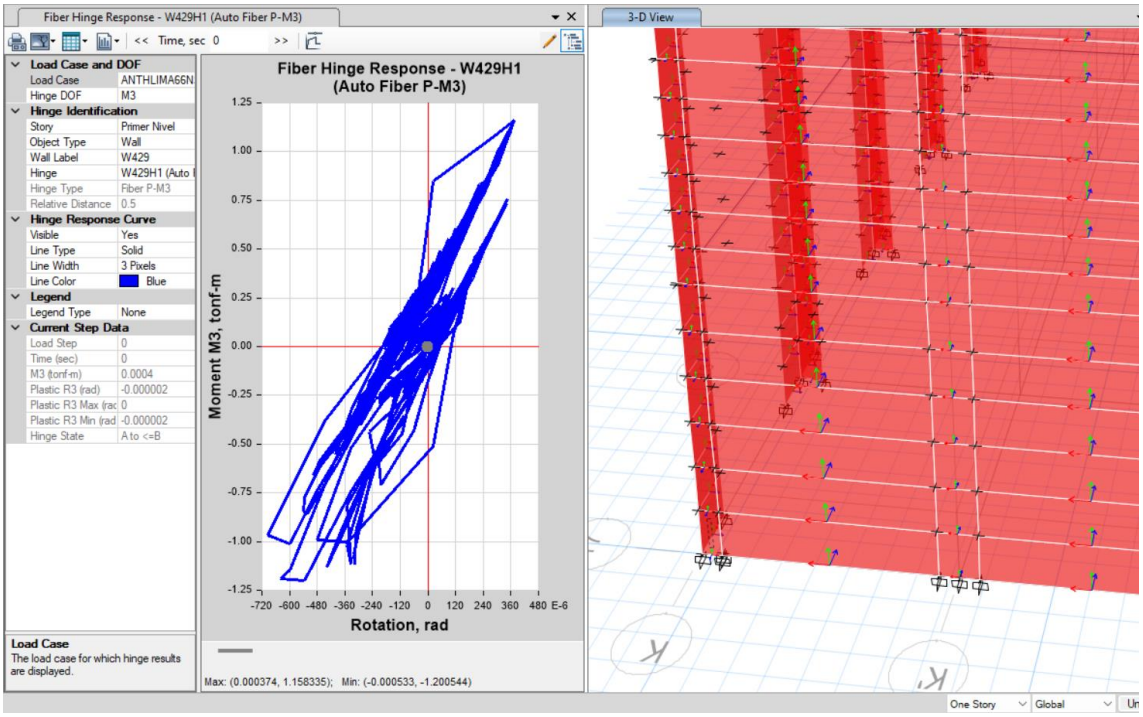


Figura 301. Modelo Piura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la rotación de 4.5/1000 supera a los 0.72/1000 y es inferior a los 10.78/1000 del límite de resguardo de vida, por lo que el desempeño esperado sería de resguardo de vida en la dirección XX.

Se observa que la rotación es de 1.5/1000 y no es superior a los 4.16/1000 del límite de ocupación inmediata, por lo que el desempeño esperado sería de ocupación inmediata en la dirección YY.

3.1.9.6 Análisis no lineal tiempo historia para la IE N°14024 -Sechura

3.1.9.6.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo

Se presentan las respuestas de fuerza y desplazamiento en el tiempo para cada uno de los registros analizados.

Desplazamientos en el tiempo:

