UNIVERSIDAD DEL AZUAY

# DEPARTAMENTO DE POSGRADOS

## Evaluación y reforzamiento sísmico de una estructura de hormigón armado de una institución educativa, mediante disipadores viscosos

**Maestría en Ingeniería Civil, Mención Estructuras Sismorresistentes - Versión 2**

**AUTOR**

**JESSICA TATIANA CHACÓN JIMBO**

**DIRECTOR**

**PABLO QUINDE MARTÍNEZ**

**Cuenca, Ecuador 2026**

**DEDICATORIA**

Dedico este trabajo, esfuerzo y recompensa, en primer lugar, a mí misma, por haber tomado la valiente decisión de ampliar mis conocimientos en un campo que siempre ha despertado mi interés y pasión. Este logro representa el fruto de mi compromiso y determinación por crecer personal y profesionalmente.

Asimismo, quiero dedicar esta tesis a mis padres, quienes han sido mi mayor fuente de inspiración a lo largo de la vida. Su constante incentivo, el amor incondicional y las herramientas que me han dado para enfrentar el mundo han sido fundamentales en mi camino. Su ejemplo de trabajo, honradez y rectitud me han enseñado que todo debe hacerse con esfuerzo y dedicación.

Este logro es también para mi esposo y mis hijos con la esperanza de que continúen sintiéndose orgullosos de mí. Este es un peldaño más en el camino que ustedes ayudaron a construir con tanto amor y dedicación.

**AGRADECIMIENTOS**

En este espacio quiero expresar mi agradecimiento sincero a todas las personas que han contribuido en la culminación de este importante logro académico.

En primer lugar, mi gratitud infinita a los profesores de la Maestría en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes de la Universidad del Azuay. Han compartido no solo sus conocimientos, sino también su pasión por este campo en el que coincidimos y al que dedicamos nuestro interés.

Un agradecimiento especial al Dr. Pablo Quinde Martínez, director de la maestría y también de este trabajo de tesis. Su vasto conocimiento, paciencia, y liderazgo han sido pilares fundamentales en este proceso. Su entrega desinteresada y su guía constante han marcado un camino claro hacia la culminación de esta etapa.

Mi más profundo agradecimiento a mi esposo Eddy, quien ha sido mi apoyo incondicional en los momentos más difíciles de este proceso. Su motivación constante, su preocupación por mi bienestar y su amor me han dado la fortaleza para seguir adelante. A mis amados hijos, Nicolás y Luciana, quienes con su comprensión, apoyo y muestras de cariño han llenado mis días de energía y alegría, incluso en los momentos de mayor demanda.

Finalmente, no puedo dejar de expresar mi gratitud al Ing. Mateo Villa, quien ha sido un excelente compañero durante esta maestría. Su apoyo, amistad y compromiso han sido clave en el desarrollo de este proyecto de tesis.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento, este logro no habría sido posible sin su acompañamiento.

**RESUMEN**

El presente trabajo evalúa el desempeño sísmico de una edificación educativa de hormigón armado ubicada en la ciudad de Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, Ecuador. El objetivo es analizar su comportamiento sísmico y proponer un reforzamiento estructural mediante disipadores de fluido viscoso. La metodología consiste en analizar la respuesta de la estructura mediante registros sísmicos representativos, considerando espectros de diseño asociados a períodos de retorno de 475 y 2475 años. Los resultados evidencian que el uso de disipadores viscosos no lineales mejora significativamente el control de derivas y aceleraciones, optimizando el desempeño sísmico de la estructura.

*Palabras Clave:* evaluación sísmica, desempeño sísmico, disipadores viscosos, reforzamiento estructural, análisis no lineal.

**ABSTRACT**

This study evaluates the seismic performance of an educational reinforced concrete building located in Gualaquiza canton, Morona Santiago Province, Ecuador. The objective is to analyze its seismic behavior and propose a structural strengthening solution using viscous fluid dampers. The methodology is based on nonlinear dynamic analyses using representative ground motion records and design spectra corresponding to return periods of 475 and 2475 years. The results show that the use of nonlinear viscous dampers significantly improves the control of interstory drifts and floor accelerations, enhancing the overall seismic performance of the structure.

*Keywords: seismic evaluation, seismic performance, viscous dampers, structural strengthening, nonlinear analysis*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA ..... II
AGRADECIMIENTOS ..... III
RESUMEN ..... IV
ABSTRACT ..... V
ÍNDICE DE CONTENIDO ..... VI
ÍNDICE TABLAS ..... IX
ÍNDICE DE FIGURAS ..... XIV
ANEXOS ..... XXII
1. INTRODUCCIÓN ..... 1
1.1 Justificación ..... 1
1.2 Alcance ..... 1
1.3 Objetivos ..... 2
1.3.1 Objetivo general: ..... 2
1.3.2 Objetivos específicos: ..... 2
2. DESCRIPCION Y MODELADO DEL CASO DE ESTUDIO ..... 3
2.1 Descripción del caso de estudio ..... 3
2.1.1 Datos geométricos ..... 5
2.2 Ensayos de campo: ..... 7
2.3 Modelado de la estructura ..... 7
2.3.1 Propiedades de los materiales ..... 7
2.3.2 Condiciones de carga ..... 8
2.3.3 Condiciones de apoyo ..... 9
2.3.4 Normativas y códigos de diseño ..... 9
2.3.5 Revisión normativa del diseño de elementos estructurales ..... 9
2.3.6 Software de modelado ..... 16
3. PELIGRO SÍSMICO Y EFECTOS DE SITIO ..... 18
3.1 Sismicidad en el Ecuador ..... 18
3.2 Peligro sísmico en la zona de estudio ..... 18
3.3 Espectros sísmicos ..... 19
3.3.1 Espectro de respuesta ..... 19
3.3.2 Espectro de peligro uniforme ..... 20
3.3.3 Espectro de diseño ..... 23
3.3.4 Espectro de diseño de sitio ..... 23
3.4 Acelerogramas de Diseño ..... 48
4. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA SIN REFORZAR ..... 51
4.1 Metodología de evaluación ..... 51
4.2 Modelado no lineal de la estructura en ETABS ..... 52
4.3 Análisis dinámico lineal (modal espectral) ..... 53

4.3.1 Modos de vibración ..... 54
4.3.2 Resultados para sismo de 475 años ..... 55
4.3.3 Resultados para sismo de 2475 años ..... 57
4.4 Análisis estático no lineal (pushover) ..... 60
4.4.1 Rotulas plásticas ..... 60
4.4.2 Punto de desempeño de la estructura sin reforzar ..... 85
4.4.3 Derivas de piso de la estructura sin reforzar ..... 102
4.5 Análisis no lineal dinámico de la estructura sin reforzar ..... 104
4.5.1 Derivas de piso en la estructura sin reforzar ..... 104
4.5.2 Aceleraciones de piso en la estructura sin reforzar ..... 106
4.5.3 Desplazamiento y derivas residuales en la estructura sin reforzar ..... 109
5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA ..... 110
5.1 Dispositivos viscosos ..... 111
5.1.1 Configuración de los dispositivos viscosos ..... 111
5.1.2 Tipos de dispositivos viscosos ..... 112
5.2 Metodología de implementación de los dispositivos viscosos ..... 114
5.2.1 Obtención del amortiguamiento objetivo ..... 114
5.2.2 Cálculo del coeficiente de amortiguamiento ..... 115
5.2.3 Cálculo de la diagonal requerida ..... 117
5.3 Configuración de dispositivos viscosos lineales ..... 121
5.4 configuración de dispositivos viscosos no lineales ..... 127
5.5 Evaluación de pórticos arriostrados ..... 128
5.5.1 Rótulas plásticas en columnas reforzadas ..... 131
5.6 Diseño de diagonales ..... 141
5.7 Análisis lineal estático y dinámico de la estructura reforzada ..... 143
5.7.1 modos de vibración ..... 143
5.7.2 Desplazamientos y derivas estáticas (espectro de 475 años ..... 145
5.7.3 Desplazamientos y derivas estáticas (espectro de 2475 años ..... 151
5.8 Análisis no lineal estático de la estructura reforzada ..... 157
5.8.1 Punto de desempeño para el espectro de 475 años ..... 157
5.8.2 Punto de desempeño para el espectro de 2475 años ..... 169
5.8.3 Derivas de piso para espectro de 475 años ..... 173
5.8.4 Derivas de piso para espectro de 2475 años ..... 177
5.9 Análisis no lineal dinámico de la estructura reforzada ..... 181
5.9.1 Derivas de piso para los espectros de 475 años ..... 181
5.9.2 Derivas de piso para los espectros de 2475 años ..... 188
5.9.3 Aceleraciones de piso para los espectros de 475 años ..... 194
5.9.4 Aceleraciones de piso para los espectros de 2475 años ..... 201
5.9.5 Desplazamientos residuales ..... 207
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS ..... 209

CONCLUSIONES ..... 216
BIBLIOGRAFÍA ..... 218

## ÍNDICE TABLAS

**Tabla 1** *Cargas vivas* ..... 8
**Tabla 2** Cargas permanentes ..... 8
**Tabla 3** *Geometría de la viga* ..... 10
**Tabla 4** *Refuerzo longitudinal superior de la viga* ..... 10
**Tabla 5** *Refuerzo longitudinal inferior de la viga* ..... 10
**Tabla 6** *Refuerzo transversal de la viga* ..... 11
**Tabla 7** *Momentos nominales y momentos probables positivos y negativos de la viga* ..... 11
**Tabla 8** *Cortante de la viga* ..... 11
**Tabla 9** *Cálculo del acero longitudinal máximo y mínimo en vigas Espaciamiento del refuerzo Longitudinal* ..... 12
**Tabla 10** *Momentos resistentes* ..... 14
**Tabla 11** *Momentos últimos de la viga* ..... 14
**Tabla 12** *Geometría de la columna* ..... 15
**Tabla 13** *Refuerzo longitudinal de la columna* ..... 16
**Tabla 14** *Refuerzo transversal de la columna* ..... 16
**Tabla 15** *Señales Sísmicas Seleccionadas* ..... 26
**Tabla 16** *Correcciones Realizadas en Señales Sísmicas* ..... 27
**Tabla 17** Perfil del suelo ..... 36
**Tabla 18** *Parámetros del espectro de diseño de la NEC-15 para TR = 475 años* ..... 43
**Tabla 19** *Parámetros del espectro de diseño elástico según NEC-15 para TR = 2475 años* ..... 45
**Tabla 20** *Parámetros del espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 475 años* .. 46
**Tabla 21** *Parámetros del espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 2475 años* 47
**Tabla 22** *Escalado Lineal para espectros de 475 Años* ..... 49
**Tabla 23** Escalado Lineal para espectros de 2475 Años ..... 49
**Tabla 24** *Escenarios de amenaza sísmica considerados* ..... 51
**Tabla 25** *Propiedades del concreto ingresadas en el modelo ETABS* ..... 52
**Tabla 26** Propiedades del acero ingresadas a modelo de ETABS ..... 53
**Tabla 27** *Modos de Vibración de la Estructura Sin Reforzar* ..... 54
**Tabla 28** Periodo de vibración estático nec (2015) ..... 55
**Tabla 29** Periodo de Vibración Estático Teórico NEC (2015) ..... 55
**Tabla 30** *Parámetros para vigas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)* ..... 66
**Tabla 31** *Parámetros para columnas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)* ..... 68
**Tabla 32** *Parámetros de selección de condición de rótula plástica en columnas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)* ..... 69
**Tabla 33** *Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 30x40cm* ..... 70
**Tabla 34** Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 30x40cm ..... 70
**Tabla 35** *Diseño de Rótula en Viga de 30x40cm* ..... 71
**Tabla 36** *Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 25x30cm* ..... 71

**Tabla 37** Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 25x30cm ..... 72
**Tabla 38** *Diseño de Rótula en Viga de 25x30cm* ..... 73
**Tabla 39** *Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 30x30cm* ..... 73
**Tabla 40** *Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 30x30cm* ..... 74
**Tabla 41** *Diseño de Rótula en Viga de 30x30cm* ..... 74
**Tabla 42** *Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 75
**Tabla 43** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 75
**Tabla 44** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 76
**Tabla 45** *Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 77
**Tabla 46** *Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 77
**Tabla 47** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 77
**Tabla 48** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 78
**Tabla 49** *Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 79
**Tabla 50** *Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 79
**Tabla 51** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 79
**Tabla 52** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 80
**Tabla 53** *Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 81
**Tabla 54** *Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 81
**Tabla 55** Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y ..... 81
**Tabla 56** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 82
**Tabla 57** *Diseño de Rótula Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 83
**Tabla 58** *Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x30cm* ..... 83
**Tabla 59** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x30cm* ..... 83
**Tabla 60** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x30cm* ..... 84
**Tabla 61** *Diseño de Rótula en Columna de 30x30cm* ..... 85
**Tabla 62** *Cálculo de Coeficiente Co ASCE 41 (2013)* ..... 86
**Tabla 63** *Cálculo de Coeficiente Cm ASCE 41 (2013)* ..... 87
**Tabla 64** *Análisis Bilineal. Dir:X* ..... 88
**Tabla 65** *Análisis Bilineal. Dir:X* ..... 88
**Tabla 66** *Límites de Desempeño 475 Años. Dir:X* ..... 89
**Tabla 67** *Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:X* ..... 89
**Tabla 68** *Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:X* ..... 90
**Tabla 69** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:X* ..... 90
**Tabla 70** *Análisis Bilineal Corregido. Dir:X* ..... 90
**Tabla 71** *Análisis Bilineal Corregido. Dir:X* ..... 90
**Tabla 72** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Dir:X* ..... 91
**Tabla 73** *Análisis Bilineal. Dir:Y* ..... 92
**Tabla 74** Análisis Bilineal. Dir:Y ..... 92
**Tabla 75** Límites de Desempeño 475 Años. Dir:X ..... 93
**Tabla 76** *Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:Y* ..... 93

**Tabla 77** *Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:Y* ..... 94
**Tabla 78** Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:Y ..... 94
**Tabla 79** *Análisis Bilineal Corregido. Dir:Y* ..... 94
**Tabla 80** *Análisis Bilineal Corregido. Dir:Y* ..... 95
**Tabla 81** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Dir:Y* ..... 95
**Tabla 82** *Análisis Bilineal. Dir:X* ..... 96
**Tabla 83** *Análisis Bilineal. Dir:X* ..... 96
**Tabla 84** *Límites de Desempeño 2475 Años. Dir:X* ..... 97
**Tabla 85** *Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:X* ..... 97
**Tabla 86** *Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:X* ..... 98
**Tabla 87** Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:X ..... 98
**Tabla 88** *Análisis Bilineal. Dir:Y* ..... 99
**Tabla 89** Análisis Bilineal. Dir:Y ..... 99
**Tabla 90** Límites de Desempeño 2475 Años. Dir:Y ..... 100
**Tabla 91** *Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:Y* ..... 100
**Tabla 92** *Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:Y* ..... 101
**Tabla 93** Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:Y ..... 101
**Tabla 94** *Desplazamientos y Derivas Residuales en el Espectro de 475 Años* ..... 109
**Tabla 95** *Desplazamientos y Derivas Residuales en el Espectro de 2475 Años* ..... 109
**Tabla 96** Factor de Corrección COD. Tomado de Terán y Virto (2009) ..... 114
**Tabla 97** Factor de Corrección a. Tomado de Terán y Virto (2009) ..... 115
**Tabla 98** Niveles de Desempeño Objetivo ..... 121
**Tabla 99** Condiciones de Desempeño en Estructura Sin Reforzar. Espectro de 475 Años 122
**Tabla 100** *Dimensionamiento del Pórtico Arriostrado* ..... 122
**Tabla 101** *Desplazamientos de Azotea* ..... 122
**Tabla 102** *Corrección Desplazamiento de Azotea (475 Años)* ..... 122
**Tabla 103** Factor de Reducción de Amortiguamiento ..... 123
**Tabla 104** Porcentaje de Amortiguamiento Requerido (475 Años) ..... 124
**Tabla 105** *Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X* ..... 125
**Tabla 106** Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X ..... 125
**Tabla 107** Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X ..... 126
**Tabla 108** Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y ..... 126
**Tabla 109** Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y ..... 126
**Tabla 110** Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y ..... 126
**Tabla 111** Configuración de Dispositivos No Lineales Dirección X ..... 127
**Tabla 112** Configuración de Dispositivos No Lineales Dirección Y ..... 127
**Tabla 113** *Cargas Máximas en la Dirección X* ..... 128
**Tabla 114** *Cargas Máximas en la Dirección X* ..... 128
**Tabla 115** *Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* .. 131

**Tabla 116** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 131
**Tabla 117** Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X ... 132
**Tabla 118** *Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 133
**Tabla 119** *Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* .. 133
**Tabla 120** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 133
**Tabla 121** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ... 134
**Tabla 122** *Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 135
**Tabla 123** *Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* .. 135
**Tabla 124** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 135
**Tabla 125** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ... 136
**Tabla 126** *Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 137
**Tabla 127** *Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* .. 137
**Tabla 128** *Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 137
**Tabla 129** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ... 138
**Tabla 130** *Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 139
**Tabla 131** *Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x30cm.* ..... 139
**Tabla 132** Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x30cm. ..... 139
**Tabla 133** *Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x30cm* ..... 140
**Tabla 134** *Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x30cm* ..... 141
**Tabla 135** *Perfiles para Diseño de Diagonal* ..... 141
**Tabla 136** *Revisión de Esbeltez* ..... 141
**Tabla 137** *Revisión de Ductilidad* ..... 142
**Tabla 138** *Revisión de Resistencia a Compresión Dir_X* ..... 142
**Tabla 139** *Revisión de Resistencia a Compresión Dir_Y* ..... 143
**Tabla 140** *Revisión de Resistencia a Tracción* ..... 143
**Tabla 141** *Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos Lineales* 144
**Tabla 142** *Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos No Lineales* $\alpha$ *= 0.4* ..... 144
**Tabla 143** *Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos No Lineales* $\alpha$ *= 0.2* ..... 145
**Tabla 144** *Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X* ..... 157
**Tabla 145** *Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X* ..... 158
**Tabla 146** *Límites de Desempeño Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 158
**Tabla 147** *Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 159
**Tabla 148** *Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 159

**Tabla 149** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Est. Reforzada. Viscoso Lineal* Dir:X. ..... 159
**Tabla 150** *Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 159
**Tabla 151** *Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 160
**Tabla 152** Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X. ..... 160
**Tabla 153** *Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 161
**Tabla 154** *Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 161
**Tabla 155** Límites de Desempeño Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y. ..... 162
**Tabla 156** *Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 162
**Tabla 157** *Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 163
**Tabla 158** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 163
**Tabla 159** *Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 163
**Tabla 160** *Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y.* ..... 163
**Tabla 161** *Coeficiente Cm, C1, C2 y Desp. Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y* ..... 164
**Tabla 162** *Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos Lineales (475 Años)* ..... 207
**Tabla 163** Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos Lineales (2475 Años) ..... 207
**Tabla 164** *Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)* ..... 207
**Tabla 165** *Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)* ..... 208
**Tabla 166** *Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)* ..... 208
**Tabla 167** *Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)* ..... 208

## ÍNDICE DE FIGURAS

**Figura 1** *Ubicación del colegio de bachillerato Gualaquiza* ..... 3
**Figura 2** *Vista frontal del "Colegio de Bachillerato Gualaquiza". Bloque 1 analizado* ..... 4
**Figura 3** Plano de la planta baja del "Colegio de Bachillerato Gualaquiza" ..... 4
**Figura 4** *Vista en planta de la edificación* ..... 5
**Figura 5** *Sección de la columna Tipo 1* ..... 6
**Figura 6** *Sección de la viga Tipo 1* ..... 6
**Figura 7** Detalle de la cadena ..... 7
**Figura 8** *Sección transversal de la viga incluye detalle del refuerzo* ..... 10
**Figura 9** *Sección transversal de la columna, incluido el refuerzo* ..... 15
**Figura 10** *Vista en planta del modelo. Primera planta alta, elaborado con ETABS* ..... 17
**Figura 11** Vista 3D del modelo, elaborado con ETABS ..... 17
**Figura 12** *Construcción del espectro de respuesta a partir de un registro símico* ..... 20
**Figura 13** *Curva de peligro sísmico para la provincia de Morona Santiago-Macas* ..... 21
**Figura 14** *Espectros de Peligro Uniforme (EPU) y Espectros Normativos NEC 2011 para Morona Santiago - Macas.* ..... 22
**Figura 15** *Espectros de Peligro Uniforme para Gualaquiza con Periodos de Retorno de 475 y 2475 Años.* ..... 22
**Figura 16** *Construcción del espectro de diseño mediante la envolvente del percentil 84 a partir varios espectros de respuesta individuales.* ..... 24
**Figura 17** *Espectro de diseño parametrizado* ..... 25
**Figura 18** Registro sísmico 1 Sin Corregir. Velocidad ..... 27
**Figura 19** *Registro sísmico 1 Corregida. Velocidad* ..... 27
**Figura 20** *Señal Sísmica Corregida 1* ..... 29
**Figura 21** *Señal Sísmica Corregida 2* ..... 29
**Figura 22** *Señal Sísmica Corregida 3* ..... 29
**Figura 23** *Señal Sísmica Corregida 4* ..... 29
**Figura 24** *Señal Sísmica Corregida 5* ..... 29
**Figura 25** *Señal Sísmica Corregida 6* ..... 29
**Figura 26** *Señal Sísmica Corregida 7* ..... 29
**Figura 27** *Señal Sísmica Corregida 8* ..... 29
**Figura 28** *Señal Sísmica Corregida 9* ..... 30
**Figura 29** *Señal Sísmica Corregida 10* ..... 30
**Figura 30** *Señal Sísmica Corregida 11* ..... 30
**Figura 31** *Espectro de Peligro Uniforme ingresado a SeismoMatch.* ..... 31
**Figura 32** *Espectros de Desplazamiento. Registro sísmico 8 (475 Años) – estaciones PB12 y PSGCX.* ..... 31
**Figura 33** *Espectros de desplazamiento. Registro Sísmico 9 (475 años) – estaciones MT01 y C083.* ..... 32
**Figura 34** *Espectros de desplazamiento y aceleración. Registro sísmico 6 (475 años).* ..... 33

**Figura 35** *Espectros de aceleración de los registros sísmicos sin escalar (475 años).* ..... 34
**Figura 36** *Espectros de aceleración de los registros sísmicos escalados (475 años).* ..... 34
**Figura 37** Espectros de aceleración de los registros sísmicos sin escalar (2475 años). ..... 35
**Figura 38** *Espectros de aceleración de los registros sísmicos escalados (2475 años)* ..... 35
**Figura 39** *Perfil del suelo: Velocidad vs Profundidad* ..... 36
**Figura 40** *Función de Transferencia obtenida para el perfil del sitio* ..... 37
**Figura 41** *Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica). Dirección EW*..... 38
**Figura 42** *Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica) (2475 Años). Dirección EW*..... 38
**Figura 43** *Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica). Dirección NS*..... 39
**Figura 44** *Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica) (2475 Años). Dirección NS* ..... 39
**Figura 45** *Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (475 Años). Dirección EW* ..... 40
**Figura 46** *Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (475 Años). Dirección NS* ..... 40
**Figura 47** *Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (2475 Años). Dirección EW* ..... 41
**Figura 48** *Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (2475 Años).* Dirección NS ..... 41
**Figura 49** *Media Geométrica del percentil 50 los Espectros de Respuesta (475 Años).* ..... 42
**Figura 50** *Media Geométrica del percentil 50 de los Espectros de Respuesta (2475 Años)* 42
**Figura 51** Representación esquemática del espectro elástico trilineal según NEC-15 ..... 43
**Figura 52** *Espectro elástico de diseño para TR = 475 años según la NEC-15* ..... 44
**Figura 53** *Curva de peligro sísmico Macas, Fuente (NEC SE DS, 2015)* ..... 44
**Figura 54** *Espectro elástico de diseño para TR = 2475 años según la NEC-15* ..... 45
**Figura 55** *Espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 475 años.*..... 47
**Figura 56** *Espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 2475 años*..... 48
**Figura 57** *Espectro de la Señal Sísmica 6 Escalada* ..... 50
**Figura 58** *Modelo del concreto confinado y no confinado que representa el diagrama esfuerzo – deformación* ..... 52
**Figura 59** *Curva esfuerzo – deformación monotónica para acero de refuerzo* ..... 53
**Figura 60** *Desplazamiento Estático Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)* ..... 56
**Figura 61** *Deriva Estática Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)* ..... 56
**Figura 62** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)* ..... 57
**Figura 63** *Deriva Dinámica Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*..... 57
**Figura 64** *Desplazamiento Estático Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)* ..... 58
**Figura 65** *Deriva Estática Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)* ..... 58
**Figura 66** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)* ..... 59
**Figura 67** *Deriva Dinámica Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)*..... 59

**Figura 68** *Sección transformada y estado de agrietamiento* ..... 61
**Figura 69** *Estado de fluencia* ..... 63
**Figura 70** *Resistencia ultima* ..... 64
**Figura 71** *Representación de Rótulas según el Código ASCE 41 (2013)* ..... 66
**Figura 72** Diagrama Momento Curvatura de Viga de 30x40cm ..... 70
**Figura 73** *Rótulas Plástica en Viga de 30x40cm* ..... 71
**Figura 74** *Diagrama Momento Curvatura de Viga de 25x30cm* ..... 72
**Figura 75** *Rótulas Plástica en Viga de 25x30cm* ..... 73
**Figura 76** *Diagrama Momento Curvatura de Viga de 30x30cm* ..... 74
**Figura 77** *Rótulas Plástica en Viga de 30x30cm* ..... 75
**Figura 78** Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X ..... 76
**Figura 79** *Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 77
**Figura 80** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 78
**Figura 81** *Rótulas Plástica Columna de 30x40cm. DirY-Y* ..... 79
**Figura 82** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 80
**Figura 83** *Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X* ..... 81
**Figura 84** Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y ..... 82
**Figura 85** Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y ..... 83
**Figura 86** Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x30cm. ..... 84
**Figura 87** *Rótulas Plástica en Columna de 30x30cm* ..... 85
**Figura 88** Método de Coeficientes en Curva de Capacidad ASCE 41 (2013) ..... 85
**Figura 89** *Límites de Desempeño en Curva de Capacidad SEAOC (1995)* ..... 86
**Figura 90** *Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 475 Años. Dir:X* ..... 89
**Figura 91** *Desplazamiento Objetivo para Espectro de 475 Años. Dir:X* ..... 91
**Figura 92** *Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 475 Años. Dir:Y* ..... 93
**Figura 93** *Desplazamiento Objetivo para Espectro de 475 Años. Dir:Y* ..... 95
**Figura 94** Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 2475 Años. Dir:X ..... 97
**Figura 95** *Desplazamiento Objetivo para Espectro de 2475 Años. Dir:X* ..... 98
**Figura 96** Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 2475 Años. Dir:Y ..... 100
**Figura 97** Desplazamiento Objetivo para Espectro de 2475 Años. Dir:Y ..... 101
**Figura 98** *Deriva de Piso para Espectro de 475 Años. Dir:X* ..... 102
**Figura 99** *Deriva de Piso para Espectro de 475 Años. Dir:Y* ..... 102
**Figura 100** *Deriva de Piso para Espectro de 2475 Años. Dir:X* ..... 103
**Figura 101** *Deriva de Piso para Espectro de 2475 Años. Dir:Y* ..... 103
**Figura 102** Deriva de Piso para Espectro de 475 años. Dir:X ..... 104
**Figura 103** Deriva de Piso para Espectro de 475 años. Dir:Y ..... 105
**Figura 104** *Deriva de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:X* ..... 105
**Figura 105** *Deriva de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:Y* ..... 106
**Figura 106** *Aceleraciones de Piso para Espectro de 475 años. Dir:X* ..... 107
**Figura 107** Aceleraciones de Piso para Espectro de 475 años. Dir:Y ..... 107

**Figura 108** Aceleraciones de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:X ..... 108
**Figura 109** Aceleraciones de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:Y ..... 108
**Figura 110** Comparativa de Edificios con y sin Disipadores Viscosos. Tomado de CCHC (2011) ..... 111
**Figura 111** Componente de un Dispositivo Viscoso. Tomado de Makris y Constantinou (2015). ..... 111
**Figura 112** Configuración de los Dispositivo Viscoso. Tomado de Whittaker y Constantinou (2004). ..... 112
**Figura 113** *Variación en Dispositivos Lineales y No lineales. Tomado de Villareal y Oviedo (2009)* ..... 112
**Figura 114** *Variación en Dispositivos Lineales y No lineales. Tomado de Álvarez et al. (2023)* ..... 113
**Figura 115** Espectro de Desplazamientos para diferentes Amortiguamientos. Tomado de Bono (2011) ..... 115
**Figura 116** Factor K. Tomado de AISCE 360 (2019) ..... 118
**Figura 117** Cálculo de Elementos de Alta y Moderada Ductilidad. Tomado de AISCE 360 (2019) ..... 119
**Figura 118** Coeficientes de Ry y Rt para Diferentes Tipos de Acero. Tomado de AISCE 360 (2019) ..... 120
**Figura 119** Espectros de Desplazamiento Elástico de 475 Años ..... 123
**Figura 120** *Implementación de Dispositivos Viscosos Planta Baja y 1ra Planta Alta* ..... 124
**Figura 121** Implementación de Dispositivos Viscosos 2da Planta Alta ..... 124
**Figura 122** *Carga Axial Máxima del Dispositivo Viscoso* ..... 128
**Figura 123** *Detalles de Columnas Reforzadas* ..... 129
**Figura 124** Detalles de Columnas Reforzadas ..... 130
**Figura 125** *Comparativa de la Estructura con Placas de Acero – Dirección: X* ..... 130
**Figura 126** Comparativa de la Estructura con Placas de Acero – Dirección: Y ..... 131
**Figura 127** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* . 132
**Figura 128** *Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 133
**Figura 129** Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y . 134
**Figura 130** *Rótulas Plástica Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 135
**Figura 131** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* . 136
**Figura 132** *Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X* ..... 137
**Figura 133** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* . 138
**Figura 134** *Rótulas Plástica Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y* ..... 139
**Figura 135** *Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x30cm* ..... 140
**Figura 136** *Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x30cm* ..... 141
**Figura 137** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)* ..... 145
**Figura 138** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)* ..... 146
**Figura 139** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)* ..... 146

**Figura 140** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)* ..... 147
**Figura 141** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)* . 147
**Figura 142** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)* 148
**Figura 143** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*..... 148
**Figura 144** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)* ..... 149
**Figura 145** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)* . 149
**Figura 146** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)* 150
**Figura 147** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*..... 150
**Figura 148** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)* ..... 151
**Figura 149** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*..... 151
**Figura 150** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*..... 152
**Figura 151** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)* ..... 152
**Figura 152** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)* ..... 153
**Figura 153** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)* 153
**Figura 154** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)* ..... 154
**Figura 155** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*..... 154
**Figura 156** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)* ..... 155
**Figura 157** *Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)* 155
**Figura 158** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)* ..... 156
**Figura 159** *Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*..... 156
**Figura 160** *Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)* ..... 157
**Figura 161** *Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.* ..... 158
**Figura 162** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*..... 160
**Figura 163** Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y ..... 162
**Figura 164** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*..... 164
**Figura 165** *Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*... 165
**Figura 166** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*..... 165
**Figura 167** *Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:Y.*.. 166
**Figura 168** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*..... 166
**Figura 169** *Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X.*.. 167
**Figura 170** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X*..... 167
**Figura 171** *Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y.*.. 168
**Figura 172** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y*..... 169
**Figura 173** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X*..... 170
**Figura 174** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*..... 170
**Figura 175** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 04 Dir:X*..... 171
**Figura 176** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:Y*..... 171
**Figura 177** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X*..... 172

**Figura 178** *Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y* ..... 172
En la **Figura 179**, la línea continua representa las derivas de piso de la estructura reforzada con dispositivos viscosos lineales, mientras que la línea negra entrecortada corresponde a la estructura sin reforzar, utilizada como referencia. La comparación de ambas curvas permite identificar de forma directa el efecto del reforzamiento en la reducción de las derivas de piso para el espectro de diseño de 475 años, en la dirección X ..... 173
**Figura 180** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*..... 173
**Figura 181** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*..... 174
**Figura 182** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X* ..... 175
**Figura 183** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y* ..... 175
**Figura 184** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X* ..... 176
**Figura 185** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y* ..... 176
**Figura 186** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*..... 177
**Figura 187** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*..... 178
**Figura 188** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X* ..... 179
**Figura 189** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y* ..... 179
**Figura 190** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X* ..... 180
**Figura 191** *Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y* ..... 180
**Figura 192** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (475 Años)* 181
**Figura 193** Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (475 Años) 182
**Figura 194** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (475 Años)* ..... 182
**Figura 195** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (475 Años)* ..... 183
**Figura 196** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (475 Años)* ..... 183
**Figura 197** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (475 Años)* ..... 184
**Figura 198** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (475 Años)* ..... 184
**Figura 199** Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (475 Años) ..... 185
**Figura 200** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (475 Años)* ..... 186
**Figura 201** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (475 Años)* ..... 186
**Figura 202** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (475 Años)* ..... 187
**Figura 203** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (475 Años)* ..... 187

**Figura 204** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (2475 Años)* ..... 188
**Figura 205** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (2475 Años)* ..... 189
**Figura 206** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (2475 Años)* ..... 189
**Figura 207** Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (2475 Años) ..... 190
**Figura 208** Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (2475 Años) ..... 190
**Figura 209** Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (2475 Años) ..... 191
**Figura 210** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (2475 Años)* ..... 191
**Figura 211** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (2475 Años)* ..... 192
**Figura 212** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (2475 Años)* ..... 192
**Figura 213** *Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (2475 Años)* ..... 193
**Figura 214** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (2475 Años)* ..... 193
**Figura 215** *Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (2475 Años)* ..... 194
**Figura 216** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X* ..... 195
**Figura 217** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y* ..... 195
**Figura 218** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X* ..... 196
**Figura 219** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y* ..... 196
**Figura 220** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*.... 197
**Figura 221** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*.... 197
**Figura 222** Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X ..... 198
**Figura 223** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y* ..... 198
**Figura 224** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*.... 199
**Figura 225** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*.... 199
**Figura 226** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X* ..... 200

**Figura 227** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y* ..... 200
**Figura 228** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X* ..... 201
**Figura 229** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y* ..... 201
**Figura 230** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X* ..... 202
**Figura 231** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y* ..... 202
**Figura 232** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*.... 203
**Figura 233** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*.... 203
**Figura 234** Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X ..... 204
**Figura 235** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y* ..... 204
**Figura 236** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*.... 205
**Figura 237** *Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*.... 205
**Figura 238** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X* ..... 206
**Figura 239** *Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y* ..... 206

**ANEXOS**

Anexo 1: Espectros de aceleraciones. Señales sísmicas de 475 años ..... 222
Anexo 2: Espectros de aceleraciones. Señales sísmicas de 2475 años: ..... 223
Anexo 3: Espectros de aceleraciones. S. Sísmicas con efectos de sitio (475 años) ..... 225
Anexo 4: Espectros de aceleraciones. S. Sísmicas con efectos de sitio (2475 años): ..... 226
Anexo 5: Planos estructurales del colegio municipal de Gualaquiza ..... 228

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 Justificación

La evaluación y reforzamiento sísmico de los edificios de hormigón armado en escuelas son cuestiones relevantes, dado que las instituciones educativas agrupan a una gran cantidad de alumnos y trabajadores. En esos ámbitos debería ponerse especial hincapié en el diseño y mantenimiento que priorice la seguridad de la arquitectura; empero, la experiencia sísmica del país ha puesto de manifiesto la fragilidad de muchos de estos edificios, lo que pone de relieve la urgencia de adoptar medidas adecuadas que garanticen la seguridad de los ocupantes en un sismo (Quinde y Reinoso, 2016).