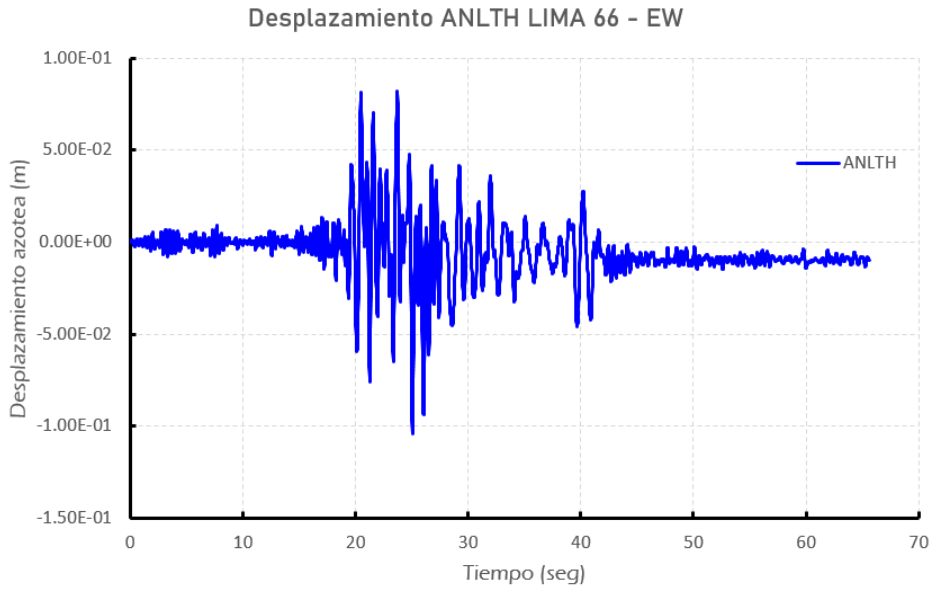


Figura 302. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

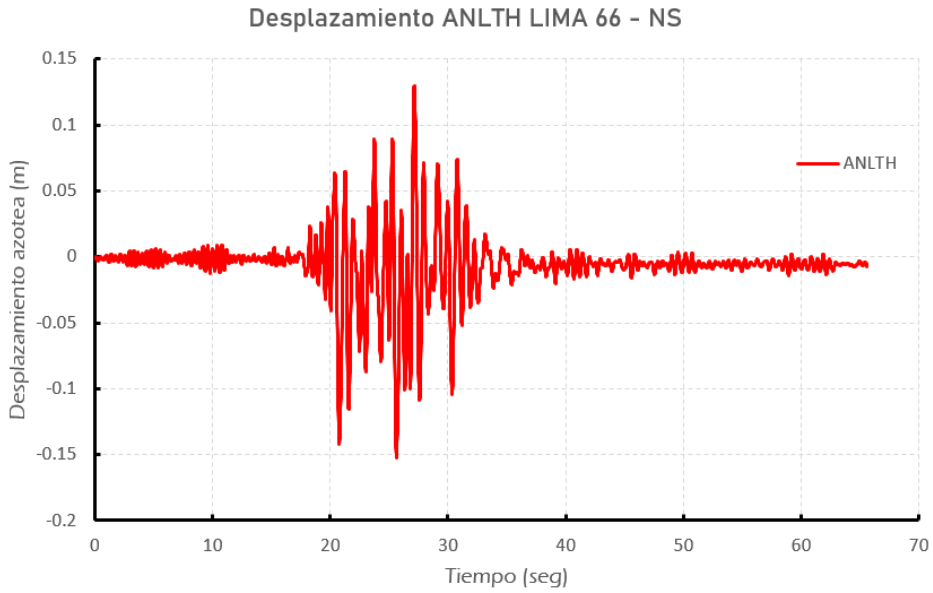


Figura 303. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS

Nota: Elaboración propia

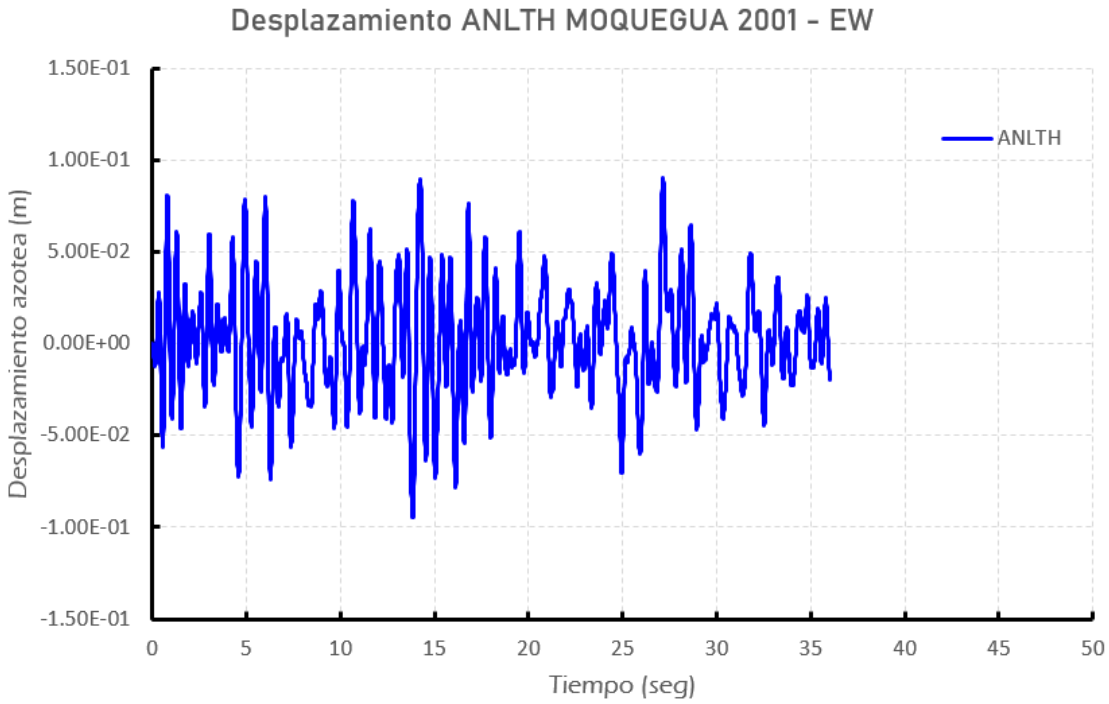


Figura 304. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-Ew

Nota: Elaboración propia

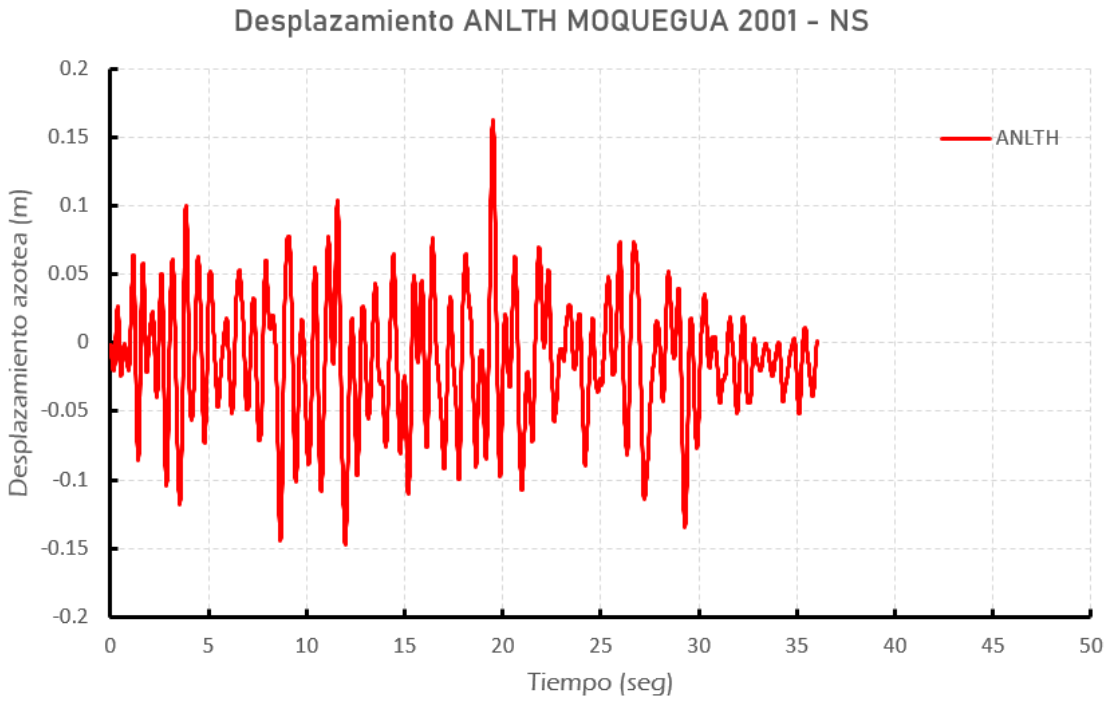


Figura 305. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

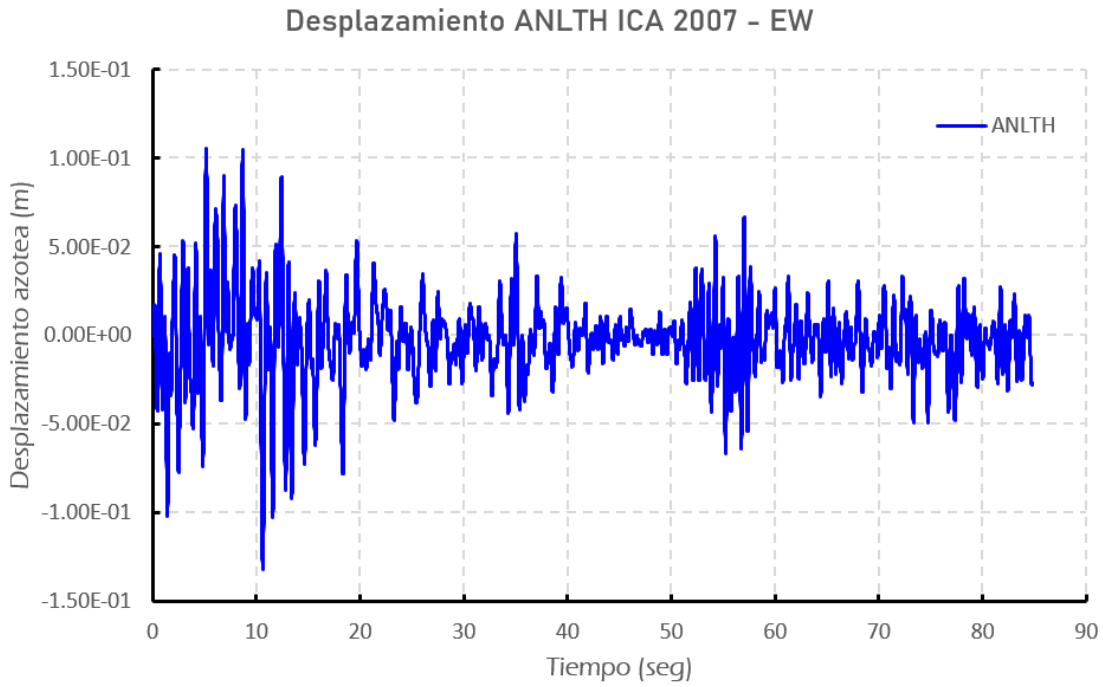


Figura 306. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-Ew

Nota: Elaboración propia

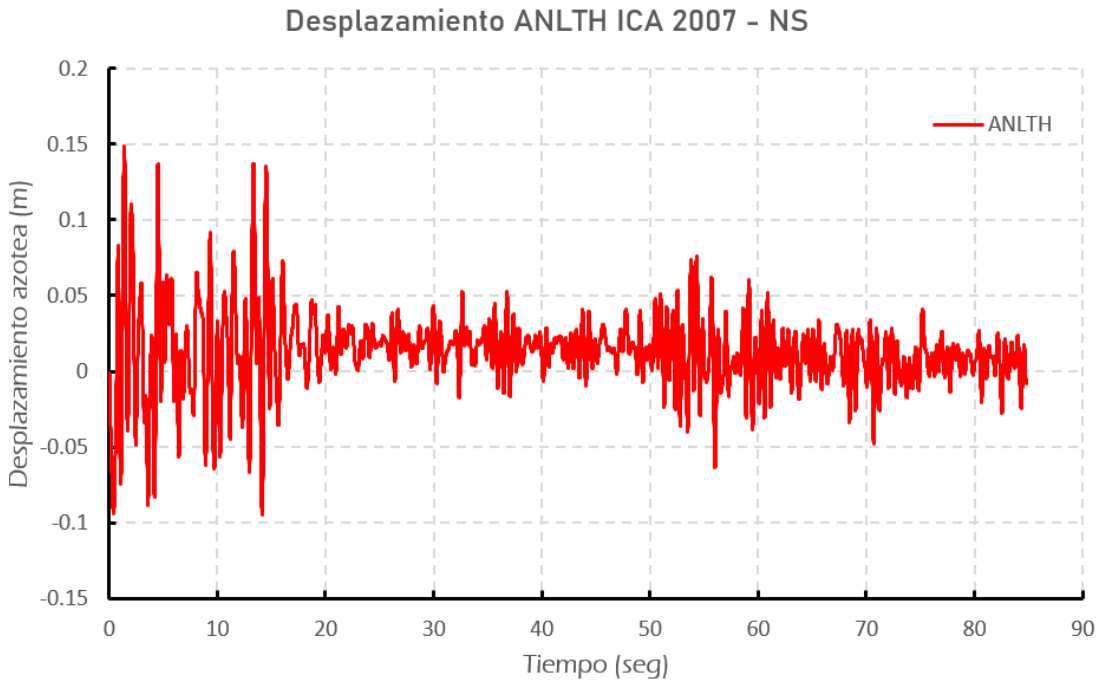


Figura 307. Modelo Sechura: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Cortante basal en el tiempo:

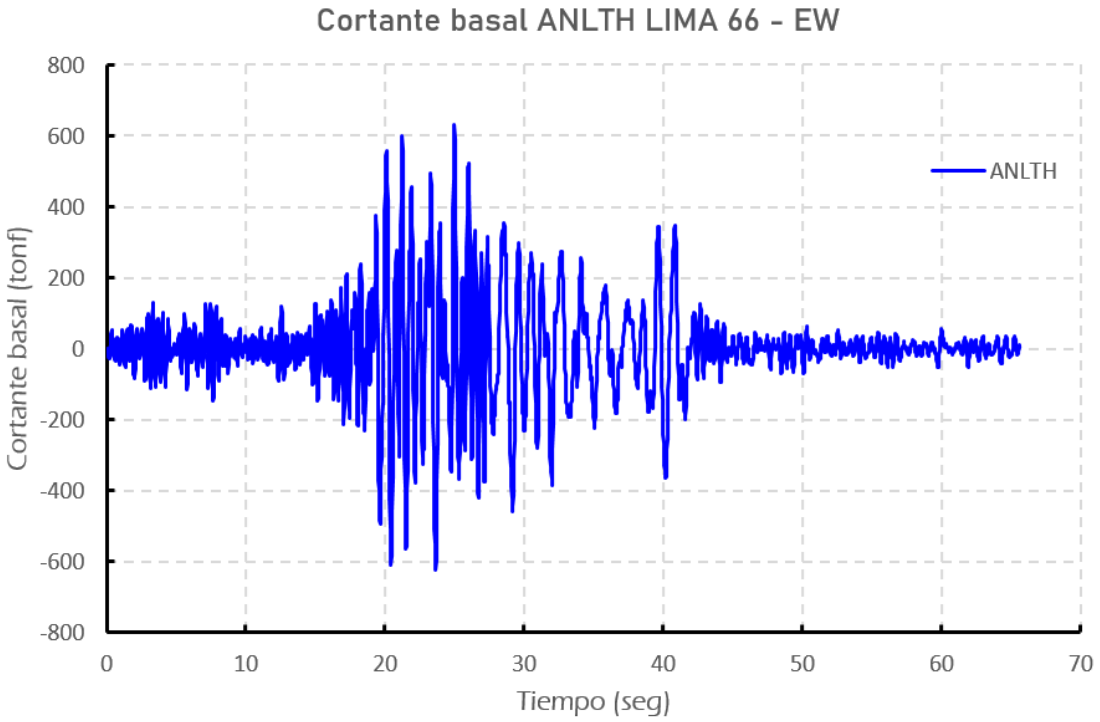


Figura 308. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW

Nota: Elaboración propia

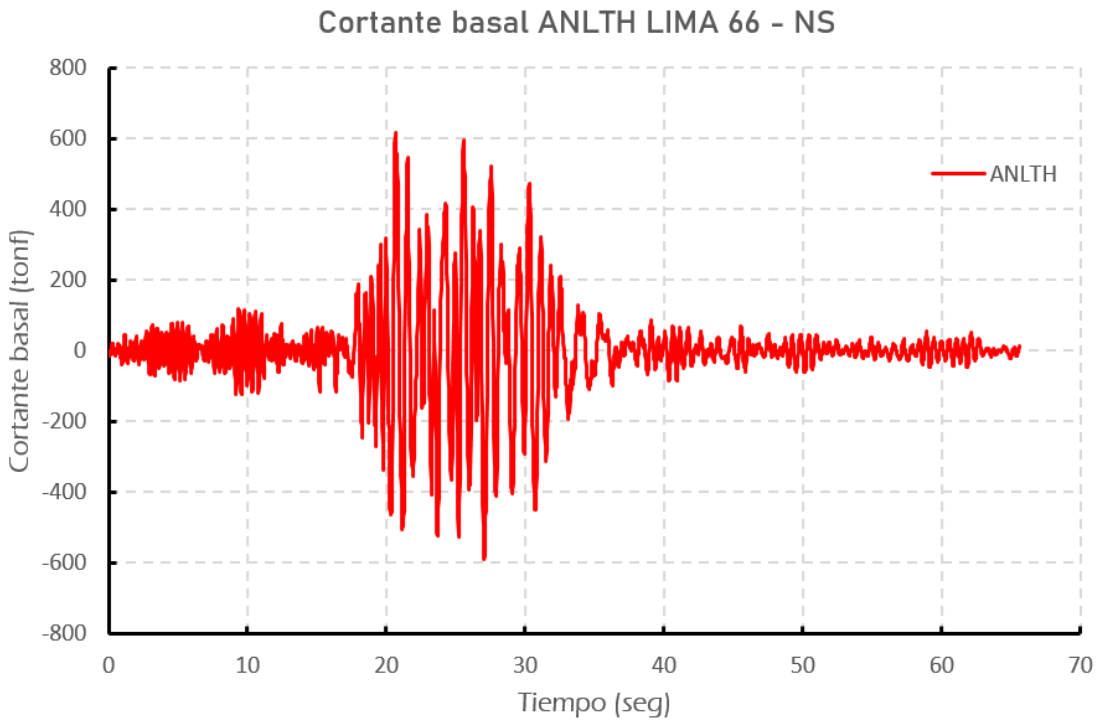


Figura 309. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS

Nota: Elaboración propia

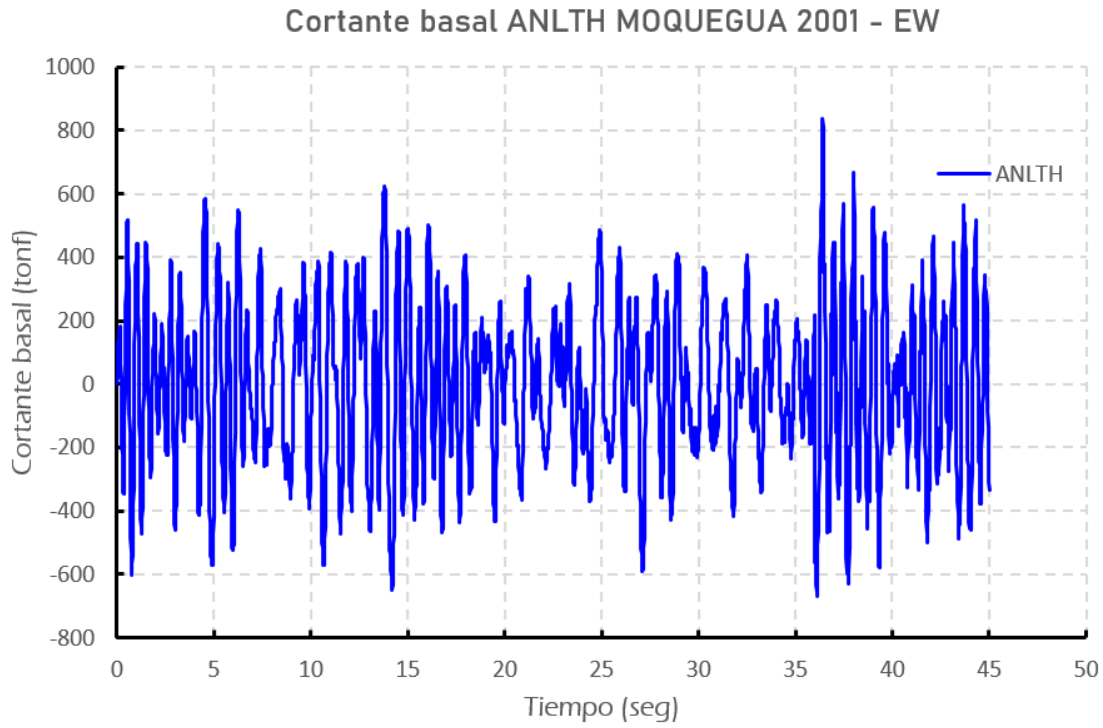


Figura 310. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

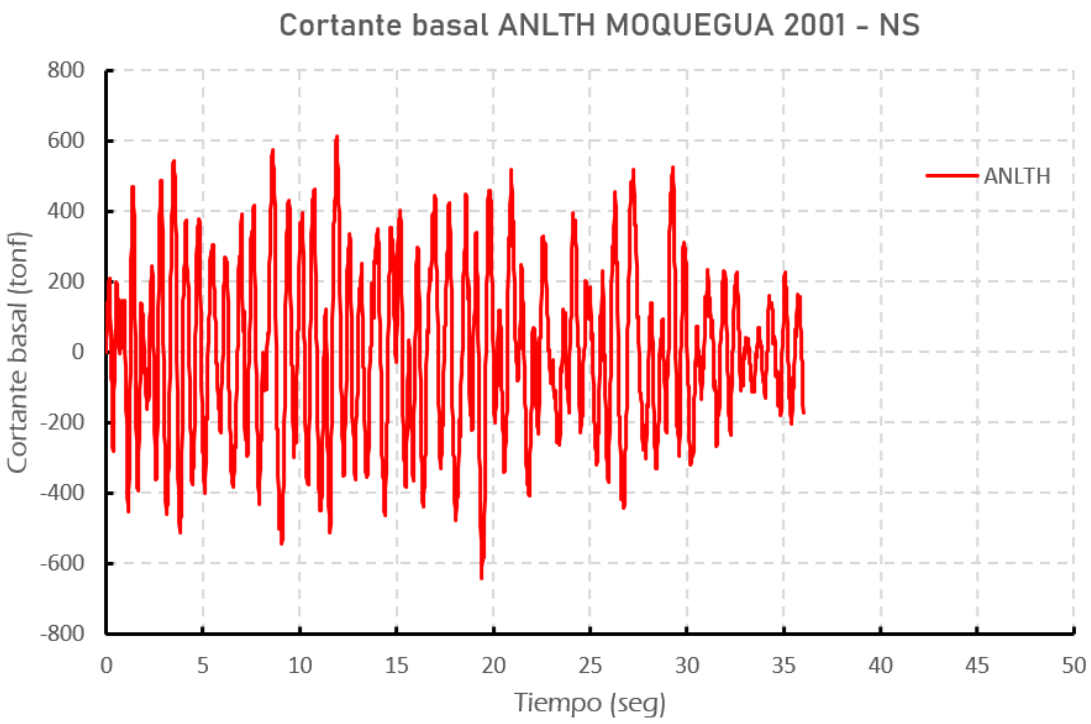


Figura 311. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

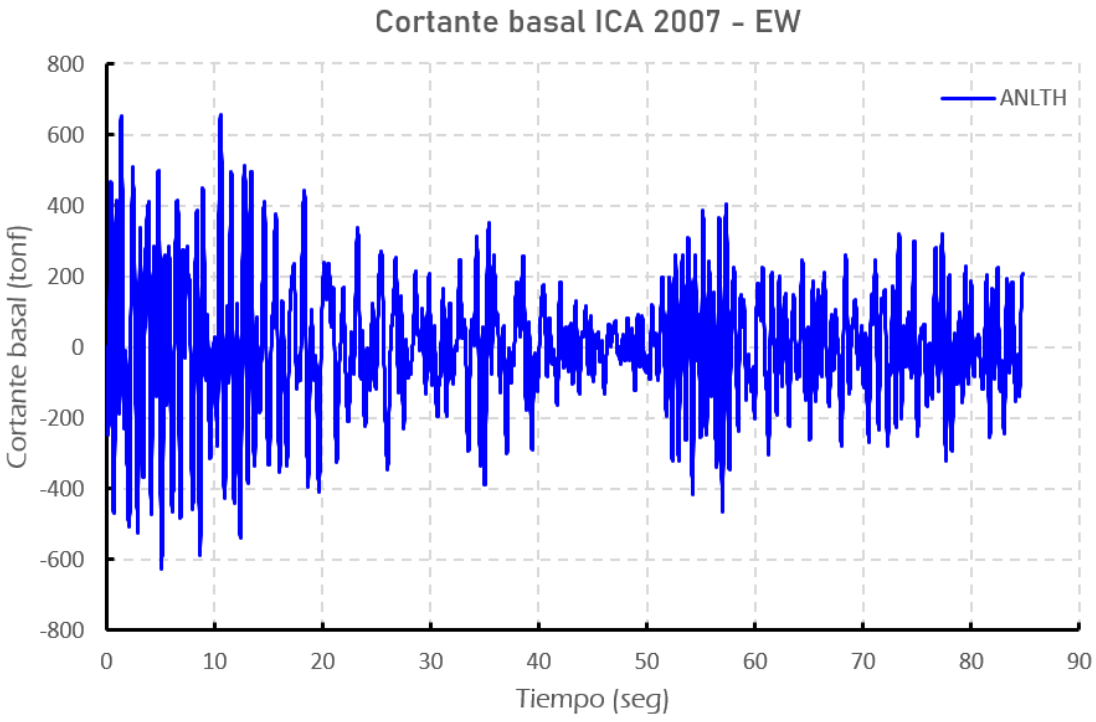


Figura 312. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW

Nota: Elaboración propia

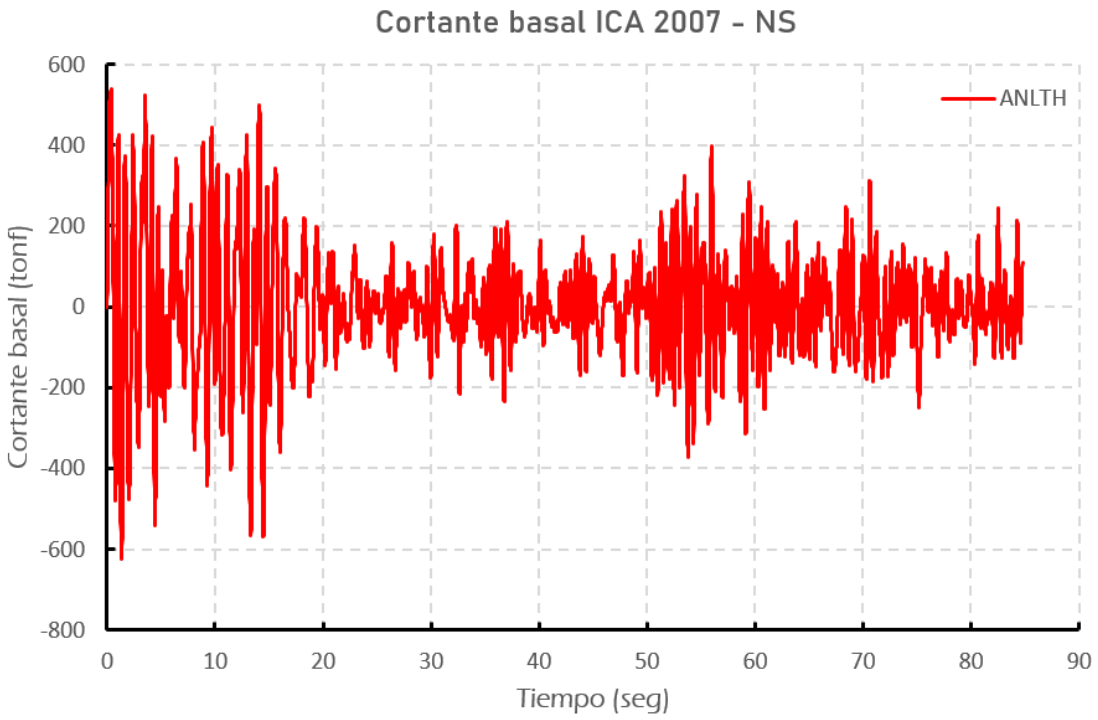


Figura 313. Modelo Sechura: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que para los registros de desplazamiento en la dirección XX la respuesta mínima es para Moquegua 2001 con un valor de 9.47 cm y en la dirección YY en el registro de ICA 2007 con un valor de 14.88 cm. Por otro lado, en ese mismo registro se obtuvieron las cortantes máximas de 836.8tf y 644.33tf en la dirección XX y YY respectivamente.

Las respuestas máximas de desplazamientos se obtuvieron para la dirección XX en el registro de ICA 2007 con un valor de 13.24 cm y en la dirección YY en el registro de Moquegua 2021 con un valor de 16.26 cm.

Por último, se muestra el resumen de los resultados obtenidos y del valor máximo en la siguiente tabla:

Tabla 141

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Sechura

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 EW	10.40	631.89
Moquegua 2001 EW	9.47	836.80
Ica 2007 EW	13.24	654.59
Máximo	**13.24**	**836.80**

Nota: Elaboración propia

Tabla 142

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Sechura

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 NS	15.27	614.81
Moquegua 2001 NS	16.26	644.33
Ica 2007 NS	14.88	623.04
Máximo	**16.26**	**644.33**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, se considera como el valor final del análisis a la respuesta máxima de todos los registros analizados. Por lo tanto, en la dirección XX se obtiene un desplazamiento máximo de 13.24cm y en la dirección YY de 16.26cm. Por otro lado, la cortante máxima es de 836.8tf en la dirección XX y en la dirección YY de 644.33tf.

3.1.9.6.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030

Se revisan las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones para los 3 pares de registros seleccionados. Además, se muestra el límite de deriva de 8.75/1000 para elementos de concreto armado y de 6.25/1000 para elementos de albañilería confinada, acorde al artículo 30.3.2 de la norma E030.

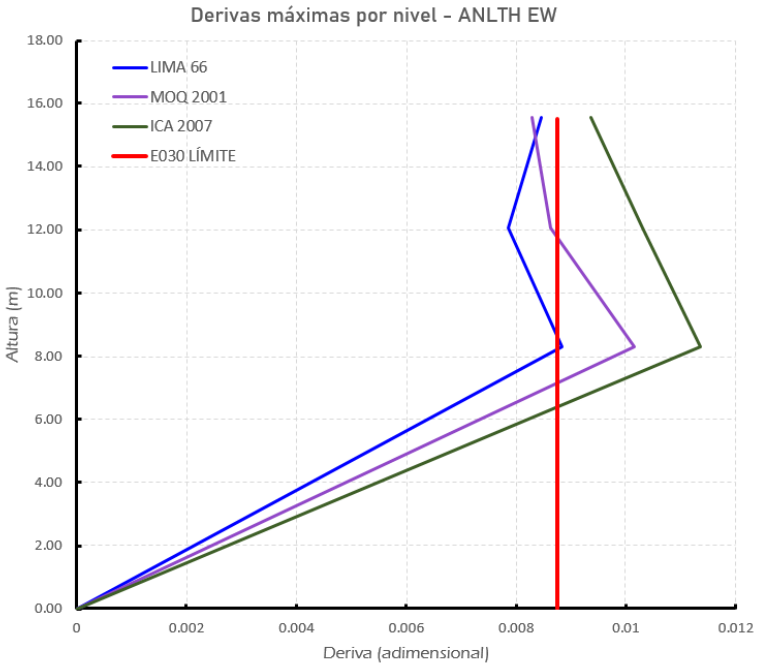


Figura 314. Modelo Sechura: Derivas máximas por nivel en dirección EW

Nota: Elaboración propia

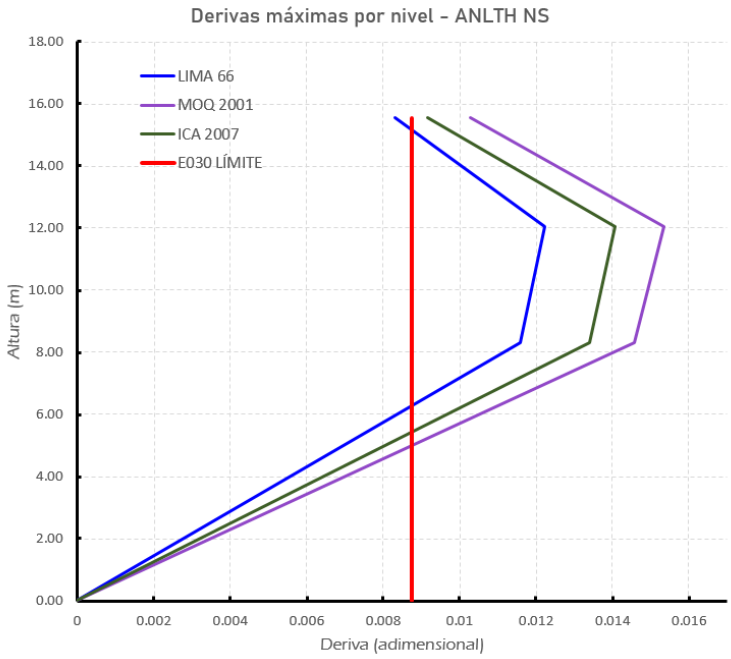


Figura 315. Modelo Sechura: Derivas máximas por nivel en dirección NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la deriva máxima obtenida es de 11.34/1000 para el registro de ICA 2007 y para la dirección YY la deriva máxima obtenida es de 15.36/1000 para el registro de MOQUEGUA 2001. Se concluye que ambos no cumplen por derivas al ser superior que 8.75/1000 acorde a la norma E030.

3.1.9.6.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17

Acorde a la tabla vista anteriormente en el capítulo de análisis no lineal estático, se obtuvieron los límites de rotación para el desempeño en la dirección XX y YY.

Tabla 143

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Sechura

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
5.24	0.0169
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
5.24	0.0119
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
5.24	0.00438
6	0.004

Nota: Elaboración propia

Tabla 144

Límites de rotación para el desempeño en dirección XX -Modelo Sechura

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
5.18	0.01705
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
5.18	0.01205
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
5.18	0.00441
6	0.004

Nota: Elaboración propia

En función de los límites de rotación se evalúa el muro más crítico y se clasifica el desempeño.

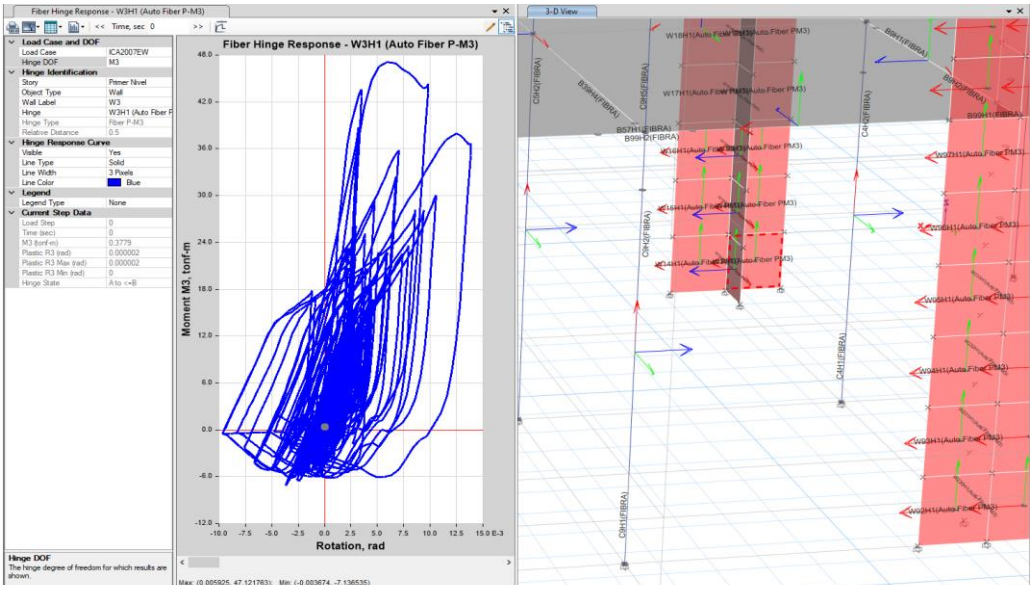


Figura 316. Modelo Sechura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

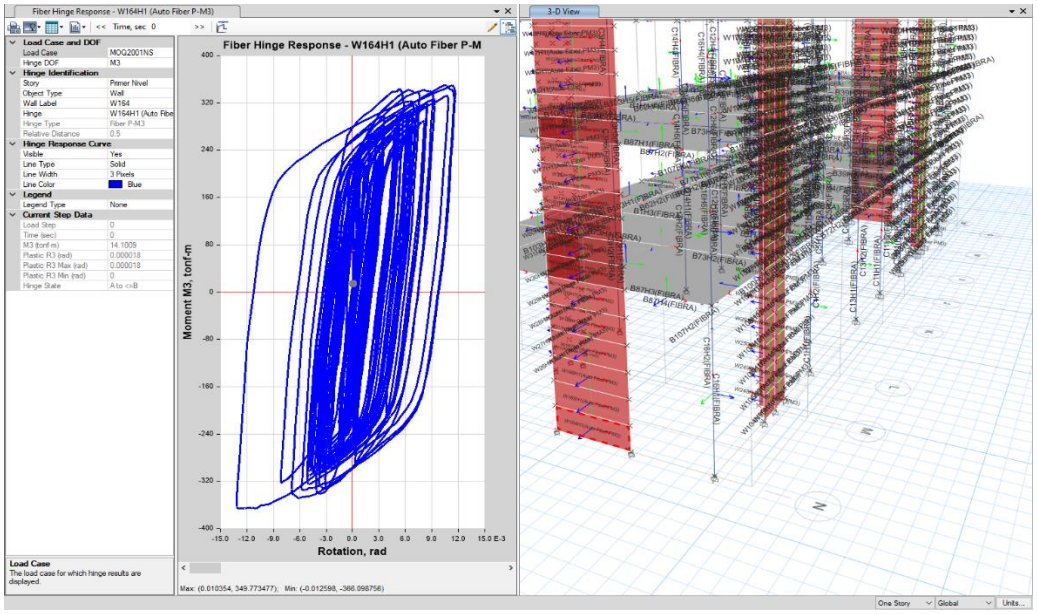


Figura 317.Modelo Sechura: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje Y

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la rotación de 13.9/1000 supera a los 11.9/1000 de resguardo de vida, por lo que el desempeño esperado sería de cercano al colapso en la dirección XX.

Se observa que la rotación de 13.2/1000 supera a los 12.05/1000 de resguardo de vida, por lo que el desempeño esperado sería de cercano al colapso en la dirección YY.

3.1.9.7 Análisis no lineal tiempo historia para la IE Dos de Mayo -Chulucanas

3.1.9.7.1 Respuesta de fuerza y desplazamiento en el tiempo

Se presentan las respuestas de fuerza y desplazamiento en el tiempo para cada uno de los registros analizados.