De aquí que la adición de disipadores magnéticos de fluido viscoso se guste de ser una solución joven y eficiente para el alcance del sismo. Dichos dispositivos propician la absorción y disipación de la energía provocada durante un sismo y reducen las fuerzas internas y las derivas por pisos (Carranza y Calderón, 2015). El uso de este tipo de dispositivos no solo persigue las exigencias de la norma de construcción sismorresistente (NEC15, 2014c), sino que también proyecta la capacidad estructural frente a cargas sísmicas y la seguridad y operatividad del edificio.

Además, la implementación de disipadores viscosos ofrece la ventaja de ser una solución relativamente rápida y de fácil instalación, lo que minimiza el tiempo de inoperatividad de la edificación. Esto es crucial en el contexto educativo, donde la continuidad de las actividades académicas es fundamental. La posibilidad de realizar estas mejoras en un corto plazo permite que las instituciones sigan operando con un menor riesgo, protegiendo así la vida de estudiantes y docentes (Cunalata y Caiza, 2022).

Desde una perspectiva académica, este estudio también contribuye al desarrollo de conocimientos en el campo de la ingeniería civil. La temática de los disipadores de energía y su aplicación en el reforzamiento estructural no está suficientemente abordada en la formación académica actual. Por lo tanto, esta investigación servirá como un recurso valioso para estudiantes y profesionales, promoviendo un entendimiento más profundo de las técnicas de diseño sismo-resistente y su aplicación práctica (Pardo, 2007).

## 1.2 Alcance

Este proyecto tiene como finalidad evaluar y ejecutar un reforzamiento estructural del Colegio de Bachillerato Municipal de Gualaquiza, ubicado en la provincia de Morona Santiago, Ecuador. El reforzamiento va orientado a alcanzar un desempeño sísmico para un nivel de Ocupación Inmediata en un espectro de diseño de un periodo de retorno de 475 años, y para un nivel de Seguridad de Vida en el espectro de diseño para un periodo de retorno de 2475 años. Con el fin de alcanzar el objetivo anterior, se realizarán diferentes análisis estructurales

como el análisis modal, el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal, el objetivo será alcanzar los periodos fundamentales de vibración, las derivas, las curvas de capacidad, los puntos de desempeño de la estructura, entre otros.

El espectro de diseño se generará teniendo en cuenta un estudio de 11 pares de registros sísmicos elegidos, dado que presentan unas condiciones que son suficientemente parecidas a las condiciones geotécnicas del sitio. Además, este proceso permite incluir el efecto del suelo a partir de funciones de transferencia usando un perfil de velocidades. Con ello se pretende tener una mejor identificación del comportamiento sísmico de la edificación.
Este proyecto se llevará a cabo en colaboración con el trabajo de investigación del estudiante Damián Mateo Villa Clavijo, lo que implica que los primeros capítulos de ambos proyectos presentarán similitudes en su enfoque y metodología. Posteriormente, cada proyecto aplicará una metodología diferente de rehabilitación, con el fin de analizar el nuevo comportamiento sísmico de la estructura y cumplir con los objetivos de desempeño establecidos.
Finalmente, se realizará un análisis multicriterio que comparará las diferentes metodologías de rehabilitación aplicadas, destacando sus ventajas y desventajas.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo general:

- ✓ Proporcionar un nivel de desempeño sísmico de "Ocupación Inmediata" para el espectro de diseño de 475 años y de "Seguridad de Vida" para el espectro de diseño de 2475 años en el Colegio Bachillerato Municipal Gualaquiza, mediante el diseño e implementación de disipadores de fluido viscoso, con el fin de mejorar la respuesta estructural ante eventos sísmicos y reducir las deformaciones y derivas que comprometen la seguridad y funcionalidad de la edificación.

### 1.3.2 Objetivos específicos:

- ✓ Elaborar espectros de diseño para los años 475 y 2475, que representen el peligro sísmico de la zona de estudio.
- ✓ Evaluar el estado sísmico actual de la estructura, mediante un análisis Modal, Estático No Lineal y Dinámico No Lineal.
- ✓ Reforzar la estructura mediante la implementación de disipadores de fluido viscoso y analizar su desempeño sísmico.
- ✓ Realizar un análisis multicriterio que evalúe la estructura actual, la estructura con dispositivos BRB y la estructura con disipadores de fluido viscoso, presentando las ventajas y desventajas de cada uno.

## 2. DESCRIPCION Y MODELADO DEL CASO DE ESTUDIO

### 2.1 Descripción del caso de estudio

El presente caso de estudio se desarrolla sobre una edificación existente que es el Colegio de Bachillerato Gualaquiza, ubicado en el cantón Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, calle Margaritas y calle sin nombre. En la Figura 1, se muestra la ubicación del colegio con respecto a los principales equipamientos del cantón.

**Figura 1**

*Ubicación del colegio de bachillerato Gualaquiza*

La estructura está compuesta por dos bloques de aulas de hormigón armado de tres plantas cada uno, tal como se muestra en la Figura 2: Vista frontal del “Colegio de Bachillerato Gualaquiza”.

El edificio fue construido en dos etapas. En la primera etapa, se construyó el bloque ubicado a la derecha de la Figura 2, que muestra la vista frontal del edificio, mientras que en la segunda etapa se construyó el bloque de la izquierda, que es objeto del presente estudio. Los dos bloques están separados 15 cm y no cuentan con vigas de conexión. Ambos bloques se conectan a través del pasillo frontal, donde las losas se unen para dar continuidad en esta área.

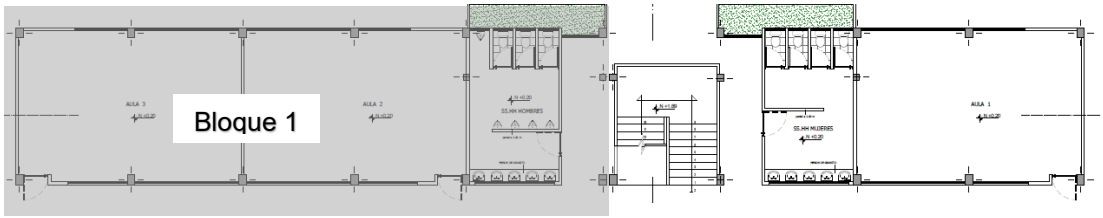
**Figura 2**

*Vista frontal del "Colegio de Bachillerato Gualaquiza". Bloque 1 analizado*

En la Figura 3, se presenta la planta baja del edificio, obtenida a partir de los planos estructurales de la edificación, en esta figura aparece sombreado el bloque que se va a modelar para este caso de estudio.

**Figura 3**

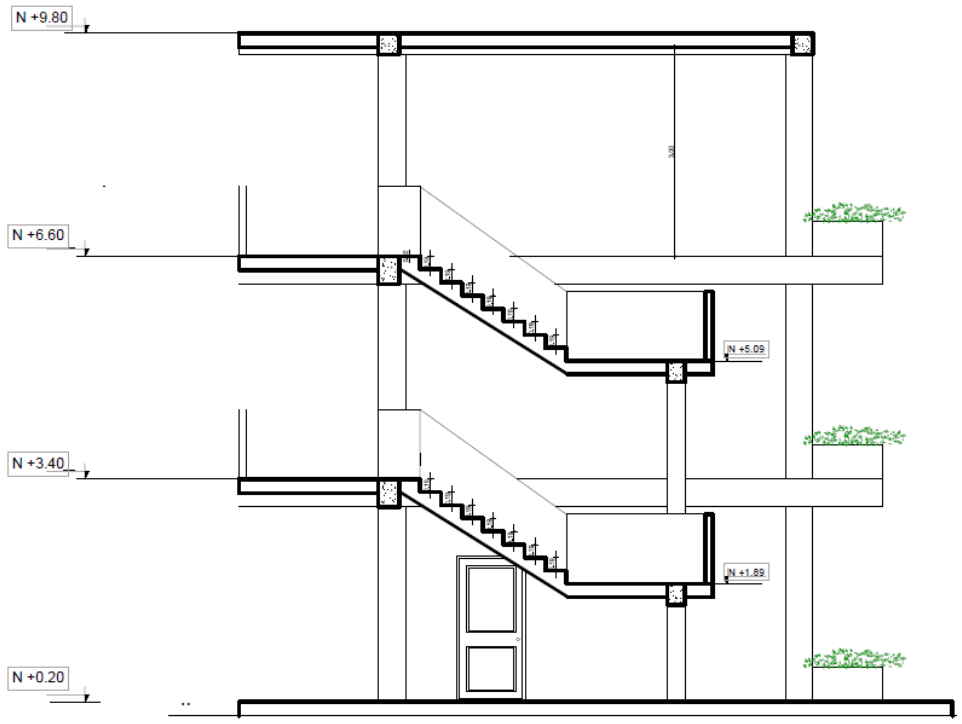
Plano de la planta baja del "Colegio de Bachillerato Gualaquiza"




La Figura 4 muestra la vista en elevación de la edificación, permite visualizar la distribución de los niveles. Hasta el nivel N+6.6m, las columnas tienen sección transversal de 30x40cm y las vigas tienen sección 30x40cm. Las vigas de borde de los voladizos en este nivel tienen sección de 25x30cm. A partir del nivel N+6.6m, las columnas reducen su sección a 30x30cm.

**Figura 4**

*Vista en planta de la edificación*




El edificio cuenta con una superficie construida total de 840.53 m², distribuida en tres niveles con una altura de 3.2 m por planta, lo que da como resultado una altura total de 9.80 m. La distribución arquitectónica comprende siete aulas, un laboratorio de química, un aula de cómputo, dos bloques de baños, oficinas administrativas y áreas para jardineras.

La edificación tiene paredes de bloque de hormigón en la planta baja y paredes de bloque pómez en las plantas altas. La circulación a través del edificio se realiza mediante los pasillos ubicados en las fachadas frontal y laterales. En la fachada posterior existen jardineras en voladizo.

Los planos estructurales utilizados para el análisis fueron elaborados en mayo de 2012 por el GAD Municipal de Gualaquiza como parte del proyecto “Construcción Colegio Municipal de Gualaquiza Fase I”, y se anexan a este documento. Dado que la aprobación de dichos planos se realizó en 2012, se considera que el diseño fue desarrollado conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente en ese momento, es decir, la NEC-2011.

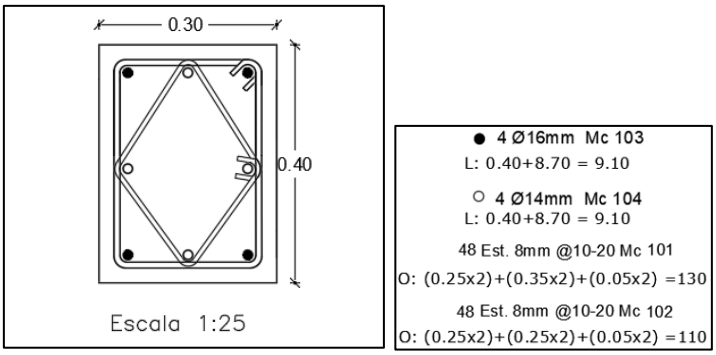
### 2.1.1 Datos geométricos

El sistema resistente principal de la edificación está compuesto por pórticos de concreto armado, los elementos estructurales principales son:

- **Columnas**: Sección transversal rectangular de 30x40 cm La Figura 5 muestra la sección típica de la columna, con su distribución de acero longitudinal y trasversal.

**Figura 5**

*Sección de la columna Tipo 1*



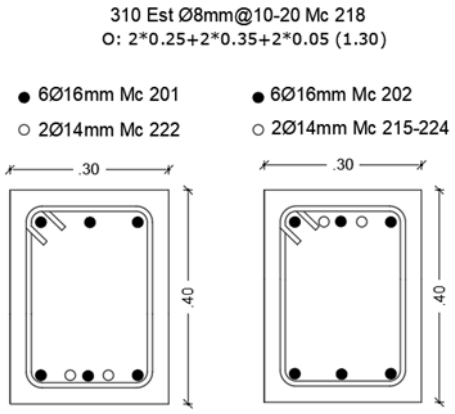

Según la normativa NEC-SE-DS (2015), las columnas de concreto deben modelarse con inercias agrietadas, aplicando la ecuación:

$$Inercia\ Agrietada = 0.8 * Ig \quad (1)$$

- **Vigas**: Sección rectangular de 30x40 cm, la Figura 6 presenta una sección tipo de viga, donde también detalla el refuerzo.

**Figura 6**

*Sección de la viga Tipo 1*



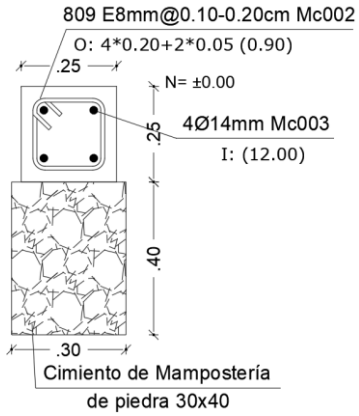

Según la normativa NEC-SE-DS (2015), las vigas de concreto deben modelarse con inercias agrietadas, aplicando la ecuación:

$$Inercia\ Agrietada = 0.5 * Ig \quad (2)$$

- **Cadenas:** Sección cuadrada de 25x25 cm. Se muestra en la
- Figura **7** el detalle de la cadena de cimentación, la sección del cimiento de mampostería y el refuerzo.

**Figura 7**

Detalle de la cadena




- **Losa reticular de 20 cm de espesor:** Con bloques alivianados (pómez) de 40x40x15 cm de espesor. Nervios de 10cm
- Cubierta: La cubierta está estructurada mediante perfiles estructurales metálicos HSS 100x100x3mm y HSS 80x40x2mm y cubierta galvalume a dos aguas

## 2.2 Ensayos de campo

Por motivos de costos elevados para la realización de ensayos de campo, se ha optado por utilizar datos e información facilitados por el director de la tesis, Dr. Pablo Quinde Martínez. Esta información proviene de un proyecto previo de refracción sísmica y vibración ambiental y, aunque no corresponde directamente a la zona en estudio, ha servido para el análisis de los efectos sísmicos en la edificación y desarrollo de espectros de diseño caso de estudio.

## 2.3 Modelado de la estructura

### 2.3.1 Propiedades de los materiales

**a)** Para Concreto:

De acuerdo con los planos estructurales del proyecto, el concreto utilizado en la construcción del Colegio de Bachillerato Gualaquiza fue especificado con una resistencia a la compresión de 240 kg/cm2.

Para el concreto de peso normal el módulo de elasticidad $Ec$ puede estimarse con la siguiente formula:

$$Ec = 13100 * \sqrt{f'c} \qquad (3)$$

Donde, **f'c** = Resistencia del concreto en kg/cm2.

**b)** Para Acero:

El acero de refuerzo utilizado tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm2.