Desplazamientos en el tiempo:

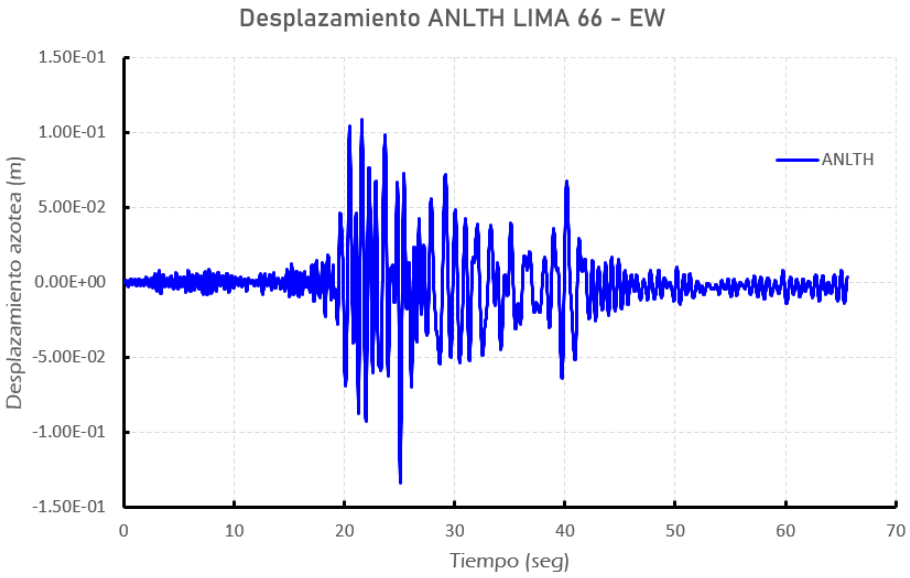


Figura 318. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-EW

Nota: Elaboración propia

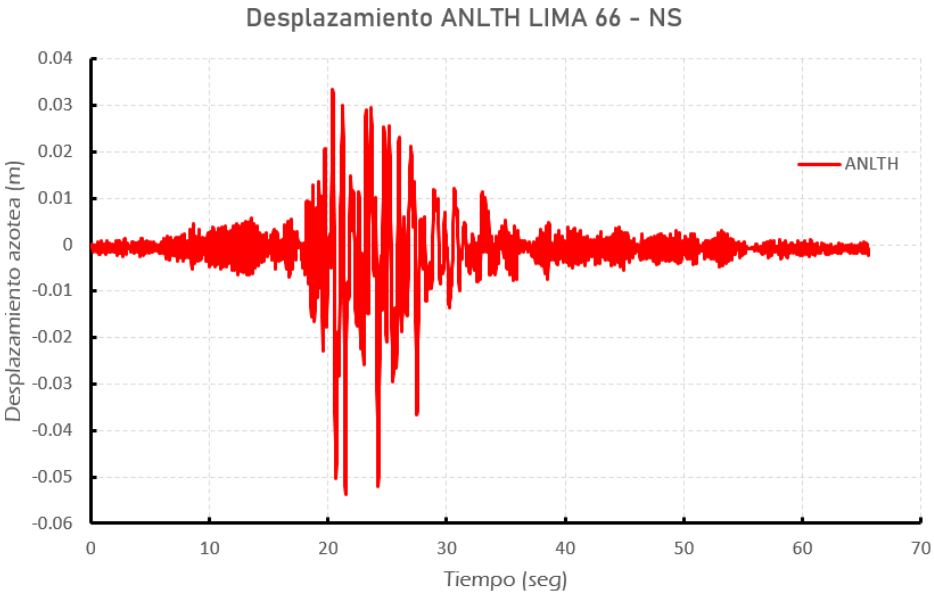


Figura 319. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Lima 66-NS

Nota: Elaboración propia

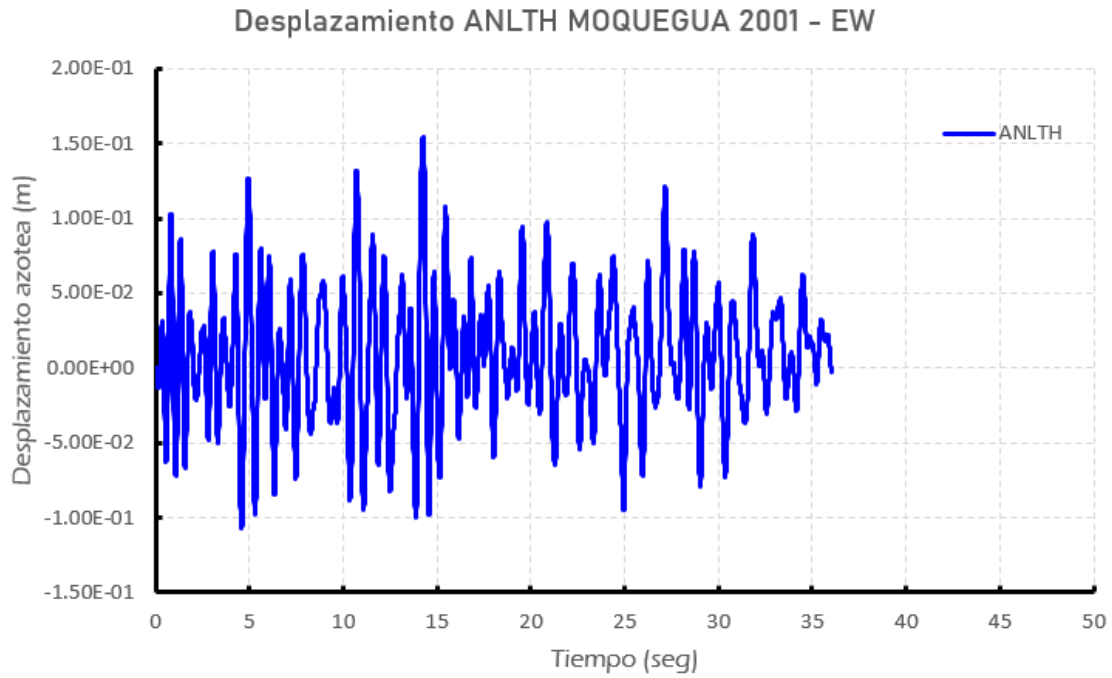


Figura 320. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-EW

Nota: Elaboración propia

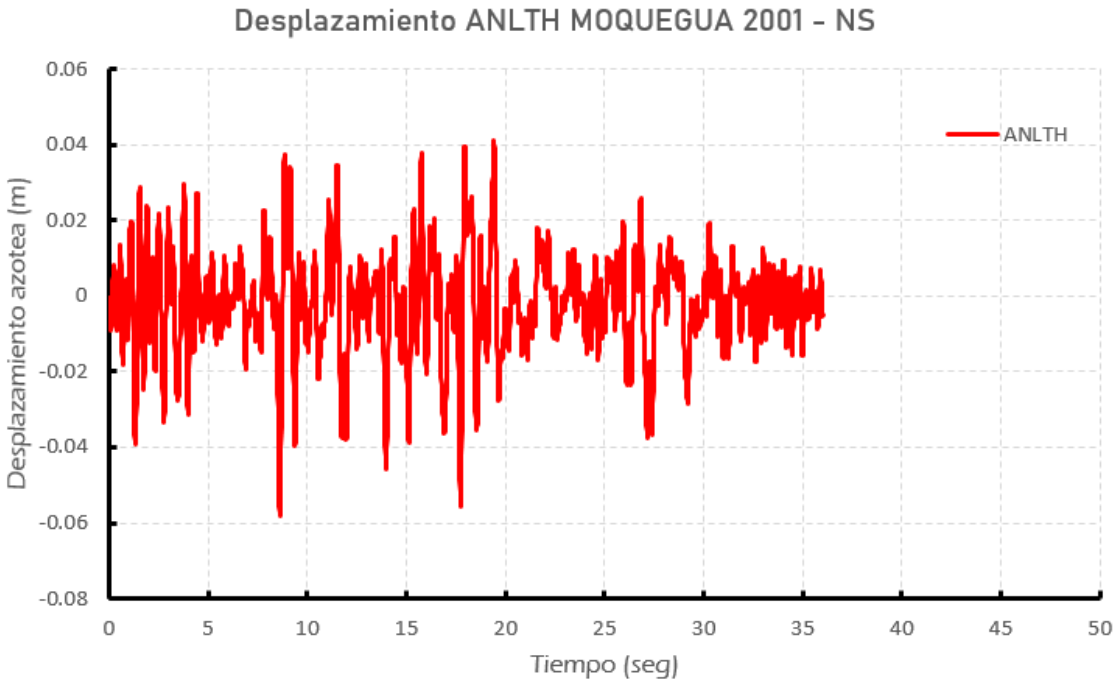


Figura 321. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Moquegua 2001-NS

Nota: Elaboración propia

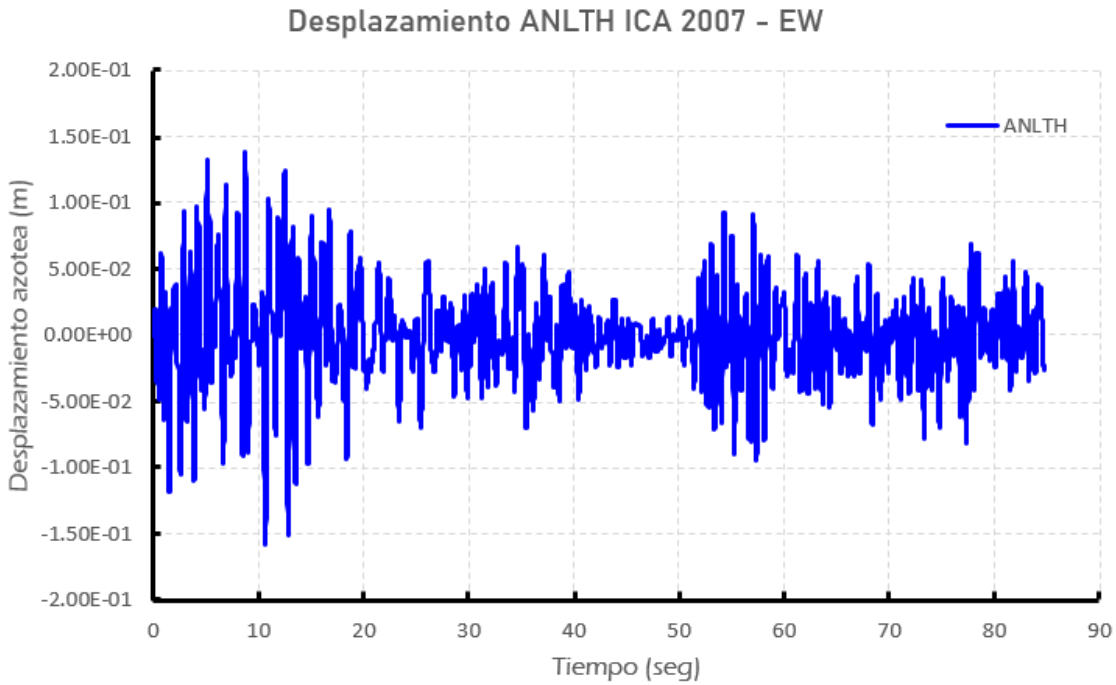


Figura 322. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-EW

Nota: Elaboración propia

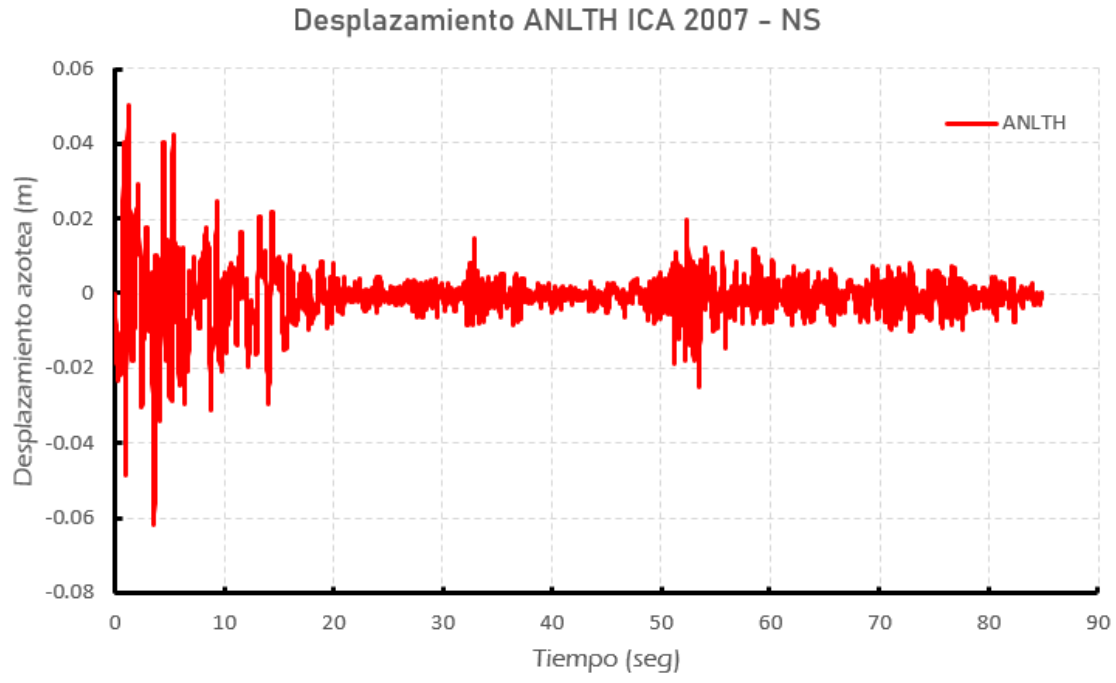


Figura 323. Modelo Chulucanas: Respuesta de desplazamiento registro sísmico Ica 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Cortante basal en el tiempo:

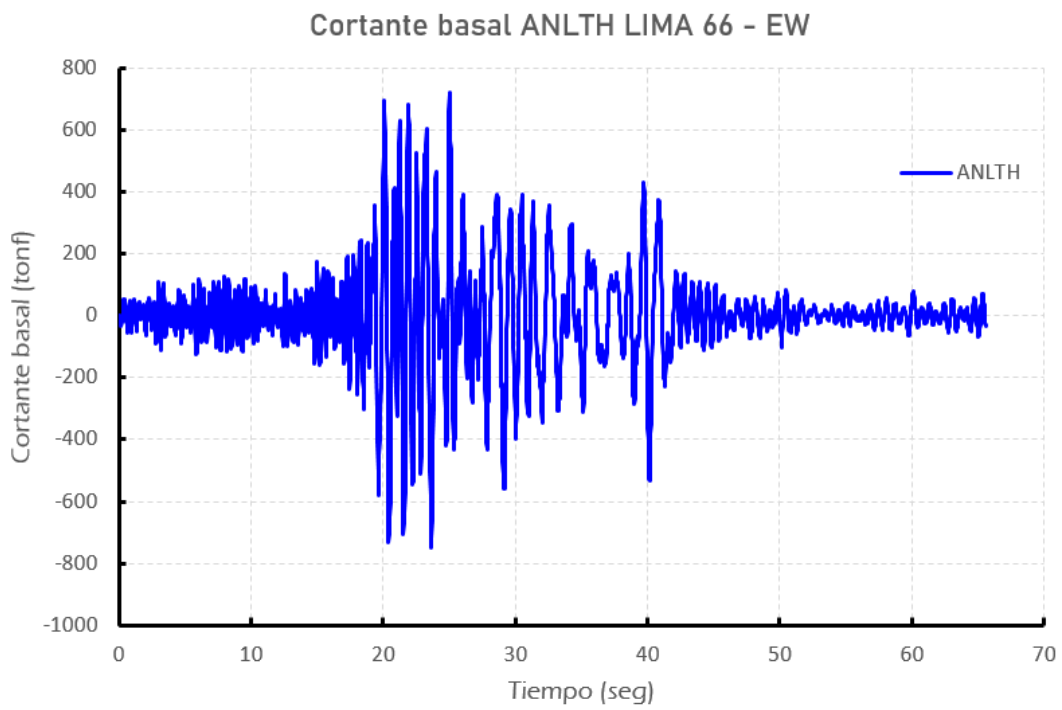


Figura 324. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-EW

Nota: Elaboración propia

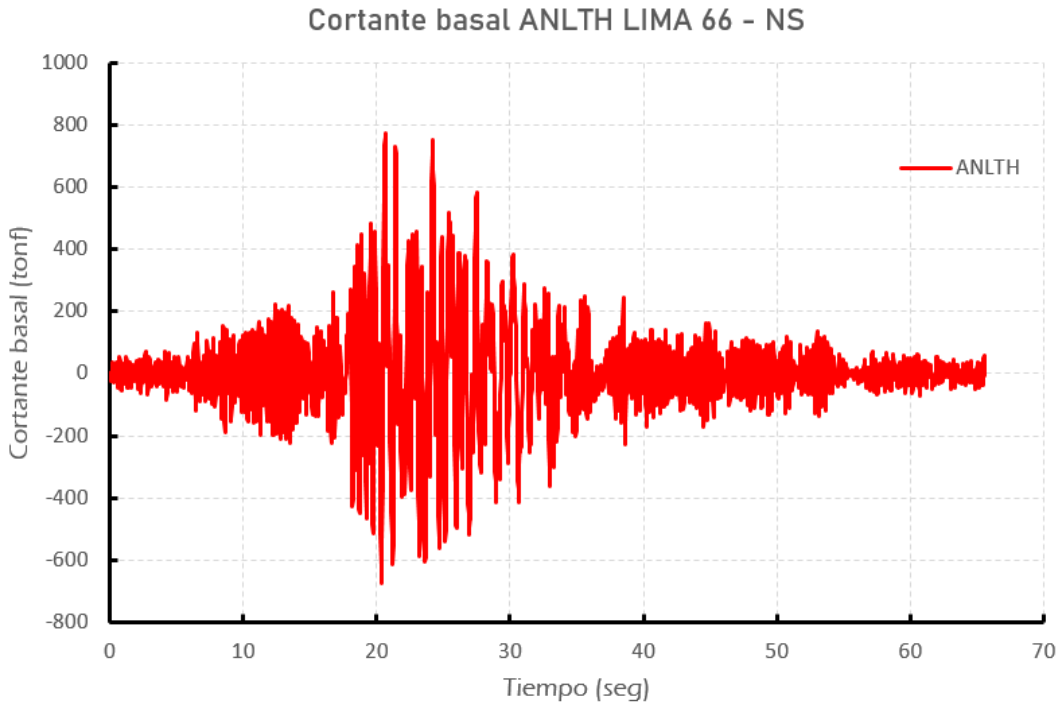


Figura 325. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico LIMA 66-NS

Nota: Elaboración propia

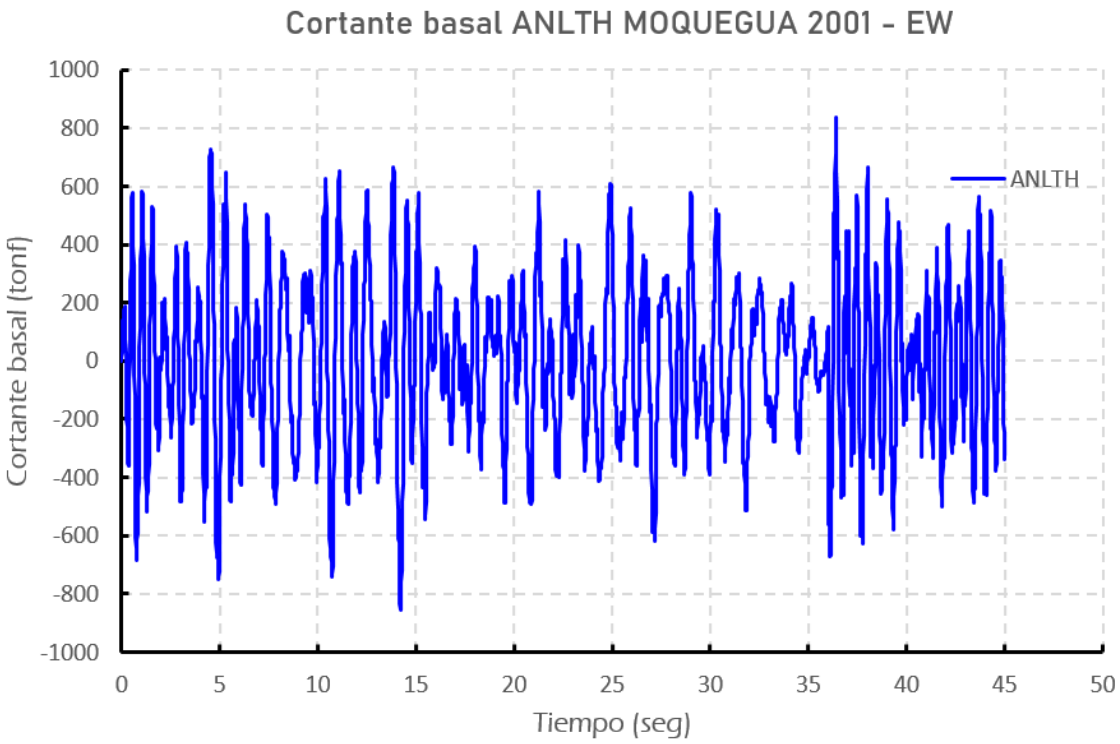


Figura 326. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico MOQUEGUA 2001-EW

Nota: Elaboración propia

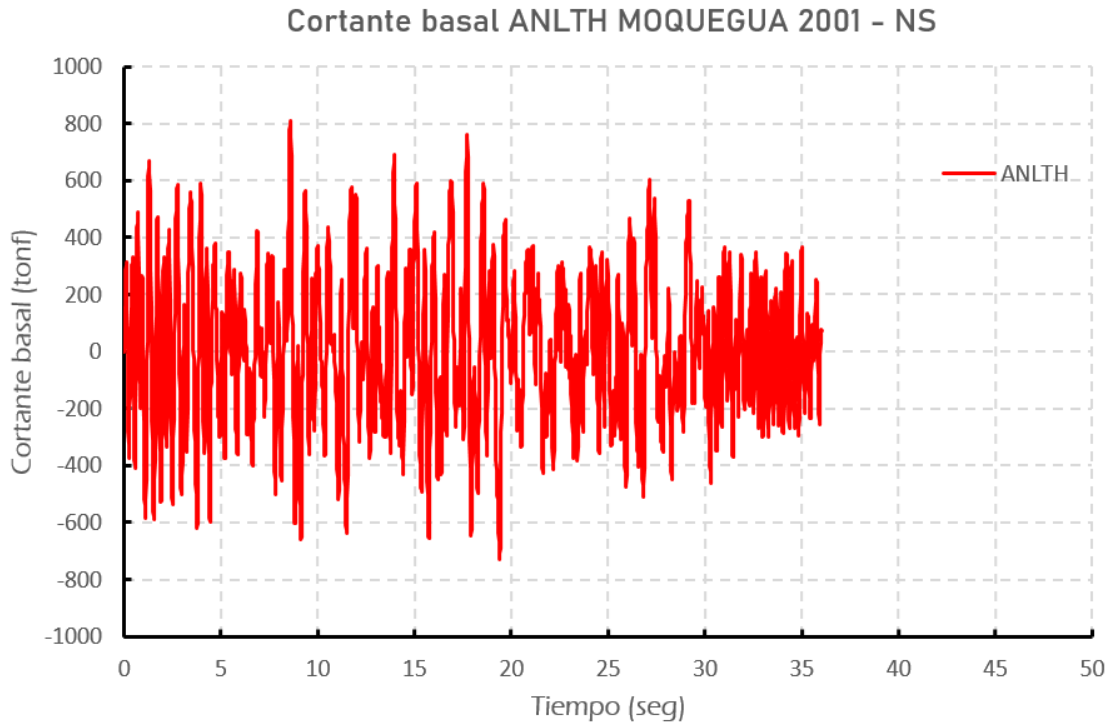


Figura 327. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico MOQUEGUA 2001-NS

Nota: Elaboración propia

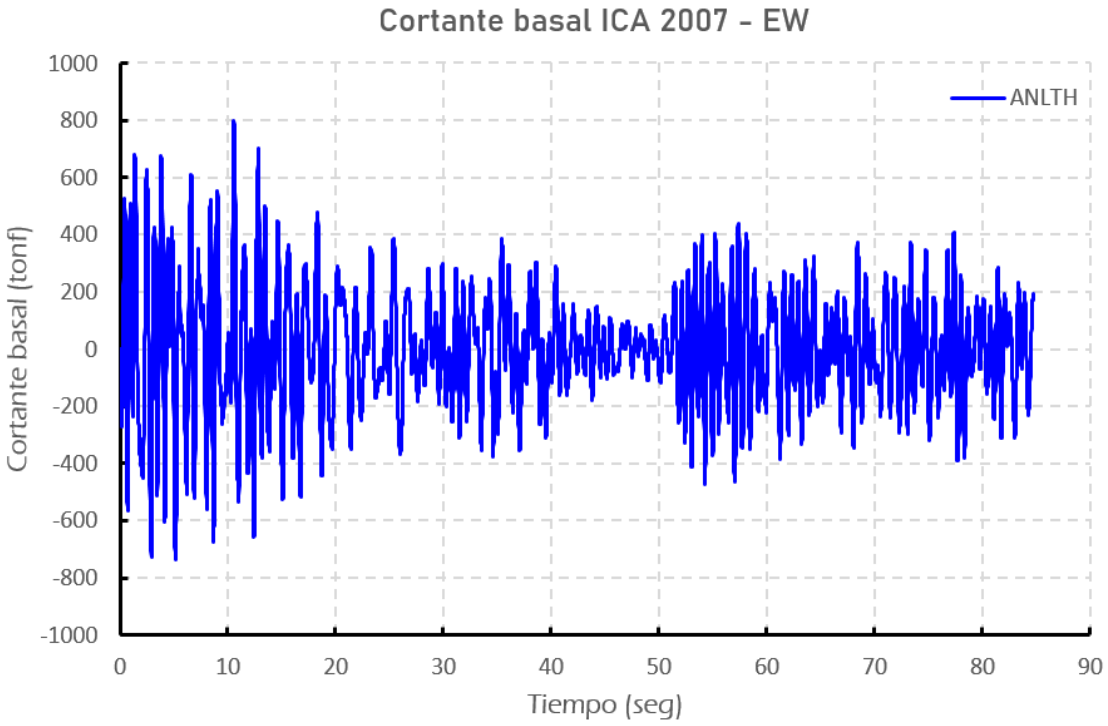


Figura 328. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-EW

Nota: Elaboración propia

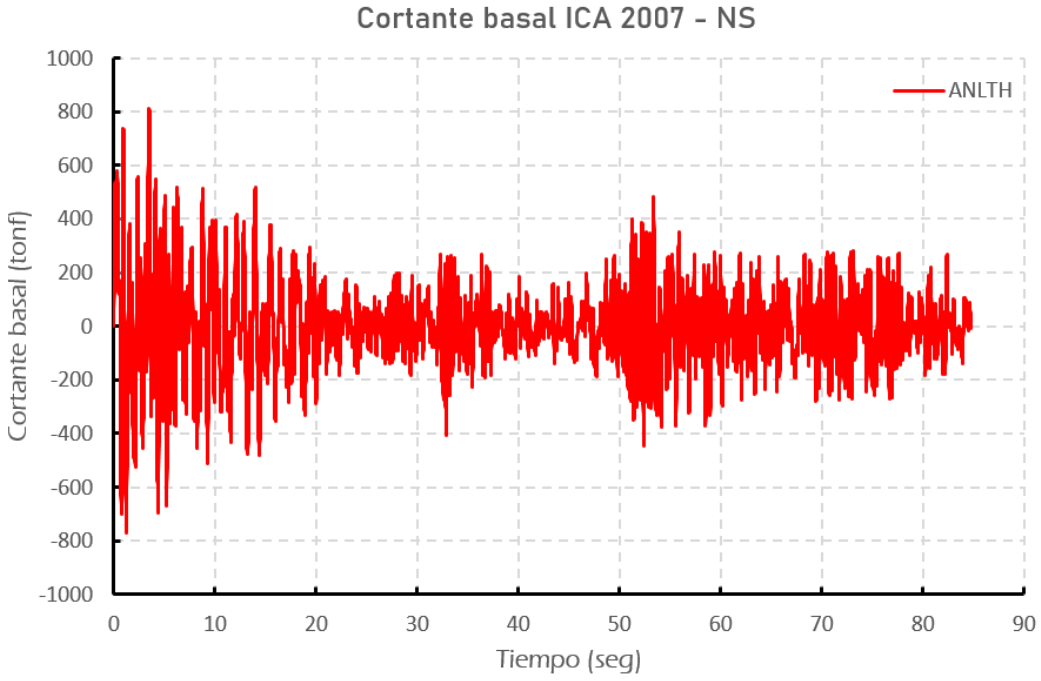


Figura 329. Modelo Chulucanas: Respuesta de cortante basal registro sísmico ICA 2007-NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que para los registros de desplazamiento en la dirección XX la respuesta mínima es para Lima 1966 con un valor de 13.39cm y en la dirección YY en el registro

de Lima 1966 con un valor de 5.38cm. Por otro lado, en ese mismo registro se obtuvieron las cortantes máximas de 854.77tf y 809.99tf en la dirección XX y YY respectivamente. Las respuestas máximas de desplazamientos se obtuvieron para la dirección XX en el registro de ICA 2007 con un valor de 15.8 cm y en la dirección YY en el registro de ICA 2007 con un valor de 6.16 cm.

Por último, se muestra el resumen de los resultados obtenidos y del valor máximo en la siguiente tabla:

Tabla 145

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección EW-Modelo Chulucanas

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 EW	13.39	748.38
Moquegua 2001 EW	15.43	854.77
Ica 2007 EW	15.80	799.90
Máximo	**15.80**	**854.77**

Nota: Elaboración propia

Tabla 146

Resultados de desplazamiento y cortante basales máximos según registro en dirección NS-Modelo Chulucanas

Registro	Desplazamiento max (cm)	Cortante basal max (tf)
Lima 66 NS	5.38	773.37
Moquegua 2001 NS	5.80	809.90
Ica 2007 NS	6.16	809.99
Máximo	**6.16**	**809.99**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030, se considera como el valor final del análisis a la respuesta máxima de todos los registros analizados. Por lo tanto, en la dirección XX se obtiene un desplazamiento máximo de 15.8cm y en la dirección YY de 6.16cm. Por otro lado, la cortante máxima es de 854.77tf en la dirección XX y en la dirección YY de 809.99tf.

3.1.9.7.2 Revisión de derivas máximas acorde a la norma peruana E030

Se revisan las derivas máximas obtenidas en ambas direcciones para los 3 pares de registros seleccionados. Además, se muestra el límite de deriva de 8.75/1000 para elementos de concreto armado y de 6.25/1000 para elementos de albañilería confinada, acorde al artículo 30.3.2 de la norma E030.