El módulo de elasticidad del acero considerado en el modelo es de:

$$Es = 2.1 * 10^6\ kg/cm2 \quad (4)$$

### 2.3.2 Condiciones de carga

Las cargas asignadas en el modelo estructural se regirán por las directrices establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC SE CG, 2015), que regula las cargas no sismicas, como las cargas permanentes y cargas vivas y en lo que respecta a la acción sísmica, se seguirán las directrices señaladas en la (NEC-SE-DS, 2015), que establece los requisitos de diseño sismo resistente.

A continuación, se presenta el detalle de las cargas consideradas para el modelo:

- **Carga viva**

**Tabla 1**

*Cargas vivas*

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Aulas | 2 | kN/m² |
| Pasillos 1er piso | 4.8 | kN/m² |
| Pasillos 2do piso | 4 | kN/m² |

- **Carga permanente**

**Tabla 2**

Cargas permanentes

| Descripción | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Baldosas de cerámica | 0.2 | kN/m² |
| Instalaciones | 0.1 | kN/m² |
| Ductos | 0.15 | kN/m² |
| Cielo raso | 0.2 | kN/m² |
| Enlucidos | 0.35 | kN/m² |
| Carga pared | 1.20 | kN/m² |
| Carga en vigas - Pared media | 1.05 | kN/m² |

- **Carga sísmica reactiva**

$$Ws = D + 0.25 * L \quad (5)$$

Donde,

$\boldsymbol{Ws}$ = Carga sísmica reactiva

$\boldsymbol{D}$ = Carga muerta

$\boldsymbol{L}$ = Carga viva

### 2.3.3 Condiciones de apoyo

La cimentación son zapatas aisladas, de acuerdo con la construcción realizada y la información proporcionada en los planos. Para el modelado estructurales ha considerado con condiciones de apoyo articuladas en la base, para representar el comportamiento de una cimentación superficial.

### 2.3.4 Normativas y códigos de diseño

Las normativas y códigos de diseño que se han utilizado para la evaluación estructural son la (NEC-SE-CG), 2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (no sísmicas)), (NEC-SE-DS, 2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico), (ASCE 41, 2013) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, (ASCE/SEI 7-22, 2022) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures y (ACI 318, 2008)Building Code Requirements for Structural Concrete.

- ACI 318: Este código es fundamental para el diseño de estructuras de concreto, proporcionando requisitos para el diseño y construcción.
- La NEC-15 proporciona directrices específicas para el diseño de estructuras en Ecuador, considerando las condiciones sísmicas del país.
- ASCE 41-13: Este código se centra en la evaluación y rehabilitación de edificios existentes, proporcionando criterios para determinar el desempeño sísmico de las estructuras.
- ASCE 7-22: Este código establece los requisitos mínimos de carga para el diseño de edificios y otras estructuras, incluyendo cargas sísmicas, de viento y de nieve.

### 2.3.5 Revisión normativa del diseño de elementos estructurales

En este apartado se realiza la revisión de las vigas y columnas del Colegio de Bachillerato Municipal de Gualaquiza, comparándolo con los criterios establecidos en el (ACI 318, 2019), con el objetivo de verificar su cumplimiento normativo. Esta revisión permite identificar deficiencias estructurales existentes que podrían comprometer el desempeño sísmico de la edificación.

**A) Revisión de la viga**

**Descripción de la viga**

La Figura 8 muestra la sección transversal de la viga evaluada y el detalle del refuerzo longitudinal y transversal tomado de los planos del colegio de Bachillerato Gualaquiza, las características geométricas de la viga se indican en la Tabla 3 Geometría de la viga.

**Figura 8**

*Sección transversal de la viga incluye detalle del refuerzo*

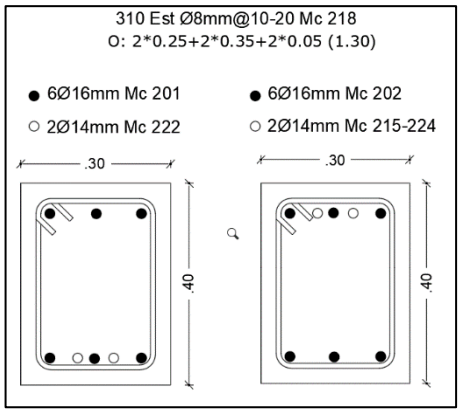



**Tabla 3**

*Geometría de la viga*

| Ancho b (cm) | Altura h (cm) | d (cm) | d' (cm) | Recubrimiento (cm) |
|---|---|---|---|---|
| 30 | 40 | 36.3 | 3.7 | 2.5 |

***Refuerzo longitudinal***

**Tabla 4**

*Refuerzo longitudinal superior de la viga*

| Se detalla el área del refuerzo longitudinal superior e inferior de la viga en la Tabla 4 y Tabla 5 respectivamente. **ϕ refuerzo Long. Sup. 1 (mm)** | **Nro. de Varillas refuerzo Sup.** | **As' (cm2)** | **ϕ refuerzo Long. Sup. 2 (mm)** | **Nro. de Varillas refuerzo Sup.** | **As' Total (cm2)** | **Espaciamiento (s) Long. Sup. (cm)** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 16 | 3 | 6.03 | 14 | 2 | 9.11 | 5.05 |

**Tabla 5**

*Refuerzo longitudinal inferior de la viga*

| **ϕ Long. Inf. 1 (mm)** | **Nro. de Varillas Inf. 1** | **As (cm2) Inf. 1** | **ϕ Long. Inf. 2 (mm)** | **Nro. de Varillas Inf. 2** | **As (cm2) Inf. 2** | **As Total (cm2)** | **Espaciamiento (s) Long. Inf. (cm)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 16 | 3 | 6.03 | 14 | 2 | 3.08 | 9.11 | 5.05 |

***Refuerzo transversal***

**Tabla 6**

*Refuerzo transversal de la viga*

| Los valores de refuerzo transversal de la viga se muestran en la Tabla 6. **Diámetro Refuerzo Transv. (mm)** | **Nro. de Varillas** | **Área del refuerzo transversal Asv total (cm2)** | **Longitud Ganchos (cm)** |
|---|---|---|---|
| 8 | 2 | 1.005 | 5 |

***Momentos y Cortantes***

Se presentan los momentos nominales y momentos probables positivos y negativos, así como el cortante de la viga en la Tabla 7 y

Tabla **8** respectivamente.

**Tabla 7**

*Momentos nominales y momentos probables positivos y negativos de la viga*

| **Mn(-) (Kg*cm)** | **Mn(+) (Kg*cm)** | **Φ*Mn(-) (Kg*cm)** | **Φ*Mn(+) (Kg*cm)** | **Mpr Sup. (Kg*m)** | **Mpr Inf. (Kg*m)** |
|---|---|---|---|---|---|
| 1122683.32 | 1288855.8 | 1010414.99 | 1159970.22 | 1403354.15 | 1611069.76 |

**Tabla 8**

*Cortante de la viga*

| **Cortante Máximo Vp (Kg)** | **Cortante Último Ve (Kg)** |
|---|---|
| 5634.44 | 154996.9 |

**Revisión Normativa según el** (ACI 318, 2019)Recubrimiento Mínimo en Elementos de Concreto Construidos en Sitio:

El (ACI 318, 2019) especifica un recubrimiento mínimo para elementos colados en sitio de 4cm. Los planos de la estructura especifican un recubrimiento de 2.5cm, lo cual no cumple con este requisito.

Resistencia Mínima y Máxima del Concreto:

El (ACI 318, 2019) establece una resistencia mínima a la compresión del concreto (f'c) de 210 kg/cm2 para pórticos especiales resistentes a momento. El concreto especificado para la construcción del colegio de Bachillerato Gualaquiza es de f'c = 240 kg/cm2, cumpliendo con este requerimiento.

- Acero Longitudinal Mínimo y Máximo en Vigas

El (ACI 318, 2019) define los siguientes límites para el área de acero longitudinal:

Área Máxima de Acero Longitudinal:

$$As_{Max} = 0.025 \cdot bw \cdot h \quad (6)$$

Área Mínima de Acero Longitudinal:

$$As_{Min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d \quad (7)$$

$$As_{Min} = \frac{14}{fy} \cdot bw \cdot d \quad (8)$$

Donde,

$\boldsymbol{bw}$ = Ancho de sección de concreto

$\boldsymbol{h}$ = Altura de sección de concreto

$\boldsymbol{f'c}$ = Esfuerzo del concreto

$\boldsymbol{fy}$ = Esfuerzo del acero

$\boldsymbol{d}$ = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción

El cálculo de los límites del acero longitudinal se muestra en la Tabla 9 y se comparan con los obtenidos en las Tabla 4 Refuerzo longitudinal superior de la viga y Tabla 5 Refuerzo longitudinal inferior de la viga. En ambos casos, se cumple con el requisito.

**Tabla 9**

*Cálculo del acero longitudinal máximo y mínimo en vigas Espaciamiento del refuerzo Longitudinal*

| Acero Longitudinal | | |
|---|---|---|
| As Max (cm2): | 30 | Cumple |
| As Min (cm2): | 3.213 | Cumple |
| | 3.63 | Cumple |

Según el (ACI 318, 2019), el espaciamiento mínimo entre barras de refuerzo longitudinal debe ser el valor mayor entre 25mm, el diámetro máximo o 4/3 del diámetro máximo del agregado grueso. La separación indicada en los planos no cumple con estos parámetros mínimos.

- Espaciamiento Longitudinal Máximo:

Según el (ACI 318, 2019), el espaciamiento máximo entre barras de acero longitudinal, cuando están adecuadamente soportadas por estribos, no debe exceder 15 cm, la separación indicada en los planos si cumple con estos parámetros.

- Diámetro Mínimo en Refuerzo Transversal:

- El (ACI 318, 2019) establece que el diámetro mínimo de los estribos deber ser de 10 mm. En los planos, los estribos tienen un diámetro de 8mm, por lo que no cumple con este requerimiento, Espaciamiento de Refuerzo Transversal:

El espaciamiento máximo en zonas de confinamiento de acuerdo con el (ACI 318, 2019), debe cumplir con el menor de los siguientes valores:

$d/4$, $\boldsymbol{d}$ = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo150 mm.

$6 * diámetro\ Longitudinal.$

El espaciamiento máximo en zonas no confinadas no debe exceder $\boldsymbol{d/2}$

Los planos del colegio de bachillerato Gualaquiza presenta espaciamientos superiores a estos límites en zonas de confinamiento y no confinamiento, incumpliendo con el código.

- Longitud en Ganchos en Estribos

La longitud de anclaje exigida por el (ACI 318, 2019) es mayor a la que se especifica en los planos de la estructura, por lo tanto, no cumple con este requisito.

- Límites dimensionales en Vigas

Según el (ACI 318, 2019), las vigas profundas son aquellas cuya relación de claro libre a altura efectiva es:

$$Luz\ libre\ L_n < 4 \cdot d \quad (9)$$

El ancho mínimo de una viga debe ser:

$$Ancho\ bw \geq 0.3 \cdot h \quad (10)$$

En la práctica se utiliza comúnmente el ancho mínimo 25cm, derivado de los requisitos de recubrimiento, espaciamiento del refuerzo

$$Ancho\ bw \geq 250mm \quad (11)$$

Un ancho de viga suficiente garantiza una transferencia adecuada de cargas y la formación de un nudo confinado en sistemas resistentes a momento

$$Ancho\ bw \geq 3 \cdot c2 \quad (12)$$

$$Ancho\ bw \geq c2 + 1.5 \cdot c1 \quad (13)$$

Donde,

- $\boldsymbol{d}$ = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo
- $\boldsymbol{h}$ = Altura de sección de la viga
- $\boldsymbol{c2}$ = Ancho transversal de sección de columna
- $\boldsymbol{c1}$ = Ancho longitudinal de sección de columna

El ancho de la viga, de acuerdo con los criterios del (ACI 318, 2019), cumple con los requisitos.

- Resistencia a Momento en Vigas

El (ACI 318, 2019) establece que la resistencia nominal reducida ($\emptyset M_n$) debe ser mayor o igual al momento último aplicado ($M_u$). Para vigas de concreto, el factor de reducción ($\emptyset$) es 0.9.

$$\emptyset M_n = M_u \quad (14)$$

Con relación a la viga en marcos especiales resistentes a momentos, establece las relaciones de momento nominal positivo y negativo.

$$M_n^+ = \frac{1}{2} \cdot M_n^- \quad (15)$$

$$M_n^+ \; o \; M_n^- = \frac{1}{4} \cdot M_{n\,Max} \quad (16)$$

Donde,

- $\emptyset$ = Factor de reducción (0.9) para vigas de concreto
- $\boldsymbol{M_n}$ = Momento nominal
- $\boldsymbol{M_n^+}$ = Momento nominal positivo
- $\boldsymbol{M_n^-}$ = Momento nominal negativo

Los momentos resistentes negativos y positivos se muestran en la Tabla 10

**Tabla 10**

*Momentos resistentes*

| **Momentos Resistentes** | |
|---|---|
| Mn(-) (Kg*cm) | 1122683.321 |
| Φ Mn(-) (Kg*cm) | 1010414.989 |
| Mn(+) (Kg*cm) | 1288855.805 |
| ΦMn(+) (Kg*cm) | 1159970.224 |

Los momentos de la viga obtenidos son los indicados en la Tabla 11

**Tabla 11**

*Momentos últimos de la viga*

| **Momentos en Viga** | |
|---|---|
| Momento Ultimo Neg. (Kg*cm): | 1199761.06 |
| Momento Positivo (Kg*cm): | 593359.36 |

En el caso evaluado, esta condición no se cumple para el momento negativo, mientras que para el momento positivo si se verifica el cumplimiento.

- Resistencia a Cortante en Vigas

De acuerdo con el (ACI 318, 2019), el cortante máximo último $\boldsymbol{Ve}$, y el cortante máximo de diseño $\boldsymbol{Vp}$, deben calcularse considerando los momentos probables Mpr en la conexión viga-columna, estos valores se mostraron en la

Tabla 8

Cortante de la *viga*. Además, se debe cumplir que:

$$Vp \geq 0.5 \cdot Ve \qquad (17)$$

Según los cálculos realizados, la resistencia a cortante en vigas no cumple con este requisito normativo.

- Acero Transversal en Vigas

El área de acero transversal especificada en la viga Tabla 6 Refuerzo transversal de la viga es inferior al mínimo requerido según el (ACI 318, 2019):

$$A_v \geq \frac{0.062 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot s}{f_y} = 1.06\ cm2 \qquad (18)$$

**B)** Evidenciando el incumplimiento de este requisito. **REVISIÓN DE LA COLUMNA**

**Descripción de la columna**

La Figura 9 muestra la sección transversal de la columna y el detalle del refuerzo longitudinal y transversal, las características geométricas de la columna se indican en la Tabla 12

**Figura 9**

*Sección transversal de la columna, incluido el refuerzo*

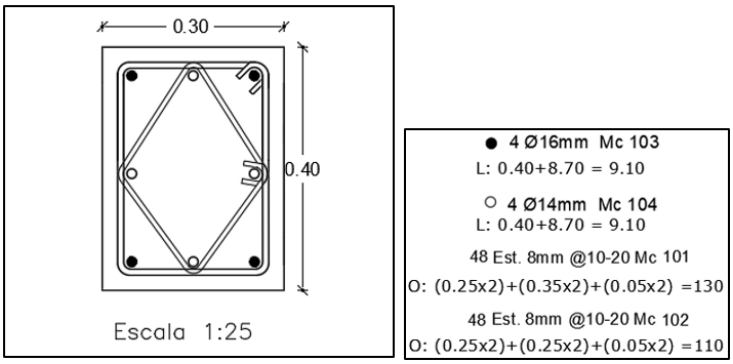



**Tabla 12**

*Geometría de la columna*

| Ancho (b) cm | Profundidad (h) cm | Altura útil (d) cm | Recubrimiento (d') cm | Sección (Ag) cm² | Inercia (I) cm⁴ |
|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 40 | 36.3 | 3.7 | 1200 | 160,000 |

***Refuerzo longitudinal***

Se detalla el área del refuerzo longitudinal de la columna en la Tabla 13.

**Tabla 13**

*Refuerzo longitudinal de la columna*

| ϕ | Nro Varillas | Área (As) | Área Total (As) |
|---|---|---|---|
| 16 mm | 4 | 8.04 cm² | 14.20 cm² |
| 14 mm | 4 | 6.16 cm² | |

***Refuerzo transversal***

Los valores de refuerzo transversal de la viga se muestran en la Tabla 14.

**Tabla 14**

*Refuerzo transversal de la columna*

| ϕ Transversal | Nro. Varillas | Área Transversal Total (Asv) cm² | Separación | | Longitud de Ganchos | Ach | Ash |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 mm | 4 | 2.01 | 10 cm | 20 cm | 5 cm | 954.69 cm² | 4.91 cm² |

**Revisión Normativa según el** (ACI 318, 2019)

- Límites Dimensionales en Columnas

El ACI 318-19 establece que las columnas deben tener un ancho mínimo de 30cm y una relación b/h mayor a 0.4. Las columnas de la edificación con secciones 30x40cm y 30x30 cm cumplen con lo requerido por el código.