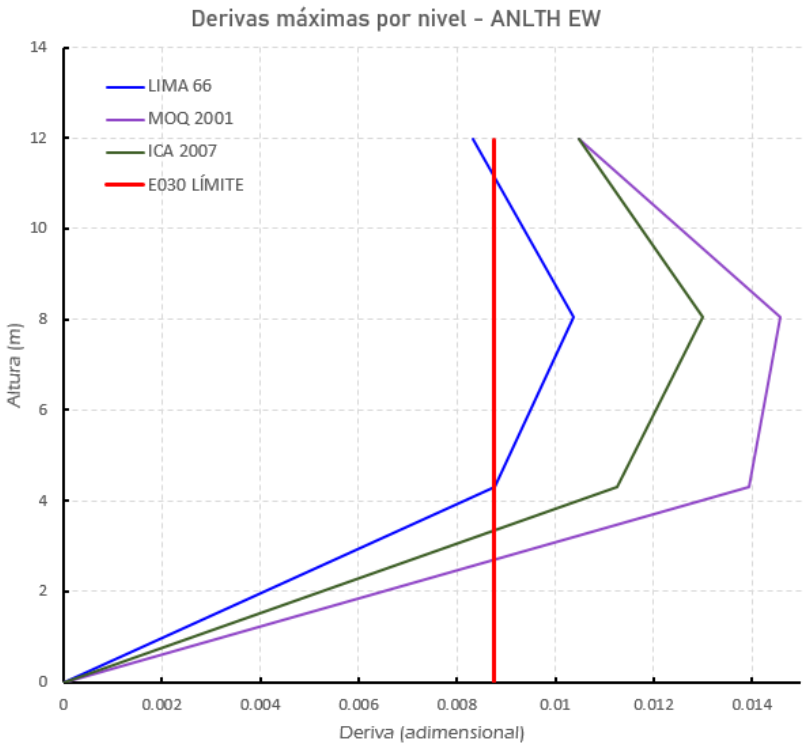


Figura 330. Modelo Chulucanas: Derivas máximas por nivel en dirección EW

Nota: Elaboración propia

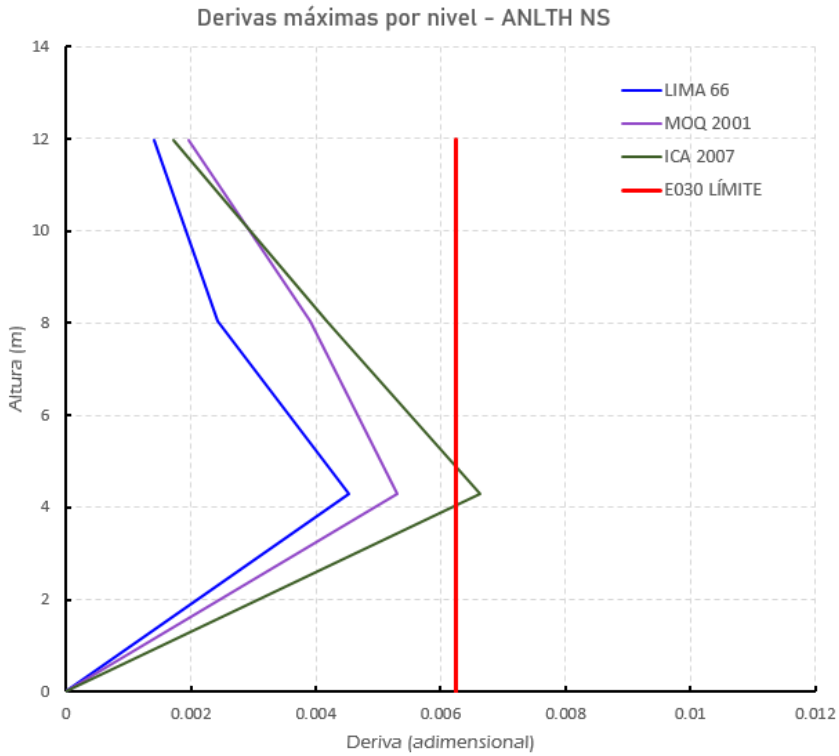


Figura 331. Modelo Chulucanas: Derivas máximas por nivel en dirección NS

Nota: Elaboración propia

Se observa que en la dirección XX la deriva máxima obtenida es de 14.6/1000 para el registro de MOQUEGUA 2001 y para la dirección YY la deriva máxima obtenida es de 6.63/1000 para el registro de ICA 2007. Se concluye que ambos no cumplen por derivas al ser superior a 8.75/1000 y 6.25/1000 acorde a la norma E030.

3.1.9.7.3 Desempeño sísmico acorde al ASCE 41-17

Acorde a la tabla vista anteriormente en el capítulo de análisis no lineal estático, se obtuvieron los límites de rotación para el desempeño en la dirección XX.

Tabla 147

Interpolación lineal entre niveles de desempeño dirección de análisis XX – Modelo Chulucanas

CERCANO AL COLAPSO	
4	0.02
5.8	0.0155
6	0.015

RESGUARDO DE VIDA	
4	0.015
5.8	0.0105
6	0.01

OCUPACIÓN INMEDAITA	
4	0.005
5.8	0.0041
6	0.004

Nota: Elaboración propia

En función de los límites de rotación se evalúa el muro más crítico y se clasifica el desempeño.

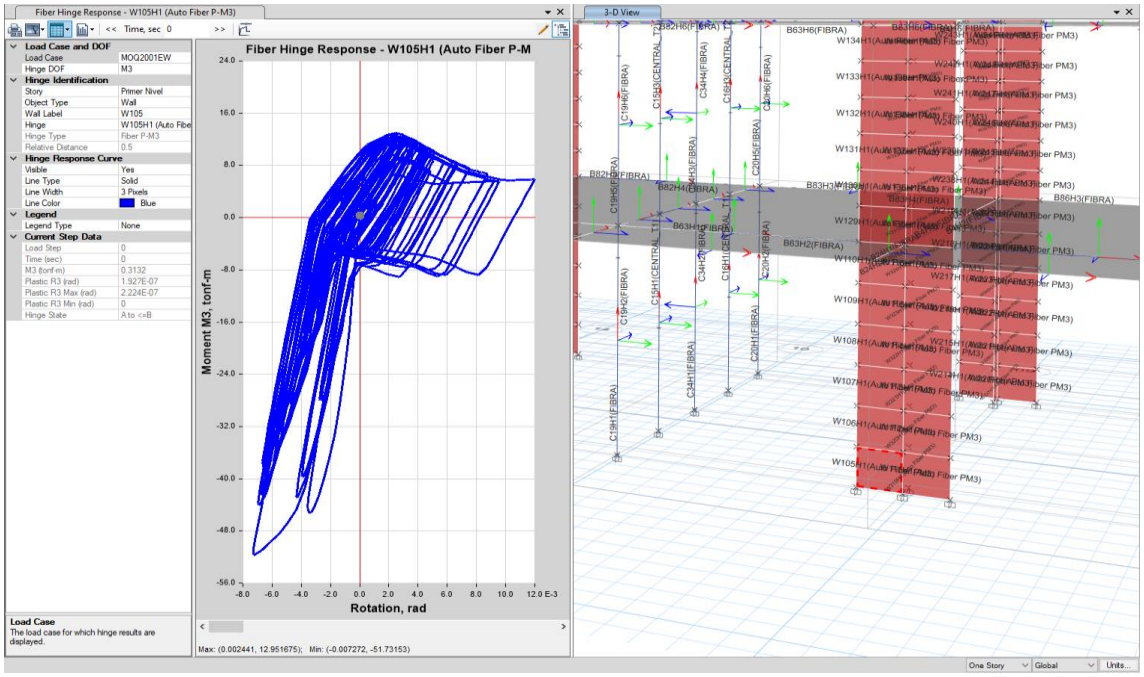


Figura 332. Modelo Chulucanas: Diagramas constitutivos del concreto y acero de refuerzo, visualizados del modelamiento no lineal de un muro, por el método de fibras en eje X

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa que la rotación es de 12/1000 y es superior a los 10.5/1000 del límite de resguardo de vida, por lo que el desempeño esperado sería de cercano al colapso en la dirección XX.

Por otro lado, se revisa el desempeño en el muro de albañilería confinada acorde al artículo 7.6.3 del ASCE 41-17 para elementos calibrados, donde se toman las siguientes consideraciones:

El límite de resguardo de vida es 0.75 veces la deformación en “C”, punto donde inicia la pérdida de rigidez.

El límite de ocupación inmediata es 0.67 veces el límite de deformación de resguardo de vida.

El límite de cercano al colapso se da en el punto “C” pero no es mayor que 0.75 veces el punto “E”, punto donde se da el colapso.

Lo anteriormente mencionado se puede visualizar desde la siguiente gráfica.

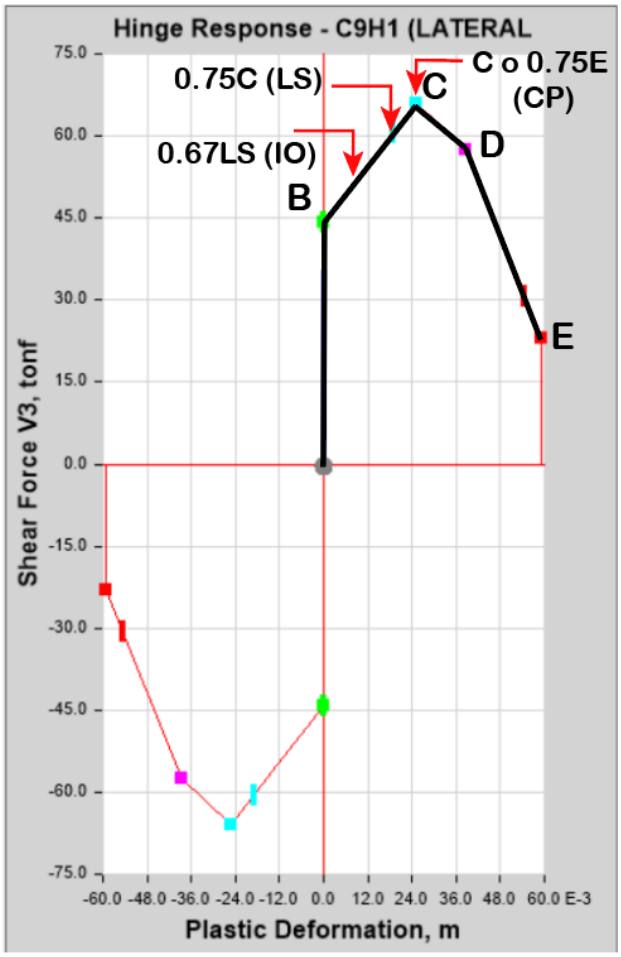


Figura 333. Límites de rotula según nivel de desempeño - Modelo Chulucanas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Se observa la rótula de albañilería en LIMA 66, donde el muro de albañilería estuvo más exigido.

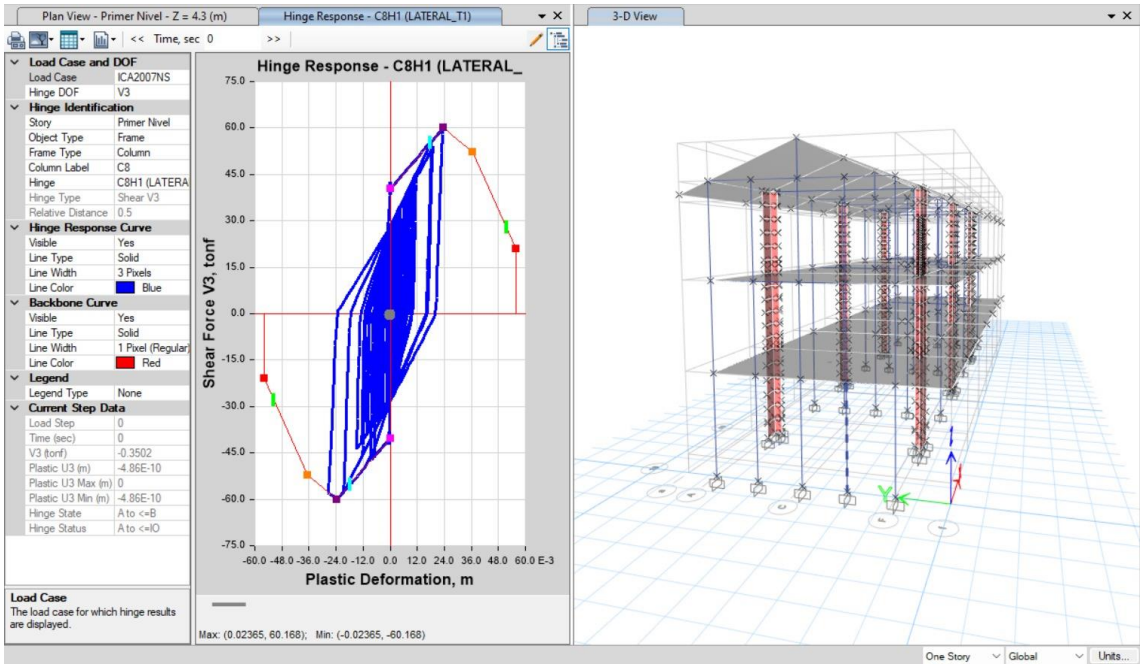


Figura 334. Rotula de muro critico de albañilería sismo ICA 2007 en dirección NS - Modelo Chulucanas

Nota: Captura pantalla Etabs vers. 2021

Acorde a las ecuaciones para los límites planteados anteriormente se obtiene los desplazamientos en específico para el cálculo de desempeño.

Tabla 148

Desplazamientos Limites según nivel de desempeño dirección YY – Modulo

Desempeño	Desplazamiento (mm)
IO	11.88
LS	17.74
CP	23.65

Nota: Elaboración propia

El desplazamiento máximo obtenido Ica 2007 es de 27.9mm, valor que supera el límite de cercano al colapso de 23.65mm, por lo que pertenecería al nivel de desempeño de colapso.

Por último, se muestran los resultados de desplazamiento inelásticos para todos los registros.

Tabla 149

Desplazamiento plástico según nivel de desempeño dirección YY – Modulo Chulucanas

Desempeño en la Dirección YY		
Registro	Desplazamiento plástico en muro de albañilería (mm)	Desempeño
Lima 66	22	CP
Moquegua 2001	25.8	C
Ica 2007	27.9	C
Máximo	**27.9**	**C**

Nota: Elaboración propia

Acorde a la norma peruana E030 el valor máximo es el asumido como respuesta del análisis no lineal tiempo historia, el cual pertenece al registro de Ica 2007 y un desempeño de colapso.

3.2 Discusión e interpretación de los resultados

3.2.1 Resumen de resultados del análisis modal espectral, no lineal estático y tiempo historia

Se resumen todas las comprobaciones realizadas mediante los diferentes análisis realizados:

Análisis modal espectral: En este análisis se ha revisado que se cumple con la deriva máxima permitida de 7/1000 en concreto armado y de 5/1000 en albañilería confinada, además se ha revisado el diseño de los muros de concreto armado por flexo-compresión y cortante. Por último, se ha hecho la revisión de los muros de albañilería confinada, por agrietamiento bajo sismo moderado y por corte bajo sismo severo.

Análisis no lineal estático: En este análisis se ha evaluado el desempeño acorde a SEAOC VISION 2000, curvas de fragilidad acorde a RISK-UE y ASCE 41-17.

Análisis no lineal tiempo historia por integración directa: En este análisis se ha evaluado la deriva máxima acorde a la norma E030 como 1.25 veces la deriva máxima permitida en el análisis modal espectral, además del desempeño acorde al ASCE 41-17.

Tabla 150

Resumen de Resultados de análisis sísmico en la dirección XX

Revisión de resultados del análisis sísmico en la dirección XX						
Edificio	Derivas E030	Revisión en Muros	Desempeño SEAOC VISION 2000	Estado de daño	Desempeño ASCE 41-17	Derivas ANLTH
CHULUCANAS	No cumple	Cumple C/F	Cercano al colapso	Extensivo	Cercano al colapso	No cumple
PAITA	Cumple	Cumple C/F	Ocupación inmediata	Moderado	Resguardo de vida	No cumple
PIURA	Cumple	Cumple C/F	Ocupación inmediata	Moderado	Resguardo de vida	Cumple
SECHURA	No cumple	No cumple F	Resguardo de vida	Extensivo	Cercano al colapso	No cumple
SULLANA	Cumple	Cumple C/F	Ocupación inmediata	Moderado	Resguardo de vida	Cumple

Nota: Elaboración propia

Tabla 151

Resumen de Resultados de análisis sísmico en la dirección YY

Revisión de resultados del análisis sísmico en la dirección YY						
Edificio	Derivas E030	Revisión en Muros	Desempeño SEAOC VISION 2000	Estado de daño	Desempeño ASCE 41-17	Derivas ANLTH
CHULUCANAS	Cumple	No cumple (alb)	Cercano al colapso	Extensivo	Cercano al colapso	No cumple
PAITA	Cumple	Cumple C/F	Ocupación inmediata	Moderado	Ocupación inmediata	No cumple
PIURA	Cumple	Cumple C/F	Completamente operativo	Moderado	Ocupación inmediata	Cumple
SECHURA	Cumple	No cumple C/F	Cercano al colapso	Extensivo	Cercano al colapso	No cumple
SULLANA	Cumple	No cumple (alb)	Resguardo de vida	Extensivo	Resguardo de vida	Cumple

Nota: Elaboración propia

De lo anterior se obtiene que los edificios de Chulucanas, Sechura y Sullana incumplirían con el desempeño esperado y por ello se estaría analizando principalmente para detectar los errores realizados en el diseño.

3.2.2 Planteamiento del error en la estructuración de los edificios con desempeño insuficiente

3.2.2.1 Edificio de Chulucanas

Respecto a la dirección XX se determina lo siguiente:

Se observa que el ancho entre columna y columna, para este edificio es de 5m, el cual es superior, en comparación, a los edificios que sí cumplen, con objetivo de desempeño sísmico, como Paita y Piura, donde este ancho es de 4.15m. Además, se observa que, en las columnas laterales, en el caso de Chulucanas, disminuye bastante el peralte respecto del ancho de las demás columnas, lo cual no sucede en los módulos de Paita y Piura, debido a estos detalles es que, en este colegio. se tiene un desempeño desfavorable.

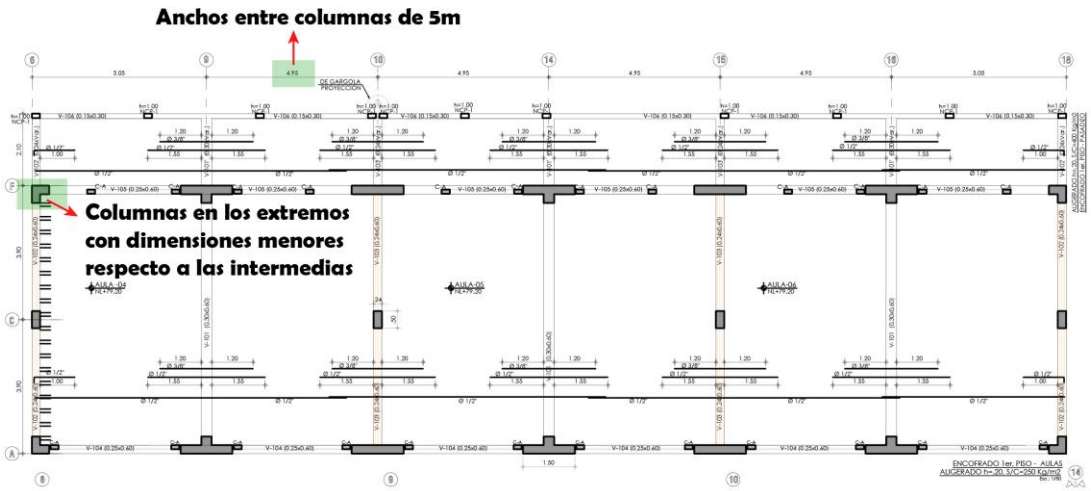


Figura 335. Planteamiento de mejora en estructuración en eje X – Edificio Chulucanas

Nota: Elaboración propia

Esta consideración hace notar que, el ancho entre columnas es una variable importante, al igual que las columnas en los extremos para el correcto desempeño de un colegio de 3 niveles.

Respecto a la dirección YY se determina lo siguiente:

Se observa que la rigidez elástica le permite cumplir con la norma E030, por derivas, sin embargo, al tener una resistencia por corte, insuficiente, se observa incumplimiento en el diseño. Además, en los análisis no lineales al considerar la capacidad por corte, se observa que el desempeño es cercano al colapso. Por ello, para una edificación de 3 niveles con 6

paños, de 5m, no es suficiente 4 muros de albañilería. Sería necesario considerar placas de concreto armado.

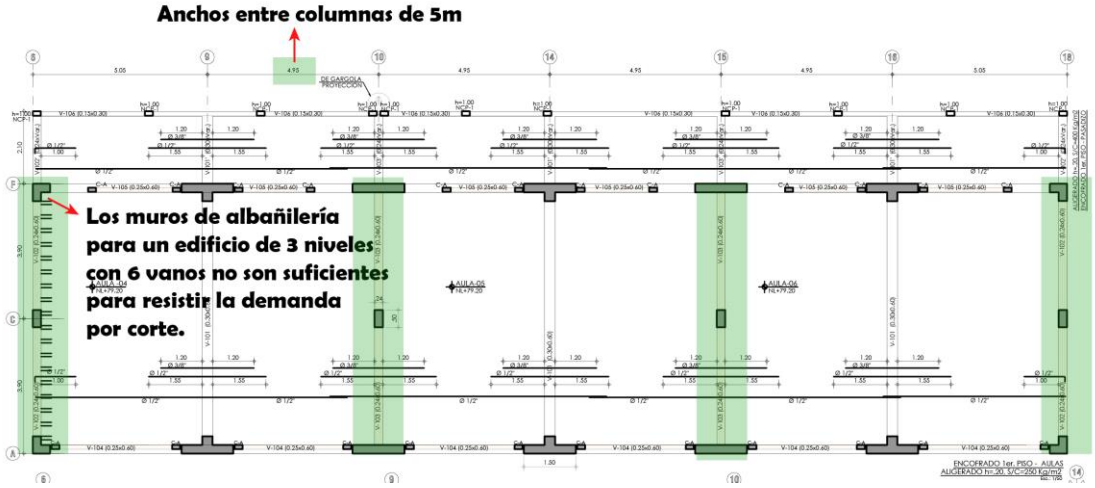


Figura 336. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Chulucanas

Nota: Elaboración propia

3.2.2.2 Edificio de Sechura

Respecto a la dirección XX se determina lo siguiente:

- Se observa que el peralte de las columnas es de 90cm, el cual es insuficiente para un colegio de 3 niveles, se pudo haber pensado que al tener menor separación entre columnas, se puede disminuir también de forma lineal el peralte de estas, sin embargo, el peralte es un parámetro que no es lineal y que influye la inercia de estos elementos en la rigidez lateral aproximadamente con una función cúbica, por lo que el aporte de 1 columna del doble de peralte no puede tener rigidez parecida a dos del peralte inicial. Por último, también se observa que, en los extremos se tienen columnas de menor peralte, de forma similar a Chulucanas.

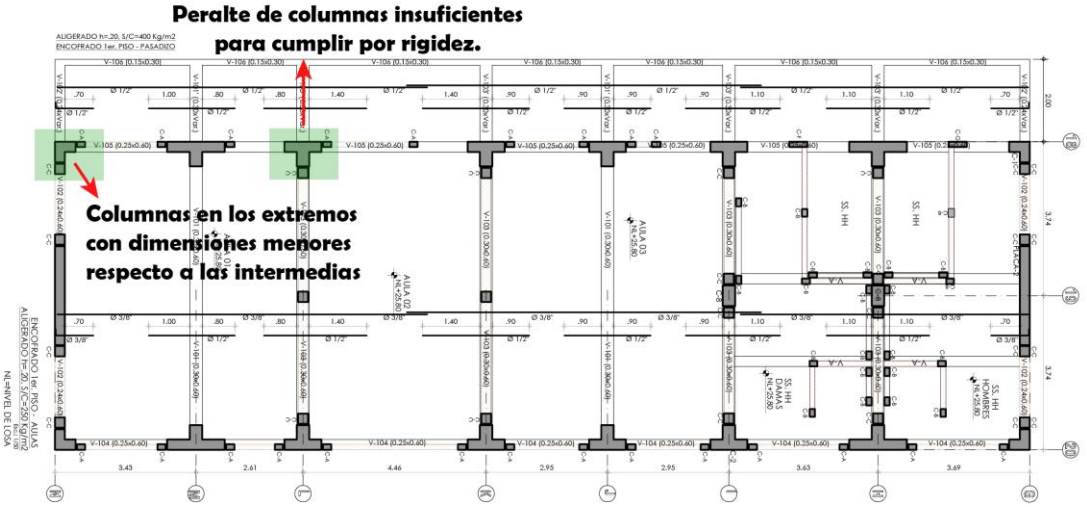


Figura 337. Planteamiento de mejora en estructuración en eje X – Edificio Sechura

Nota: Elaboración propia

Esta consideración hace notar que, a pesar de tener separación disminuida entre columnas, el peralte no puede verse disminuida con la misma tendencia, si no, de forma muy disminuida.

Respecto a la dirección YY se determina lo siguiente:

> Se observa que en esta dirección los elementos sismorresistentes son dos placas, las cuales son elementos que tienen mucha responsabilidad sísmica y dentro del diseño tienen amplificación por redundancia, al ser un edificio de 3 niveles no pueden soportar casi toda la carga sísmica del edificio, por lo que se necesitaría considerar probablemente dos placas largas o 4 con la misma longitud actual.

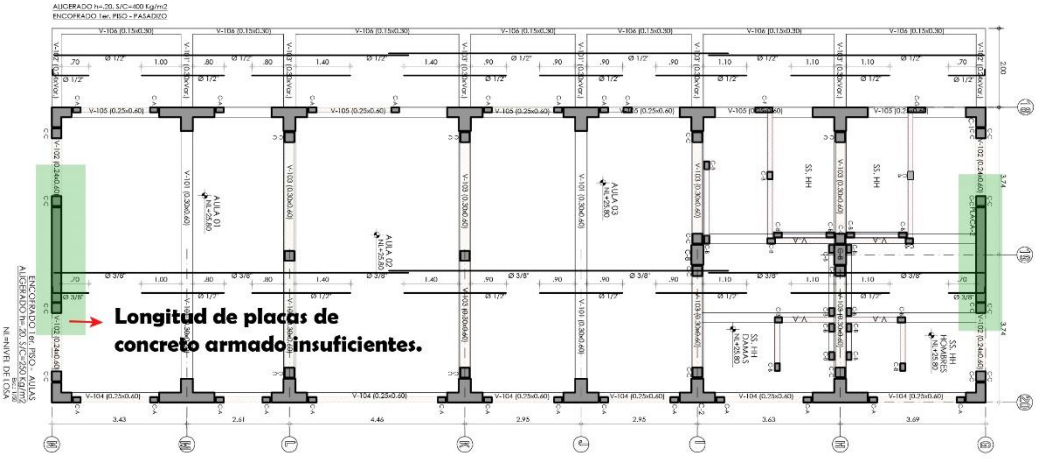


Figura 338. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Sechura

Nota: Elaboración propia

3.2.2.3 Edificio de Sullana

Respecto a la dirección YY se determina lo siguiente:

Se observa que la rigidez elástica le permite cumplir con la norma E030 por derivas, sin embargo, al tener una resistencia por corte insuficiente, se observa incumplimiento en el diseño. Además, en los análisis no lineales al considerar la capacidad por corte se observa que tiene un daño extensivo. Adicionalmente, al tener torsión en este caso, el muro que se encuentra solo tiene mayor exigencia que los demás y va a fallar primero que el resto. Por ello, para una edificación de 4 niveles con 5 paños de 4.3m no es suficiente 4 muros de albañilería. Sería necesario considerar placas de concreto armado.

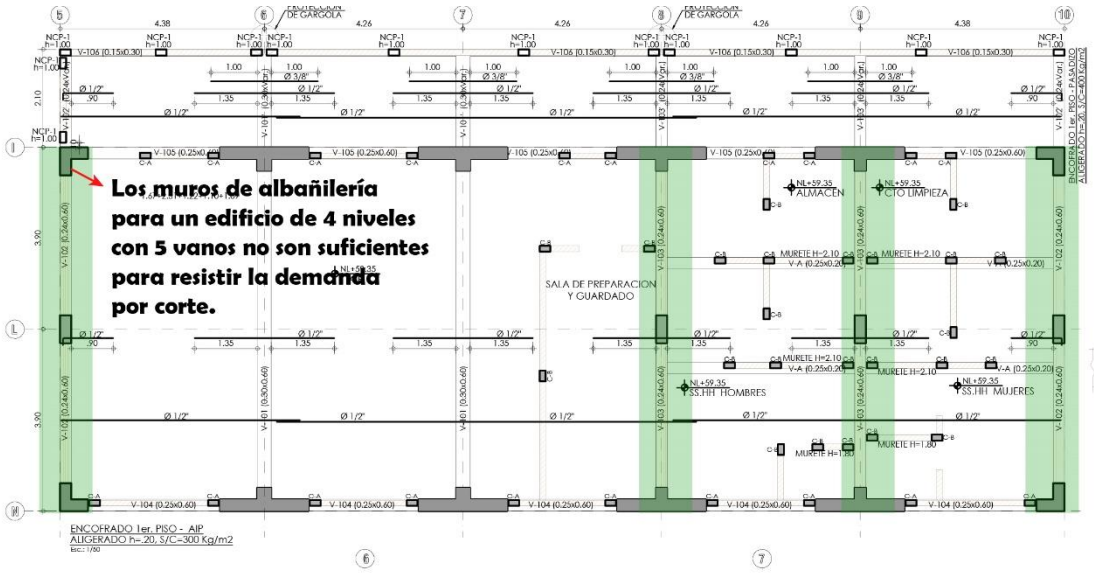


Figura 339. Planteamiento de mejora en estructuración en eje Y – Edificio Sullana

Nota: Elaboración propia

CAPITULO IV CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS DE INVESTIGACION FUTURAS

4.1 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, se puede concluir que:

En cuanto a la evaluación de las edificaciones educativas, se observó que tres de los cinco colegios analizados no cumplieron con el desempeño adecuado. Este análisis se basó en el cumplimiento de la deriva límite de 7/1000 conforme a la norma E030, la revisión de los muros de concreto o albañilería según las normas E060 y E070, y el desempeño de acuerdo con SEAOC. Además, se evaluaron los daños a través de curvas de fragilidad y el desempeño en términos de rotaciones según lo indicado en el ASCE 41-17.