- Acero Longitudinal Mínimo y Máximo en Columnas

El ACI 318-19 establece que el área de acero longitudinal en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área bruta de la sección transversal. Tanto para la columna de sección 30x40cm mostrada en la Figura 9 cuyo refuerzo longitudinal se muestra en la Tabla 13 y la columna de sección 30x30cm, el refuerzo colocado cumple con lo exigido.

- Acero Transversal en Columnas

El ACI 318-19 establece que, en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneo, el área mínima de refuerzo transversal (Ash) debe verificarse usando la mayor entre varias expresiones. En el caso de la columna de sección 30x40 cm cuyo refuerzo transversal se muestra en la Tabla 14, el valor mínimo requerido de Ash es de 1.32cm2. Por lo tanto, el refuerzo transversal si cumple con este requisito.

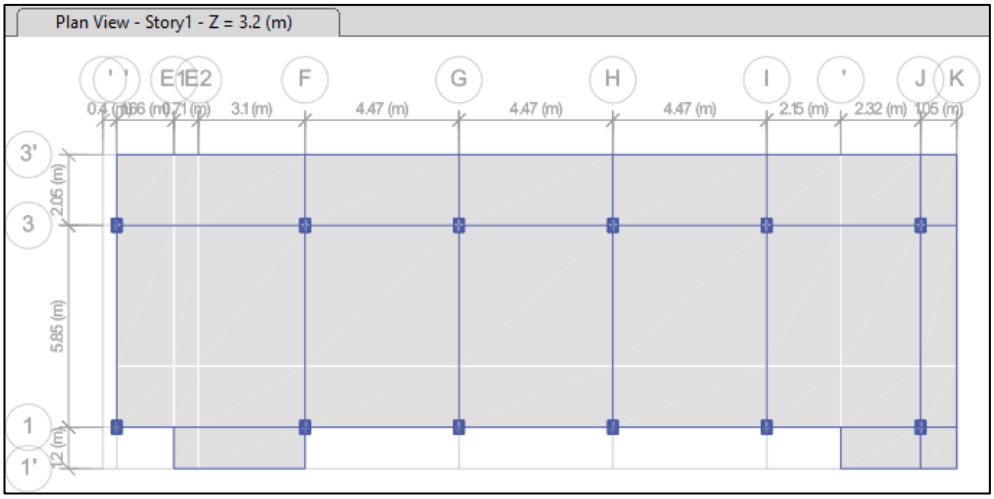
### 2.3.6 Software de modelado

Se utilizará el software ETABS para el modelado de la estructura, creando un modelo tridimensional que representará las características geométricas y estructurales del edificio. ETABS permitirá realizar diversos análisis estructurales, los cuales se detallarán a continuación en el documento.

En Figura 10 se presenta la vista en planta del primer nivel de la edificación modelada, donde se observa la disposición de ejes, columnas y las dimensiones del entrepiso de la primera planta alta.

**Figura 10**

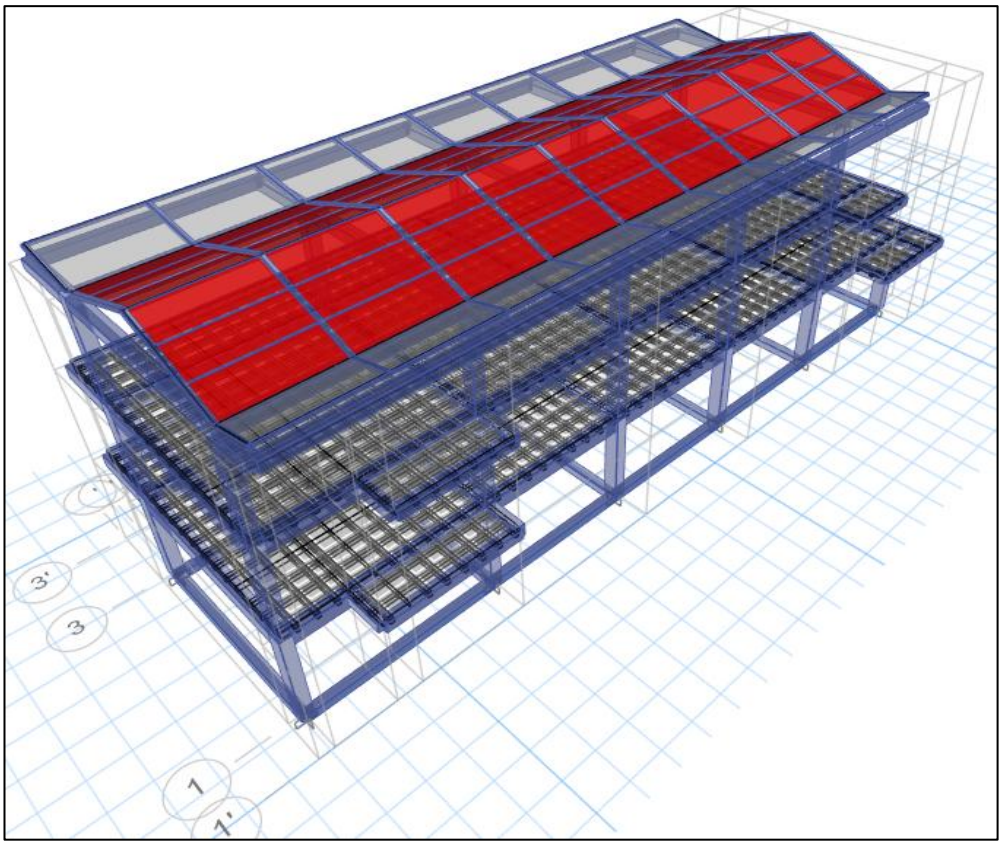
*Vista en planta del modelo. Primera planta alta, elaborado con ETABS*




La Figura 11 muestra el modelo tridimensional completo de la estructura generado en ETABS, incluyendo los tres niveles y la cubierta inclinada.

**Figura 11**

Vista 3D del modelo, elaborado con ETABS



# 3. PELIGRO SÍSMICO Y EFECTOS DE SITIO

## 3.1 Sismicidad en el Ecuador

Ecuador se encuentra influenciado por la interacción de varias placas tectónicas, entre las que destacan la placa de Nazca, la placa Sudamericana, la microplaca de Cocos y la placa Caribe. Esta compleja interacción tectónica es la principal responsable de la elevada actividad sísmica registrada en el país y explica la ocurrencia frecuente de eventos sísmicos de diversa magnitud y características.

Las principales fuentes sísmicas que afectan al territorio ecuatoriano se asocian, por un lado, a los procesos de subducción generados por el movimiento de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana y, por otro, a la presencia de fallas corticales o superficiales dentro de la placa continental. Los sismos de subducción suelen presentar magnitudes elevadas y afectar amplias regiones; mientras que los sismos corticales, aunque generalmente de menor magnitud, pueden causar daños significativos debido a su proximidad a la superficie y a zonas urbanas densamente pobladas, especialmente en la región Andina (Quinde Martínez y Reinoso Angulo, 2016).

Las fuentes sísmicas corticales se localizan mayormente en la región de la Sierra ecuatoriana, particularmente en el Callejón Interandino, donde se identifican sistemas de fallas activas como Pallatanga–Pisayambo, Quito y Macas. Esta última se encuentra relacionada con los eventos sísmicos registrados en el sureste del país y tiene una influencia directa en la sismicidad del suroriente ecuatoriano (Quinde Martínez y Reinoso Angulo, 2016). La actividad de estas fallas ha puesto en evidencia la vulnerabilidad de numerosas edificaciones existentes, muchas de ellas diseñadas bajo normativas anteriores o sin criterios adecuados de diseño sismorresistente.

A lo largo de la historia sísmica del Ecuador se han registrado eventos de gran relevancia que han marcado hitos en el desarrollo de la normativa estructural. Entre ellos destaca el terremoto de Esmeraldas de 1906, con una magnitud aproximada de 8.8, considerado uno de los eventos sísmicos más importantes registrados en la región. De manera más reciente, el terremoto de Manabí de 2016, con una magnitud de 7.8, evidenció la fragilidad de muchas edificaciones existentes y resaltó la necesidad de implementar diseños sismorresistentes y actualizar las normativas de construcción, especialmente en edificaciones de uso esencial como las instituciones educativas (Cunalata y Caiza, 2022).

## 3.2 Peligro sísmico en la zona de estudio

El peligro sísmico se refiere a la probabilidad de que, en un sitio específico, se excedan determinados valores de intensidad sísmica durante un período de tiempo establecido. Este concepto implica estimar tanto la frecuencia de ocurrencia como la severidad de los posibles

eventos sísmicos, y constituye un elemento fundamental para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras existentes (Quinde Martínez y Reinoso Angulo, 2016).

La provincia de Morona Santiago presenta una actividad sísmica significativa, caracterizada por la presencia de fallas corticales activas en la región. Los sismos registrados en esta zona responden principalmente a la actividad sísmica asociada al levantamiento subandino Cutucú, el cual ha sido identificado como una fuente generadora de sismos superficiales de baja a moderada magnitud (Instituto Geofísico-EPN [IGPN], 2020).

El evento sísmico más relevante registrado en la región ocurrió el 28 de marzo de 1995 y es conocido como el "Terremoto de Macas", con una magnitud aproximada de 6.9 Mw. Este sismo superficial estuvo directamente relacionado con fallas activas del levantamiento subandino Cutucú y provocó daños estructurales significativos en diversas edificaciones del suroriente ecuatoriano, evidenciando la vulnerabilidad sísmica de la zona frente a este tipo de eventos.

Adicionalmente, entre el 27 y 28 de abril de 2020 se registró un enjambre sísmico localizado aproximadamente a 8 km al sur del cantón Sucúa, también asociado al levantamiento subandino Cutucú. Los eventos principales alcanzaron magnitudes de 4.6 y 4.5 Mw, con profundidades menores a 15 km, confirmando la persistencia de actividad sísmica superficial en la región (IGEPN, 2020).

La recurrencia de este tipo de eventos sísmicos, sumada a la cercanía de fuentes sísmicas corticales activas, demuestra la necesidad de realizar un análisis detallado del peligro sísmico local y de considerar los efectos de sitio en la evaluación del desempeño sísmico del Colegio de Bachillerato Municipal de Gualaquiza. Este análisis constituye la base para la definición de los espectros de diseño y la selección de registros sísmicos que se desarrollan en los apartados siguientes del presente capítulo.

## 3.3 Espectros sísmicos

### 3.3.1 Espectro de respuesta

Según Crisafulli & Villafañe, (2002), un espectro de respuesta es un gráfico que representa la respuesta máxima (en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración) de un oscilador de un grado de libertad sometido a un movimiento sísmico específico. Este espectro se construye al someter múltiples osciladores con diferentes periodos de vibración a la misma acción sísmica y graficar sus respuestas máximas en función de sus periodos.

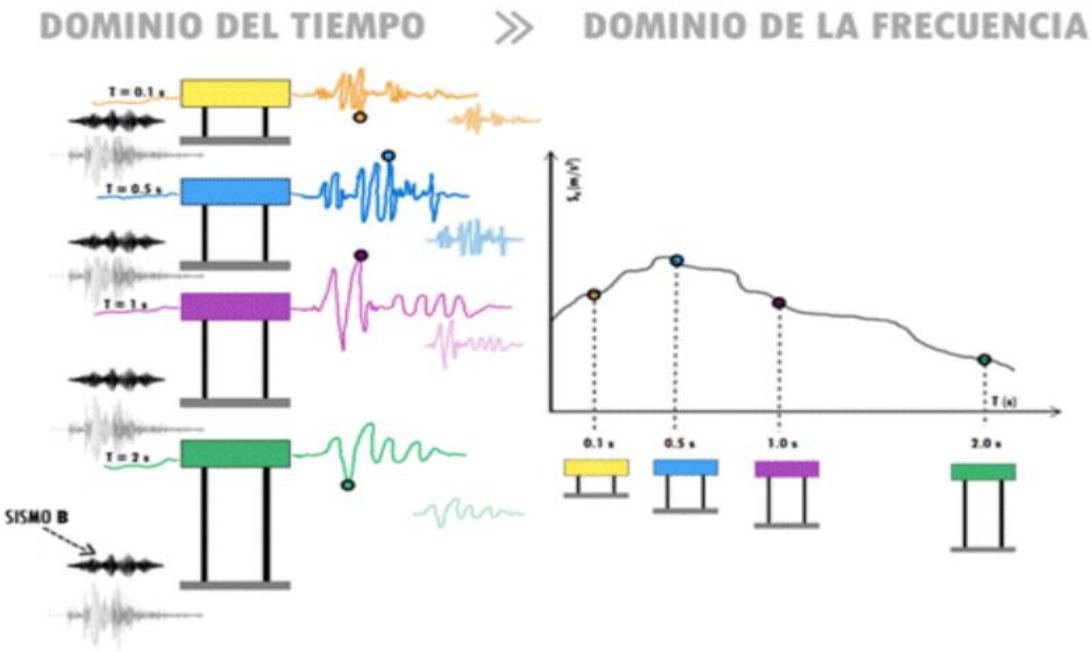
El espectro de respuesta se utiliza para análisis y estudios de comportamiento estructural ante sismos, y puede variar según el sismo considerado.

La Figura 12 muestra el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta. A partir de un registro sísmico, se aplica la excitación del suelo a un sistema de un grado de libertad (SDOF) con amortiguamiento del 5% y un período específico. Se registra la aceleración máxima experimentada por dicho sistema. Este proceso se repite para una gama de períodos,

generando la curva espectral que representa la demanda sísmica máxima en función del período natural de vibración.

**Figura 12**

*Construcción del espectro de respuesta a partir de un registro sísmico*



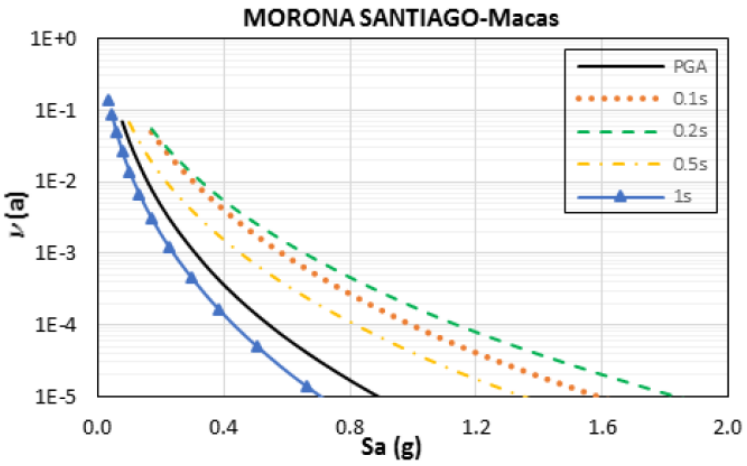

### 3.3.2 Espectro de peligro uniforme

#### 3.3.2.1 Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico representan la probabilidad de que ciertos valores de intensidad sísmica, como la aceleración máxima del suelo (PGA) o la pseudoaceleración espectral (Sa), sean excedidos en un periodo de retorno específico. Se calculan mediante análisis probabilísticos, que consideran la actividad de las fuentes sísmicas, las ecuaciones de atenuación del movimiento sísmico y las condiciones locales del sitio. Estas curvas son fundamentales para la construcción de los Espectros de Peligro Uniforme (EPU), que reflejan demandas sísmicas con igual probabilidad de excedencia para todos los periodos estructurales. La Figura 13 presenta las curvas de peligro sísmico para diferentes periodos de vibración en la región de Morona Santiago – Macas.

**Figura 13**

*Curva de peligro sísmico para la provincia de Morona Santiago-Macas*




*Nota.* representan la tasa anual de excedencia (v(a)) en función de la pseudoaceleración espectral (Sa(g)) para diferentes periodos de vibración. Tomado de (Quinde y Reinoso, 2016).