Con base en los resultados de los análisis sísmicos realizados en ambas direcciones, se observó que los colegios que no cumplieron tal es el caso de Chulucanas, Sechura y Sullana con los criterios establecidos en la normativa peruana, como el diseño adecuado de los muros frente a flexo-compresión, corte, capacidad bajo cargas últimas, y el límite de deriva de 7/1000 según la norma E030, presentaron un desempeño deficiente en el análisis no lineal. En contraste, las estructuras que cumplieron tal es el caso de módulos de Paita y Piura con estos criterios en las evaluaciones estructurales demostraron un desempeño satisfactorio en los análisis realizados.

Para la selección de registros sísmicos, se consideraron diversos parámetros relevantes para el análisis no lineal tiempo-historia de los modelos estudiados. Entre estos parámetros se incluyeron la magnitud, las aceleraciones, velocidades y desplazamientos máximos en las direcciones EW y NS, así como las intensidades de Arias y el poder destructivo. Este enfoque permitió identificar los registros más críticos, representativos de eventos sísmicos de alta intensidad.

El desempeño global obtenido mediante la sectorización de la curva de capacidad, según el SEAOC VISION 2000, coincide en ocasiones con el desempeño evaluado bajo el ASCE 41-17. Sin embargo, en otros casos, muestra un nivel de desempeño más favorable. Esto sugiere que, en ciertas situaciones, el enfoque del SEAOC VISION 2000 podría sobreestimar la capacidad del edificio, ofreciendo un desempeño más favorable en comparación con la metodología del ASCE 41-17.

Los estados de daño calculados a partir de las curvas de fragilidad muestran que, cuando se alcanzan niveles de daño moderado, el desempeño estructural según el ASCE 41-17 corresponde a ocupación inmediata o resguardo de vida. En contraste, un estado de daño extensivo acorde a las curvas de fragilidad está asociado con un nivel de desempeño: cercano al colapso o colapso total acorde al ASCE 41-17. Esto proporciona un indicador útil y referencial para evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones, vinculando los niveles de daño con el desempeño estructural.

En las edificaciones educativas que cuentan con muros de concreto armado únicamente en los extremos, con dimensiones reducidas en comparación con la longitud total en dicha dirección, como se observa en Sechura, resulta insuficiente para disipar la demanda sísmica de un colegio de tres niveles con 7 vanos de aproximadamente 3.6 m de espaciamiento. Esto se debe principalmente a que dichos muros experimentan amplificaciones debido al criterio de redundancia según la norma E030, evidenciando deficiencias tanto por corte como por flexión.

Se observa en la dirección transversal (Y) de los colegios que presentan muros de albañilería confinada, debido a su arquitectura, en la cual se visualiza una distribución asimétrica de los muros, en los colegios de Chulucanas y Sullana de tres niveles no cumplieron estos muros la resistencia por corte.

En Chulucanas según análisis se tiene que, debido a que el espaciamiento entre vanos de la dirección más larga es amplio generando un mayor peso sísmico, reflejado en esfuerzos cortantes que excedían su capacidad. Por otro lado, en Sullana se observó que los muros de albañilería presentaban una disposición asimétrica. Esta asimetría generaba que uno de los muros se sobrecargara, superando ampliamente su capacidad. Esto evidencia la importancia de garantizar la simetría en el diseño y de considerar la incorporación de muros de concreto armado como propuesta de reforzamiento para equilibrar la simetría en el lado corto, lo cual debería contemplarse para el desempeño adecuado de la institución evaluada.

En la dirección longitudinal (X) de los módulos estudiados, donde predominan sistema estructural dual en los colegios de Chulucanas, Sechura y Sullana muestran un desempeño deficiente. Las dimensiones de las columnas planteadas son insuficientes, como en el caso de Sechura, donde de acuerdo a evaluación se

necesitaría incorporar reforzamiento en los lados extremos de los módulos. Esto podría reflejar una inadecuada estructuración. Este posible error de criterio estructural se evidencia en los módulos en Sullana y Chulucanas. Además, las columnas esquineras en los tres colegios presentan dimensiones reducidas respecto al resto, lo que compromete aún más la rigidez estructural.

4.2 Recomendaciones

Aunque este primer esfuerzo se ha centrado en el análisis de cinco instituciones educativas, es importante señalar que aún existen otros tipos de tipologías menos frecuentes que podrían presentar otros tipos de fallas y no han sido evaluadas en esta investigación. Entre estas se encuentran fallas complejas, como la falta de separación entre tabique y estructura, columnas cortas y otros aspectos que pueden influir significativamente en el desempeño estructural. Esto evidencia que aún hay más tipologías de colegios por analizar. Además de evaluar estos tipos de falla, sería pertinente incorporar variables como la calidad del suelo, la zona sísmica y los sistemas estructurales específicos de las distintas tipologías de colegios. De esta manera, este primer esfuerzo podría consolidarse como una base de datos útil para futuras investigaciones y aplicaciones prácticas.

Esta investigación ha evaluado el desempeño de distintas tipologías de colegios tanto en el rango lineal como no lineal, identificando aquellas que no logran un comportamiento adecuado. Como recomendación para futuras investigaciones, se sugiere plantear diversas intervenciones de reforzamiento estructural dirigidas a mejorar el desempeño de estas edificaciones esenciales y garantizar su funcionalidad ante eventos sísmicos.

En los modelos no lineales de las edificaciones, se recomienda considerar que tanto columnas como vigas se modelen como elementos tipo *frame* con plasticidad tipo fibra; los muros de corte como elementos tipo *shell* con plasticidad tipo fibra; y los muros de albañilería como elementos tipo *frame* con rótulas de corte y brazos rígidos. Durante la calibración de los muros de concreto armado, se evaluaron dos enfoques: *layered shell* y plasticidad tipo fibra. Si bien ambos enfoques mostraron curvas histeréticas similares, el modelo con plasticidad tipo fibra presentó una mayor similitud, especialmente en los últimos lazos histeréticos. Por lo tanto, se recomienda

que en futuras investigaciones se utilice la plasticidad tipo fibra para modelar elementos de concreto armado que trabajen predominantemente a flexión, debido a su mayor precisión en la representación del comportamiento no lineal.

Asimismo, se realizó la calibración para las rótulas de corte utilizadas en los muros de albañilería. En este caso, se recomienda el uso de rótulas concentradas tipo corte con parámetros previamente calibrados y ajustados para representar adecuadamente su comportamiento. De este modo, se sugiere emplear rótulas concentradas tipo corte para elementos de albañilería y plasticidad tipo fibra para elementos de concreto armado, garantizando una representación más confiable del comportamiento estructural en futuros estudios.

Se recomienda en el modelado para la interacción tabique-estructura, el modelo que más se asemeja, el cual es el de tipo rótula axial en un elemento tipo frame, el problema de este tipo de modelado es que la rótula está definida como rótula concentrada y en proyectos grandes puede carecer de convergencia. Por otro lado, el modelado con elementos tipo link y elementos tipo Shell Layer ofrece un equilibrio entre convergencia y capacidad de evidenciar la pérdida de resistencia en la interacción tabique-estructura.

Se recomienda que la información, sirva como base de datos, para la elaboración de procedimientos alternativos en base al análisis no lineal de edificaciones educativas y posibles proyectos de aprendizaje profundo.

4.3 Líneas de investigación futura

Se recomienda desarrollar la evaluación de desempeño en otras instituciones educativas para contar con una mayor data de información estadística a nivel nacional para contribuir con escenarios de vulnerabilidad de tipologías de edificaciones educativas.

Se recomienda desarrollar una base de datos enfocada en temas de costos de reparación para distintas tipologías de proyectos de infraestructura educativa a nivel nacional, al tener en cuenta el año de construcción inicial, criterios de diseño inicial y nivel de desempeño esperado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

American Concrete Institute. (1999). *ACI 318: Requisitos de reglamento para concreto estructural.* Michigan, Estados Unidos: American Concrete Institute.

Aguiar, Ricardo. (2003). *Análisis sísmico por desempeño* (1ª ed.). Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.

Alba, Fernando. (2005). *Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos* [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México].

Albarracín, Patricia., & Gallo, Eduardo. (2010). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].

Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vol. 1, ATC-40). California, Estados Unidos.

American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.* Reston, Virginia.

Albanesi, Tomás., Nuti, Claudio., & Vanzi, Iván. (2002). "State of the art of nonlinear static methods." *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, Reino Unido, Paper 602. Oxford: Elsevier Science.

Bertero, Víctor., Anderson, John., & Krawinkler, Helmut. (1997). *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake.* Report No. UCB/EERC-94/09. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Estados Unidos.

Bolaños, Tatiana. (2015). *Desempeño sismorresistente del edificio 4F de la Universidad Nacional de Cajamarca* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca].

Bonett, Ricardo. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios: Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña].

Borda, Luis., & Pastor, Alejandro. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].

Burgos, Mauricio. (2007). *Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño* [Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería].

Cabrera, Juan., & Sánchez, José. (2016). *Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440* [Tesis de pregrado, Universidad de Cuenca].

Calcina, Roberto. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal* [Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna].

Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency. (2005). *FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.* Washington, D.C.

Gálvez, Víctor. (2011). *Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo* [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].

Gonzales, Gabriel., Aguilar, Andrés., & Huaco, Gustavo. (2020). *Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology*, Buenos Aires, Argentina.

Hwang, Hung., & Lin, Yen-Wen. (2002). *Seismic loss assessment of Memphis city school buildings. Proceedings of the Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE).*

Mander, John., Priestley, Michael., & Park, Robert. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of Structural Engineering, 114*(8), 1804-1826.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma de diseño sismorresistente - E.030. Norma técnica de diseño sismorresistente.* Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060: Concreto armado. Reglamento Nacional de Edificaciones.* Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. Decreto Supremo Nº 010-2009 - VIVIENDA (08-05-2009).

Ministerio de Vivienda. (1970). *Nuevo Reglamento Nacional de Construcciones.* Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda y Construcción. (1977). *Norma de diseño sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones.* Oficina de Investigación y Normalización. Lima, Perú.

Molero, Benito. (2017, 21 de julio). *Teoría de vibraciones.* Femap y Simcenter Nastran. Recuperado el 25 de mayo de 2022, de https://iberisa.wordpress.com/2016/01/22/teoria-de-vibraciones/

Molero, Benito. (2017). *Teoría de vibraciones.* Femap y Simcenter Nastran.

Otani, Shunsuke. (1996). Recent developments in seismic design criteria in Japan. *Memorias de la 11th World Conference on Earthquake Engineering,* México. CD-ROM.

Oviedo, José., & Duque, Manuel. (2006). *Sistema de control de respuesta sísmica en edificaciones. Antioquia: Escuela de Ingeniería de Antioquia,* Vol. IX. 1794/1237.

Pérez, Manuel. (2011). *Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño para edificios de concreto reforzado* [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México].

Pietra, Daniel. (2008). *Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings* [Tesis de maestría, Università degli Studi di Pavia].

Priestley, Michael., & Kowalsky, Mark. (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 33*(4), 421-444.

Requena, Miguel., & Ayala, Guillermo. (2000). Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering,* Auckland, Nueva Zelanda.

Rivas, Mario., & Vásquez, Carlos. (2017). *Criterios técnicos orientados a la elaboración de un código de diseño sísmico utilizando la metodología por desempeño basado en el método de análisis por desplazamientos para sistemas de marcos de concreto reforzado* [Tesis de maestría en estructuras, Escuela de Posgrado, Universidad de El Salvador].

Santana, Ricardo. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada* [Tesis de maestría en ingeniería estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú].

Structural Engineers Association of California. (1995). *A framework for performance-based design.* Vision 2000 Committee.

ANEXO: MATRIZ DE CONSISTENCIA

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMICO DE TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES DE EDIFICACIONES EDUCATIVAS DISEÑADOS CON LA NORMA TÉCNICA PERUANA VIGENTE EN EL DEPARTAMENTO DE PIURA, 2023

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables e indicadores				Metodología
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variables	Dimensiones (subv.)	Indicadores		
					definición	medida	
			Variable Independiente V1				
			evaluación del desempeño sismico edificaciones educativas	Estructuras Duales y de muros de concreto armado , albañileria confinada	Dual	3-4 pisos	Tipo de investigación a) De acuerdo a la orientación: Investigación Aplicada b) De acuerdo a la técnica de contrastación: Explicativa c) De acuerdo con la direccionalidad :Prospectiva d) De acuerdo con el tipo de fuente de recolección de datos: Retrolectiva. e) De acuerdo con la evolución del fenómeno estudio: Transversal f) De acuerdo con la comparación de las poblaciones: Descriptiva. Diseño : La investigación es No Experimental,
					Muros de concreto armado	3-4 pisos	
					Albañileria confinada	3-4 pisos	
				Analisis No lineal	Analisis No lineal Estatico	Analisis Pushover	
					Analisis Dinamico No Lineal	AnalisisTiempo Historia	
¿Cuál es evaluación del desempeño sísmico de diferentes tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente en el departamento de Piura?	Evaluar el desempeño sísmico de principales tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente en el departamento de Piura	¿Es posible evaluar el desempeño sísmico de diferentes tipologías estructurales de edificaciones educativas diseñados con la norma técnica peruana vigente en el departamento de Piura mediante análisis no lineal ?.		Evaluacion estructural	Seguridad Estructural	*Confiabilidad.	
					Desempeño Objetivo de diseño	Aceptable/No aceptable	
				Metodos de Evaluacion Sismica Estructural	Metodologia ASCE 41-17.	Desplazamiento	
					SEAOC VISION 2000	Desplazamiento	
					RISK-UE	Estado de daño	
			Variable Dependiente V2				
			Comportamiento sismico	Niveles de desempeño	Ocupación Inmediata		
					Seguridad a la vida		
					Prevención del colapso		
				Intensidad de movimiento sísmicos	Niveles de sismo	Frecuente/Ocasional/Raro/Muy raro	
				Objetivo de desempeño	Ocupación/Importancia /Funcionalidad		