**Espectro de Peligro Uniforme (EPU)**

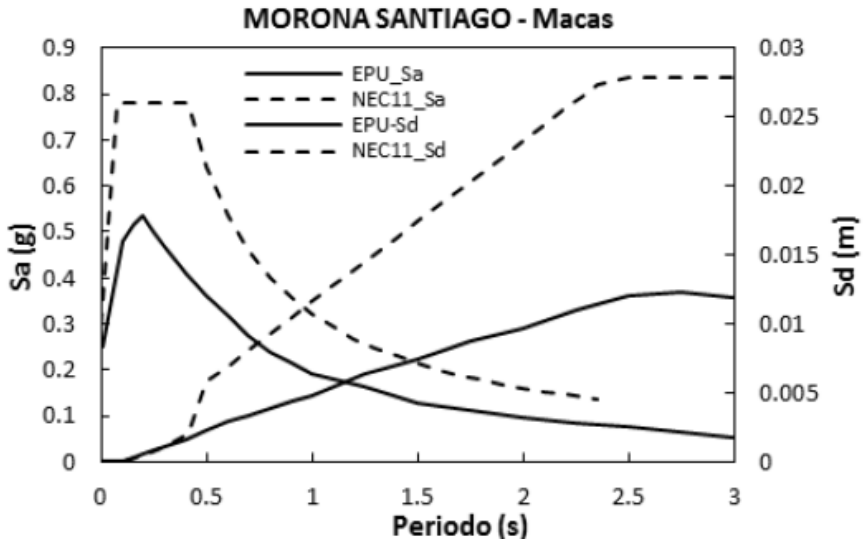
El Espectro de Peligro Uniforme (EPU) es un espectro de respuesta sísmica que se construye a partir de curvas de peligro sísmico.

El espectro de peligro uniforme es un espectro sísmico que se caracteriza porque todos los periodos estructurales tienen la misma probabilidad de excedencia durante un periodo de exposición especifico. Esto asegura que tanto estructuras rígidas como flexibles enfrenten el mismo nivel de riesgo sísmico a lo largo de sus respectivos periodos de vibración

La Figura 14 presenta los Espectros de Peligro Uniforme (EPU) y los Espectros Normativos NEC 2011 para la región de Morona Santiago - Macas. Incluye tanto los espectros de pseudoaceleración (Sa) como los espectros de desplazamiento (Sd) en función del periodo de vibración (T) de las estructuras.

**Figura 14**

*Espectros de Peligro Uniforme (EPU) y Espectros Normativos NEC 2011 para Morona Santiago - Macas.*

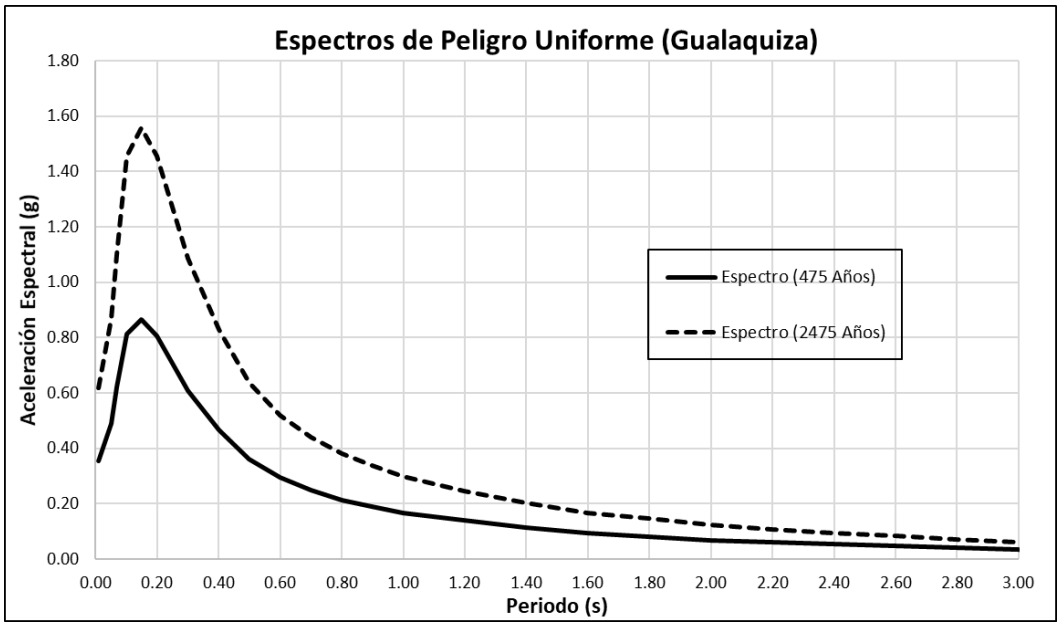



*Nota.* (Quinde y Reinoso, 2016).

El espectro de peligro uniforme para la ciudad de Gualaquiza se muestra en la Figura 15, para los periodos de retorno de 475 y 2475 años, proporcionada por el Dr. Pablo Quinde Martínez.

**Figura 15**

*Espectros de Peligro Uniforme para Gualaquiza con Periodos de Retorno de 475 y 2475 Años.*



### 3.3.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño es una representación gráfica de la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) que puede experimentar una estructura idealmente elástica, en función de su periodo de vibración, ante un movimiento sísmico representativo. Su objetivo es definir las demandas sísmicas que una estructura debe resistir para satisfacer los criterios de seguridad establecidos en las normativas sismorresistentes, garantizando un desempeño estructural adecuado durante su vida útil. Espectro de diseño según la NEC-2015

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el espectro de diseño se construye considerando parámetros regionales como la zona sísmica, el tipo de suelo, el nivel de aceleración máxima esperada y los coeficientes de amplificación correspondientes. Su formulación se basa en una fracción de amortiguamiento del 5% y presenta tramos definidos por el comportamiento estructural ante diferentes periodos: uno creciente, uno constante y uno decreciente. Este espectro se aplica de manera general para edificaciones ubicadas en zonas sísmicamente clasificadas y permite un diseño normativo simplificado sin necesidad de estudios detallados del sitio (NEC-SE-DS, 2015).

El espectro de diseño, según la NEC, se construye a partir del espectro de peligro uniforme correspondiente a un periodo de retorno de 475 años (probabilidad de excedencia del 10% en 50 años), el cual se utiliza para el diseño estructural estándar y se relaciona con niveles de desempeño tales como ocupación inmediata o prevención de colapso. Por su parte, el espectro máximo considerado (MCER) se asocia a un periodo de retorno de 2500 años (probabilidad de excedencia del 2% en 50 años), y representa eventos sísmicos extremos que permiten verificar la seguridad de vida, especialmente en edificaciones de importancia crítica o con alta ocupación.

### 3.3.4 Espectro de diseño de sitio

El espectro de diseño de sitio es una versión ajustada del espectro de diseño normativo, en la cual se incorporan de manera explícita las condiciones locales del terreno donde se emplaza la estructura. Este ajuste permite representar de forma más realista la respuesta sísmica esperada en la superficie del sitio, considerando los efectos de amplificación y modificación del movimiento sísmico inducidos por el perfil estratigráfico del suelo.

Para la obtención del espectro de diseño de sitio se parte de un conjunto de registros sísmicos representativos, generalmente definidos en condición de roca. Estos registros se propagan hasta la superficie del terreno, utilizando el perfil estratigráfico del suelo y sus propiedades dinámicas. A partir de estos registros se obtienen espectros de respuesta individuales en superficie, uno por cada registro sísmico considerado.

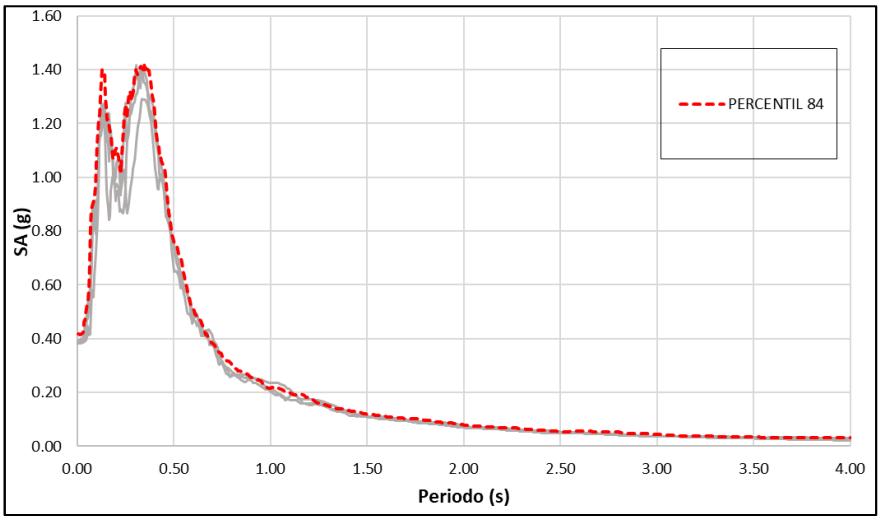
Con el fin de definir un espectro representativo para el diseño, los espectros de respuesta individuales obtenidos son analizados de manera conjunta mediante un enfoque estadístico. El espectro de diseño de sitio se construye a partir de la envolvente del percentil 84 de los

espectros de respuesta individuales, permitiendo considerar un nivel de demanda sísmica conservador y consistente con los objetivos de desempeño establecidos.

La Figura 16 muestra este procedimiento, donde se observa la superposición de los espectros de respuesta individuales y la curva envolvente correspondiente al percentil 84. Dicha envolvente es adoptada como el espectro de diseño de sitio.

**Figura 16**

*Construcción del espectro de diseño mediante la envolvente del percentil 84 a partir varios espectros de respuesta individuales.*



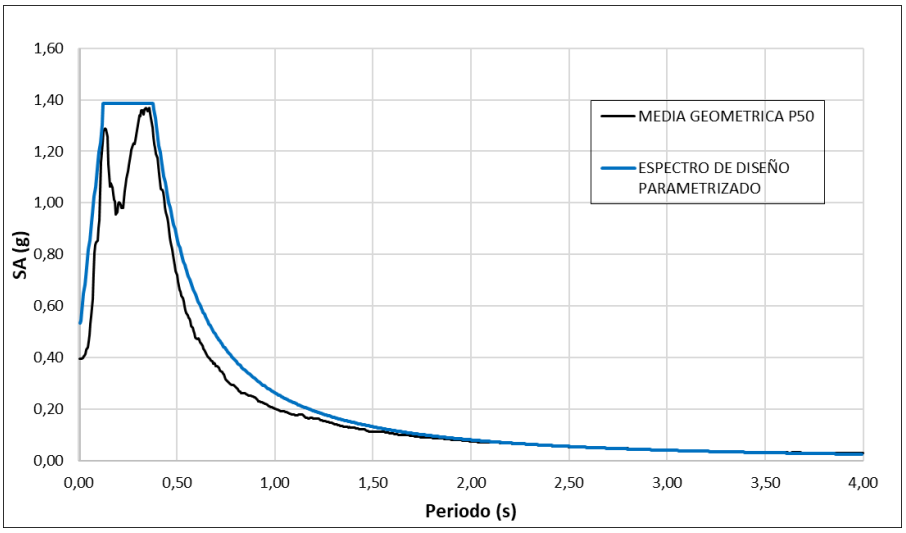

Fuente: Elaboración propia.

El espectro de diseño está compuesto por tres tramos principales, zona creciente, zona de meseta y zona decreciente, esta configuración suavizada proporciona una representación segura y conservadora de la amenaza sísmica.

La Figura 17 muestra el espectro de diseño parametrizado y la media geométrica de varios espectros de respuesta.

**Figura 17**

*Espectro de diseño parametrizado*




Fuente; Elaboración propia

La comparación entre el espectro parametrizado y la media geométrica de los espectros de respuesta permite verificar que el espectro ajustado representa de manera adecuada la demanda sísmica del conjunto de registros considerados, manteniendo coherencia con los niveles de aceleración obtenidos y con los criterios normativos vigentes. En consecuencia, el espectro de diseño parametrizado es el que se adopta para el desarrollo de los análisis sísmicos del modelo estructural.

### 3.3.4.1 Registros sísmicos

Según la norma (ASCE/SEI 7-22, 2022), para realizar un análisis de historia de respuesta no lineal se deben seleccionar al menos 11 pares de registros de movimientos del suelo que representen adecuadamente el espectro de diseño objetivo. Cada registro debe contener dos componentes horizontales ortogonales. Si se consideran los efectos verticales del terremoto, se debe incluir un componente vertical adicional.

Los registros seleccionados deben ser coherentes en términos de magnitud, distancia a la fuente sísmica y régimen tectónico, y deben reflejar adecuadamente la forma espectral del espectro objetivo.

Cuando no se dispone de suficientes registros reales que cumplan con estos requisitos, la normativa permite el uso de registros simulados o sintéticos, siempre que estos sean consistentes con las condiciones del peligro sísmico del sitio, incluyendo magnitud, fuente sísmica y propiedades del terreno. En este estudio, se seleccionaron once registros sísmicos representativos, los cuales se utilizaron como semillas sísmicas (registros base) para ser escalados al espectro de peligro uniforme mediante el software SeismoMatch. Los registros sísmicos utilizados fueron seleccionados y proporcionados por el Dr. Pablo Quinde Martínez,

como parte de un análisis sismológico detallado elaborado por su autoría. Los detalles de estos registros se presentan en la Tabla 15.

**Tabla 15**

*Señales Sísmicas Seleccionadas*

| Semilla | Evento | Fecha | Tipo | Magnitud | Prof. (km) | Estación | Fuente |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Toro (Valle), Colombia | 8 de marzo de 2005 | Cortical | 5.2 | 5 | CVERS | Servicio Geológico Colombiano |
| 2 | Andes (Antioquia), Colombia | 24 de abril de 2007 | Cortical | 5.3 | 12 | CANSE | Servicio Geológico Colombiano |
| 3 | Chi-Chi, Taiwán | 21 de septiembre de 1999 | Cortical | 7.6 | 6 | TCU089 | PEER |
| 4 | Loma Prieta, California | 15 de octubre de 1989 | Cortical | 6.9 | 18 | Gilroy-Gavilán | PEER |
| 5 | Landers, California | 28 de junio de 1992 | Cortical | 7.3 | 1.5 | Lucerne | PEER |
| 6 | Pedernales (Manabí), Ecuador | 16 de abril de 2016 | Interplaca | 7.8 | 20 | ASDO | Instituto de Geofísica (IGEPN) |
| 7 | Iquique (Tarapacá), Chile | 1 de abril de 2014 | Interplaca | 8.2 | 22 | MNMCX | Centro Sismológico Nacional, UChile |
| 8 | Iquique (Tarapacá), Chile | 1 de abril de 2014 | Interplaca | 8.2 | 22 | PB12 | Centro Sismológico Nacional, UChile |
| 9 | Illapel, Chile | 16 de septiembre de 2015 | Interplaca | 8.3 | 23 | MT01 | Centro Sismológico Nacional, UChile |
| 10 | Michoacán (Michoacán), México | 19 de septiembre de 1985 | Interplaca | 8.1 | 15 | AZIH | Instituto de Ingeniería, UNAM |
| 11 | Michoacán (Michoacán), México | 19 de septiembre de 1985 | Interplaca | 8.1 | 15 | PAPN | Instituto de Ingeniería, UNAM |

#### 3.3.4.2 Corrección de los registros sísmicos

Con el propósito de obtener registros confiables para el análisis de respuesta dinámica, se aplicó un proceso de corrección de línea base y filtrado pasabanda a cada uno de los registros

sísmicos, mediante el uso del software Degtra. A continuación, se presenta la comparación entre el registro sísmico origina sin corregir Figura 18 y el registro corregido Figura 19 correspondiente a la componente EW del registro n.º 1:

**Figura 18**

Registro sísmico 1 Sin Corregir. Velocidad

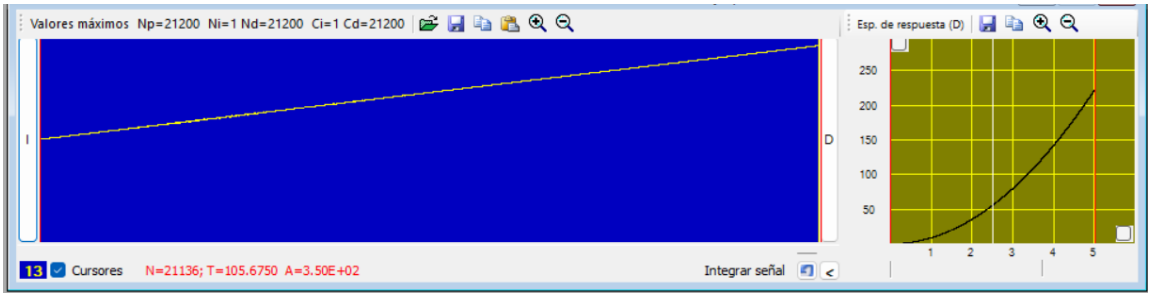
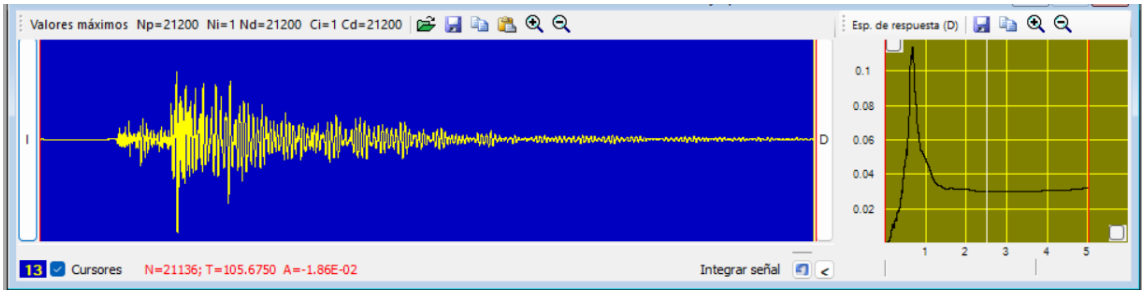



**Figura 19**

*Registro sísmico 1 Corregida. Velocidad*




En la Figura 18, se puede ver una línea inclinada hacia arriba, lo cual no es una respuesta real del terreno. Luego de aplicar las correcciones, se obtiene el registro corregido que se muestra en la Figura 19, en esta nueva figura se observa el movimiento sísmico real, con su forma de onda típica

La Tabla 16 resume las correcciones realizadas a cada componente de las once semillas sísmicas:

**Tabla 16**

*Correcciones Realizadas en Señales Sísmicas*

| Señal Sísmica | Aplicación de Línea Base en Señales de: | Aplicación de Pasabanda en Señales de: |
|---|---|---|
| Semilla 1 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 1 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 2 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |

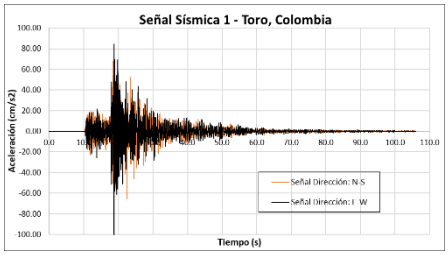
| | | |
|---|---|---|
| Semilla 2 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 3 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 3 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 4 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 4 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 5 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 5 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 6 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 6 - NS | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 7 - EW | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 7 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 8 - EW | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 8 - NS | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 9 - EW | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 9 - NS | Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 10 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 10 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |
| Semilla 11 - EW | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Aceleración |
| Semilla 11 - NS | Aceleración, Velocidad y Desplazamiento | Velocidad |

Las señales sísmicas corregidas se presentan a continuación:

**Semilla 1:** Toro (Valle), Colombia

**Figura 20**

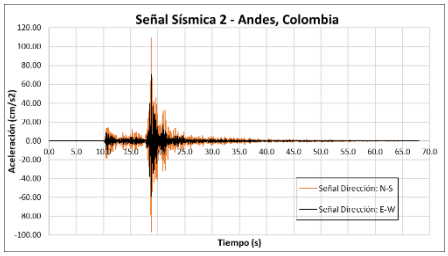
*Señal Sísmica Corregida 1*




**Semilla 2:** Andes (Antioquia), Colombia

**Figura 21**

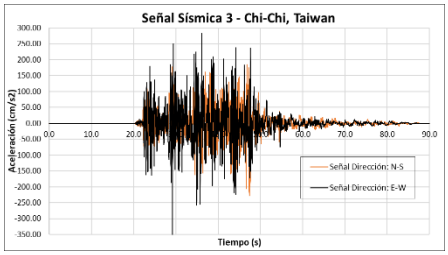
*Señal Sísmica Corregida 2*




**Semilla 3:** Chi-Chi, Taiwán

**Figura 22**

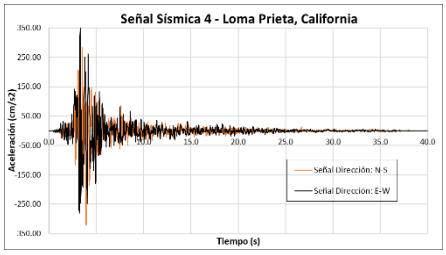
*Señal Sísmica Corregida 3*




**Semilla 4:** Loma Prieta, California

**Figura 23**

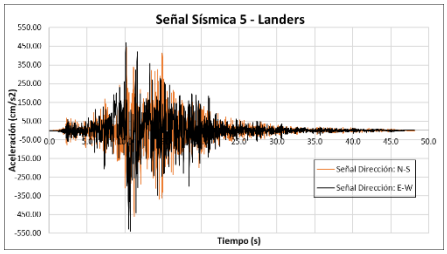
*Señal Sísmica Corregida 4*




**Semilla 5:** Landers

**Figura 24**

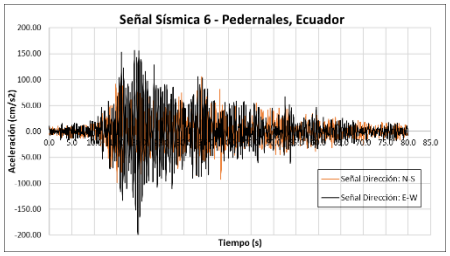
*Señal Sísmica Corregida 5*




**Semilla 6:** Pedernales (Manabí), Ecuador.

**Figura 25**

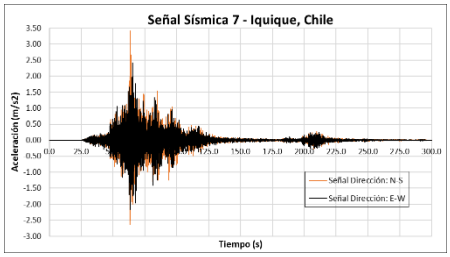
*Señal Sísmica Corregida 6*




**Semilla 7:** Iquique (Tarapacá), Chile

**Figura 26**

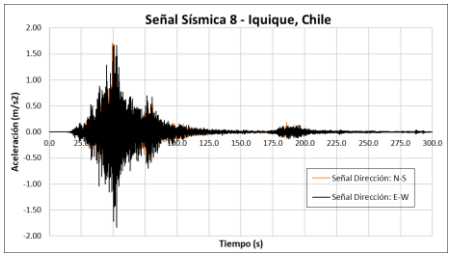
*Señal Sísmica Corregida 7*




**Semilla 8:** Iquique (Tarapacá), Chile

**Figura 27**

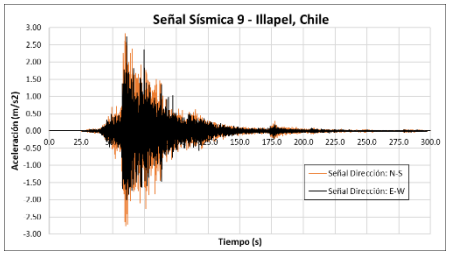
*Señal Sísmica Corregida 8*



**Semilla 9:** Illapel, Chile

**Figura 28**

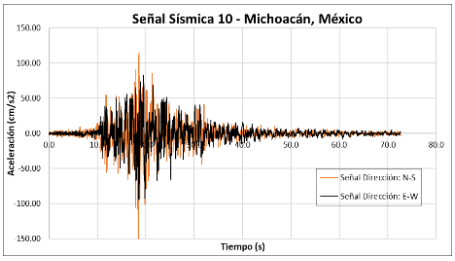
*Señal Sísmica Corregida 9*




**Semilla 10:** Michoacán (Michoacán), México

**Figura 29**

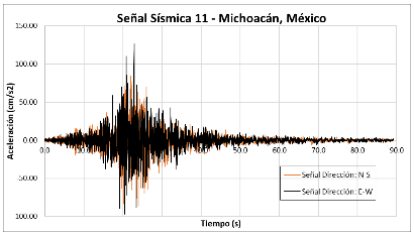
*Señal Sísmica Corregida 10*




**Semilla 11:** Michoacán (Michoacán), México

**Figura 30**

*Señal Sísmica Corregida 11*



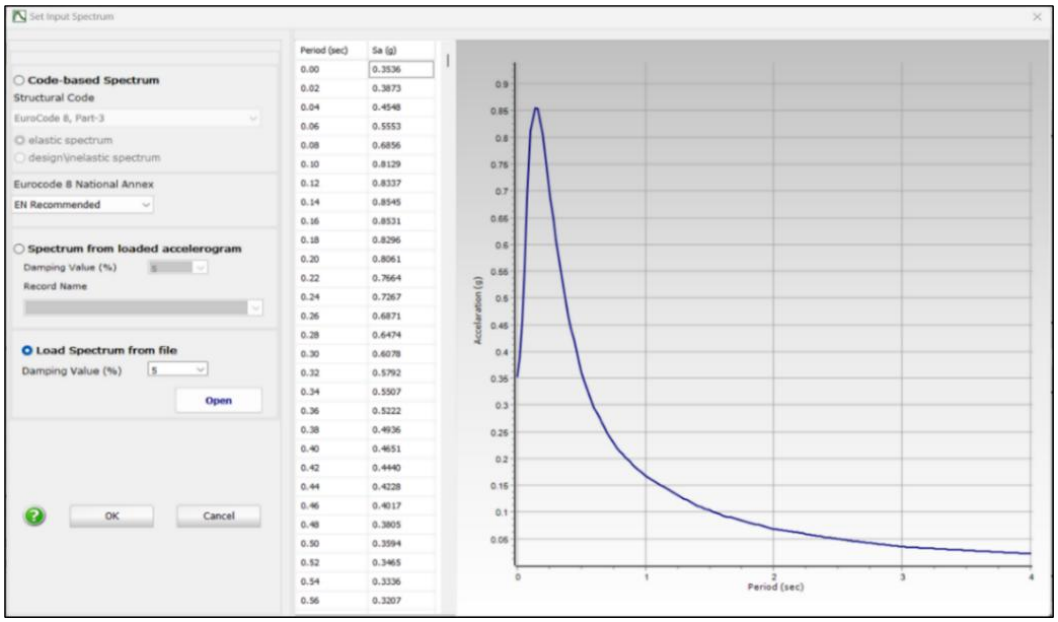

### 3.3.4.3 Escalado de los registros

Con el objetivo de ajustar los registros sísmicos reales al espectro objetivo que es el espectro de peligro uniforme (EPU) correspondiente al periodo de retorno de 475 para Gualaquiza, se utiliza el software SeismoMatch, el cual permite realizar un escalado espectral, asegurando que la estructura analizada este sometida a demandas representativas del sitio.

Para este proceso, se cargaron los espectros de diseño objetivo (EPU) y los registros sísmicos previamente corregidos. En la Figura 31 se muestra el EPU ingresado al software como espectro objetivo.

**Figura 31**

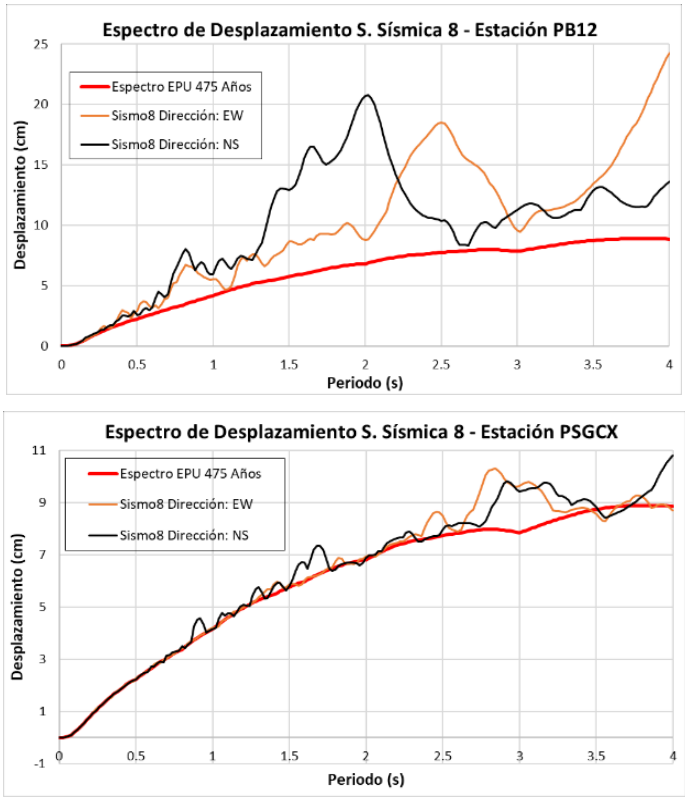
*Espectro de Peligro Uniforme ingresado a SeismoMatch.*




Durante el escalado, se identificaron discrepancias entre los espectros de desplazamiento y aceleración del registro sismo 8 registrada en la **estación PB12**. Por ello, se optó por utilizar el registro de la **estación PSGCX**, que presentó mejor convergencia espectral tras el ajuste. Esta comparación se presenta en la Figura 32.

**Figura 32**

*Espectros de Desplazamiento. Registro sísmico 8 (475 Años) – estaciones PB12 y PSGCX.*

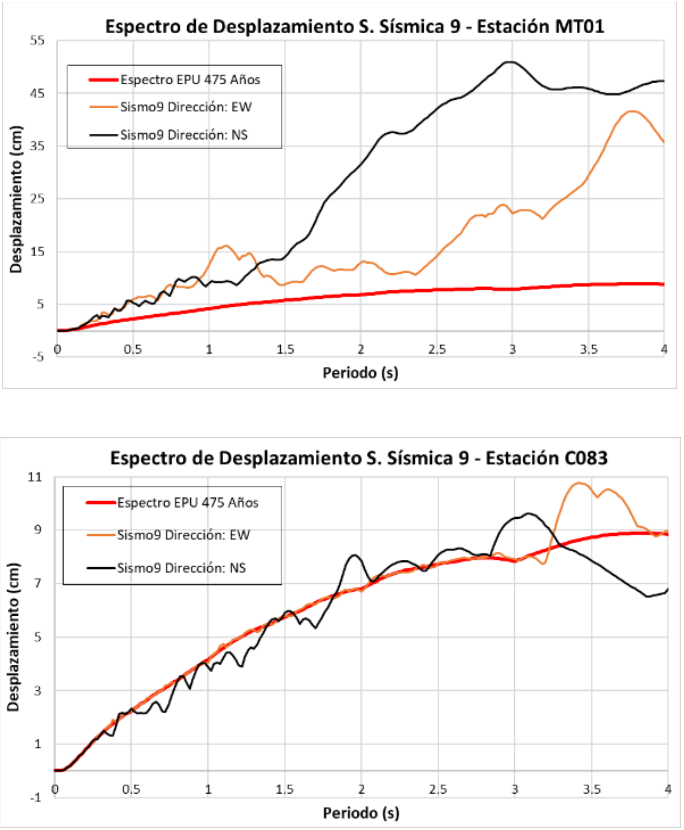


Los espectros de desplazamiento y aceleración de la señal sísmica 9, registrados en la estación MT01, presentaron discrepancias significativas con el Espectro de Peligro Uniforme (EPU). Para mejorar la convergencia, se seleccionó la estación C083, cuyos registros ajustados mostraron mejores resultados.

De manera similar, para la Señal Sísmica 9, se observaron diferencias significativas al utilizar el registro de la estación MT01, por lo que se seleccionó el registro alternativo correspondiente a la estación C083, que mostró un mejor ajuste al EPU, como se ilustra en la Figura 33.

**Figura 33**

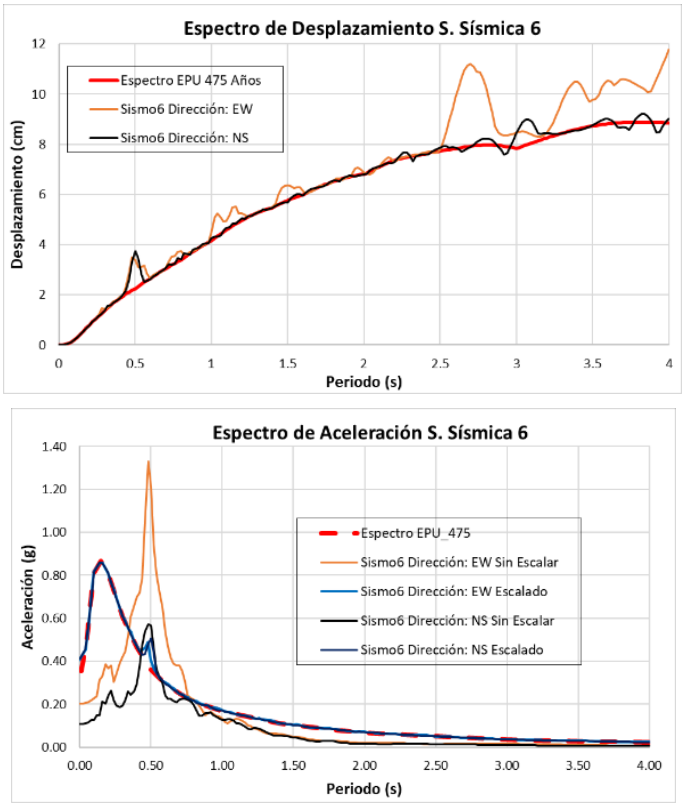
*Espectros de desplazamiento. Registro Sísmico 9 (475 años) – estaciones MT01 y C083.*




En cuanto a la Señal Sísmica 6, correspondiente al sismo de Pedernales (Ecuador), esta presenta un pico pronunciado de aceleración alrededor del periodo de 0.5 segundos. Debido a la ausencia de registros en otras estaciones para este evento, no fue posible aplicar un cambio de registro. Sin embargo, dada la relevancia de este sismo para el contexto sísmico nacional, se decidió conservar este registro en el conjunto de análisis. La Figura 34 muestra los espectros de desplazamiento y aceleración obtenidos para esta señal.

**Figura 34**

*Espectros de desplazamiento y aceleración. Registro sísmico 6 (475 años).*

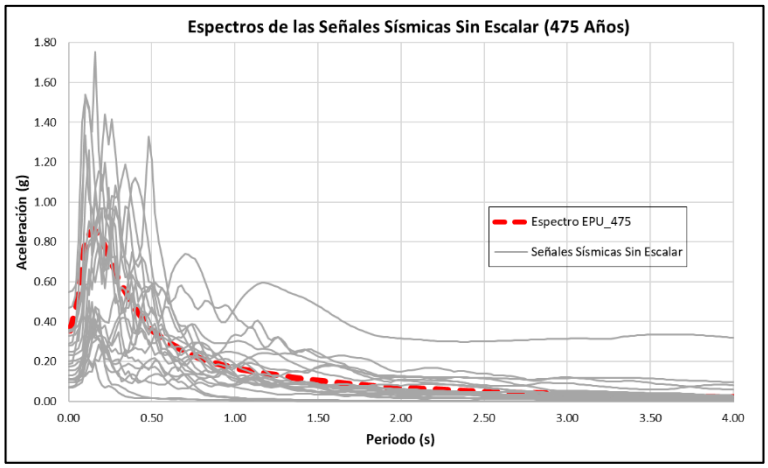



Los espectros de aceleración de los registros sísmicos se presentan en el capítulo 0 y 0 de Anexos.

La Figura 35 muestra la comparación entre el espectro de peligro uniforme (EPU) para un periodo de retorno de 475 años (línea roja punteada) y los espectros de respuesta de aceleración correspondientes a los registros sísmicos originales, antes del proceso de escalado. Se observa la dispersión de las respuestas, principalmente en periodos cortos, lo que evidencia la necesidad de un ajuste espectral.

**Figura 35**

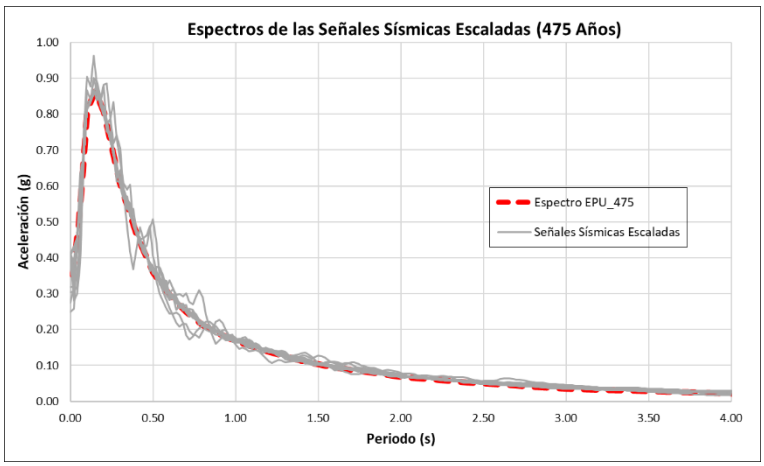
*Espectros de aceleración de los registros sísmicos sin escalar (475 años).*




La Figura 36 presenta los espectros de respuesta de los registros sísmicos después de haber sido escalados utilizando el software SeismoMatch. Se aprecia una reducción en la dispersión y una adecuada convergencia de los espectros individuales hacia el EPU objetivo.

**Figura 36**

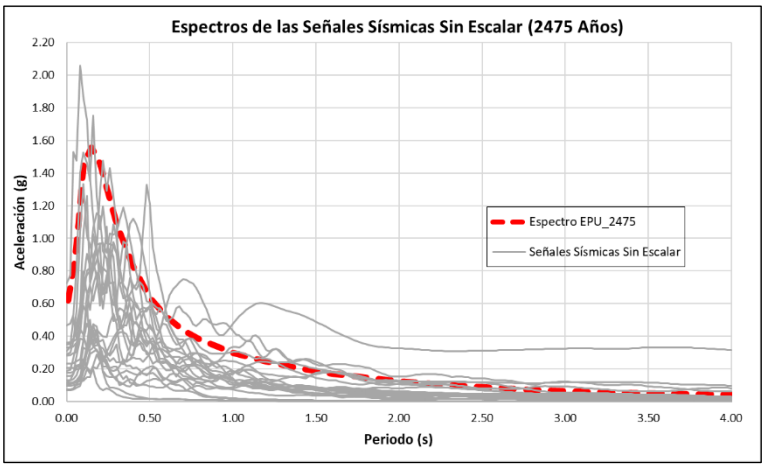
*Espectros de aceleración de los registros sísmicos escalados (475 años).*




En la Figura 37 se muestran los espectros de aceleración originales para un nivel de amenaza sísmica más severo, correspondiente a un periodo de retorno de 2475 años. Al igual que en el caso de 475 años, los espectros muestran dispersión.

**Figura 37**

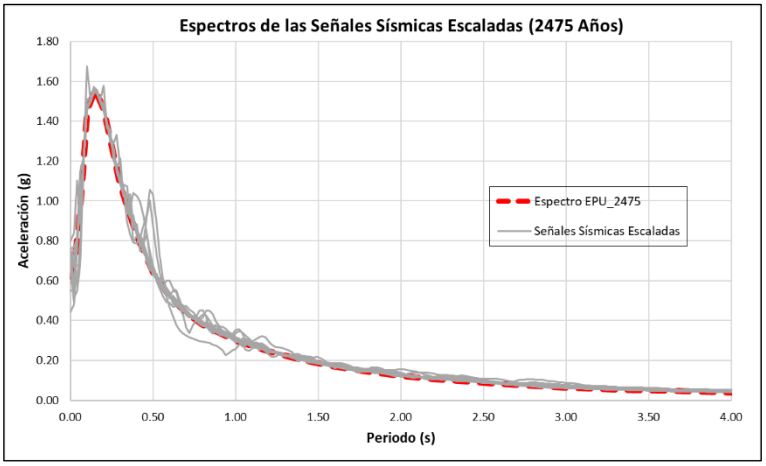
Espectros de aceleración de los registros sísmicos sin escalar (2475 años).




La Figura 38 muestra el resultado del escalado de los registros sísmicos, ajustados al EPU de 2475 años. La figura evidencia una buena compatibilidad espectral, asegurando que los registros representen adecuadamente la demanda sísmica extrema contemplada para la verificación del desempeño estructural en condiciones críticas.

**Figura 38**

*Espectros de aceleración de los registros sísmicos escalados (2475 años)*




### 3.3.4.4 Efectos de Sitio

Los efectos de sitio hacen referencia a la modificación del movimiento sísmico debido a las características geológicas y geotécnicas locales del terreno. Estas condiciones pueden amplificar o atenuar las ondas sísmicas al propagarse desde la roca base hasta la superficie, lo que puede incrementar significativamente la intensidad del movimiento experimentado por las estructuras en superficie.

Las Funciones de Transferencia son herramientas que permiten estimar cómo se amplifican las ondas sísmicas al propagarse desde la roca base hasta la superficie, en función de las propiedades dinámicas del perfil estratigráfico del terreno. El propósito principal es predecir

la respuesta dinámica del suelo y, por ende, anticipar la posible amplificación del movimiento del terreno que afectará a las estructuras superficiales.

El presente estudio toma como referencia el análisis realizado por el Dr. Pablo Quinde Martínez, en el cual se caracterizaron las propiedades dinámicas del suelo mediante métodos geofísicos, específicamente con el uso de ondas superficiales activas y pasivas, permitiendo estimar la velocidad de propagación de las ondas de corte (Vs).

Considerando que el sitio de estudio se encuentra en la ciudad de Gualaquiza, se propone emplear características geológicas similares al terreno analizado en el estudio del Dr. Quinde, que permitirá incorporar parámetros dinámicos confiables, garantizando la representatividad en la evaluación de efectos de sitio.

La Tabla 17 muestra el perfil estratigráfico empleado, mientras que la Figura 39 presenta gráficamente la variación de la velocidad Vs con la profundidad.

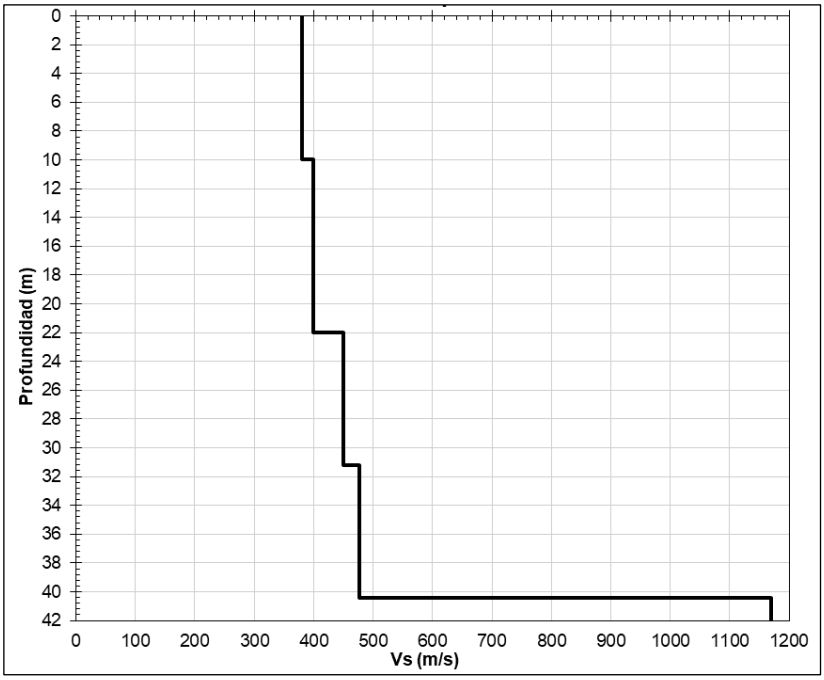
**Tabla 17**

Perfil del suelo

| Capa | Profundidad Final (m) | Velocidad de onda de Corte (Vs) (m/s) |
|---|---|---|
| 1 | 10 | 380 |
| 2 | 22 | 400 |
| 3 | 31.2 | 450 |
| 4 | 40.4 | 477 |
| 5 | 41.4 | 1169 |

**Figura 39**

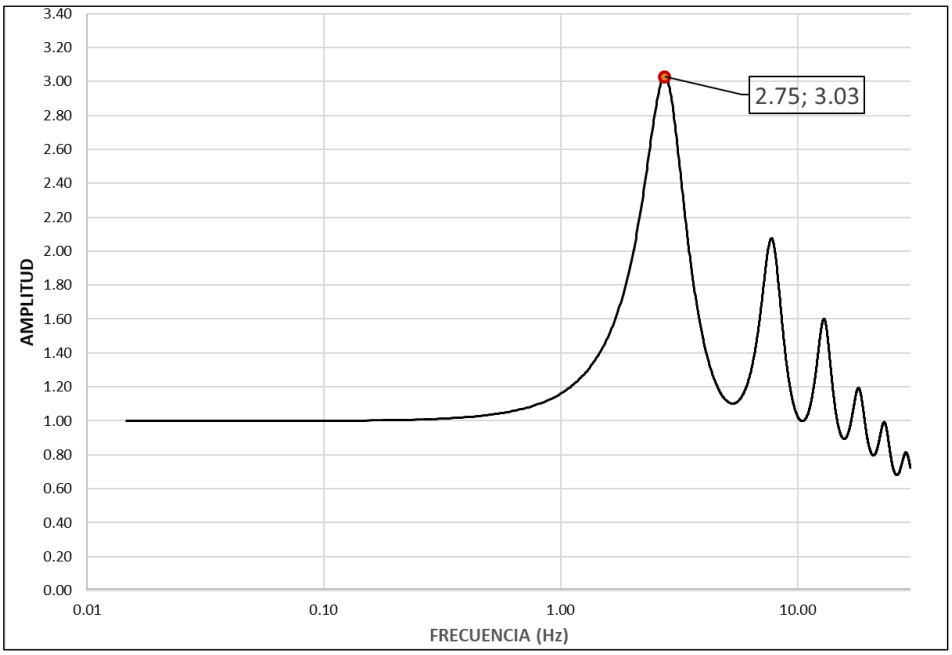
*Perfil del suelo: Velocidad vs Profundidad*



Mediante el software DEGTRA se obtiene la función de transferencia, DEGTRA simula como se modifican los registros sísmicos al pasar por el suelo. En la Figura 40 se presenta la FTT obtenida, y en los Anexos 9.3 y 9.4 se incluyen los resultados para cada uno de los registros sísmicos utilizados.

**Figura 40**

*Función de Transferencia obtenida para el perfil del sitio*




La frecuencia de amplificación dominante se encuentra en 2.75 Hz, donde el suelo amplifica las ondas hasta una amplitud máxima de 3.03 veces la amplitud original. Este valor representa la frecuencia en la que el suelo tiene mayor capacidad de amplificar ondas sísmicas, y está asociado al periodo fundamental del suelo de 0.36s. Las estructuras con periodos similares pueden experimentar resonancia, aumentando el riesgo de daños durante un evento sísmico.

Las Figura 41 a Figura 44 presentan los espectros de aceleración ajustados por efectos de sitio para ambas direcciones horizontales (E-W y N-S), considerando periodos de retorno de 475 y 2475 años. En todos los casos se observa una amplificación espectral en el entorno del periodo fundamental del suelo (~0.36 s).

**Figura 41**

*Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica). Dirección EW*

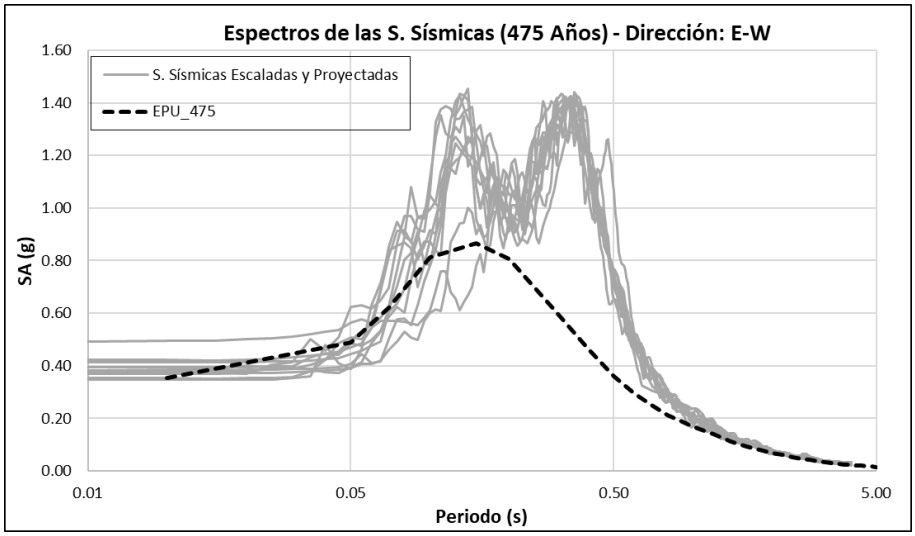



**Figura 42**

*Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica) (2475 Años). Dirección EW*

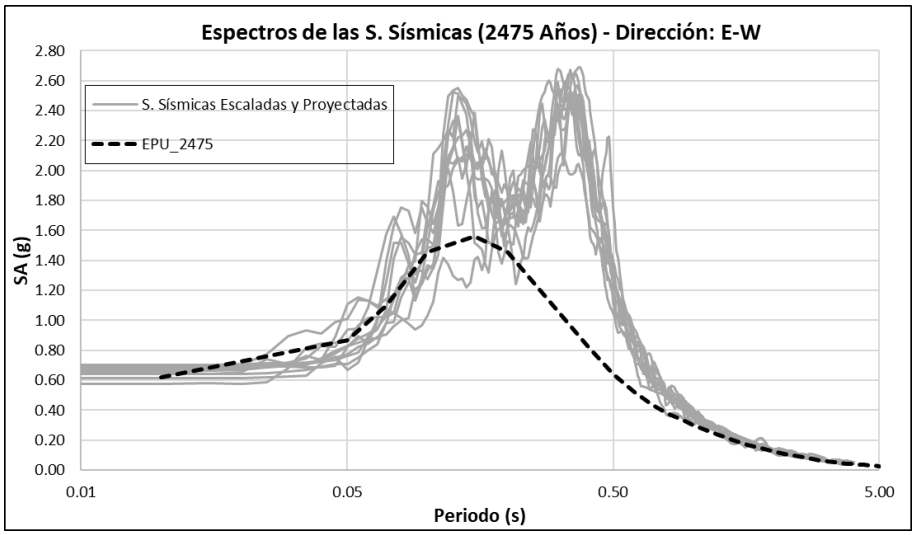


**Figura 43**

*Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica). Dirección NS*

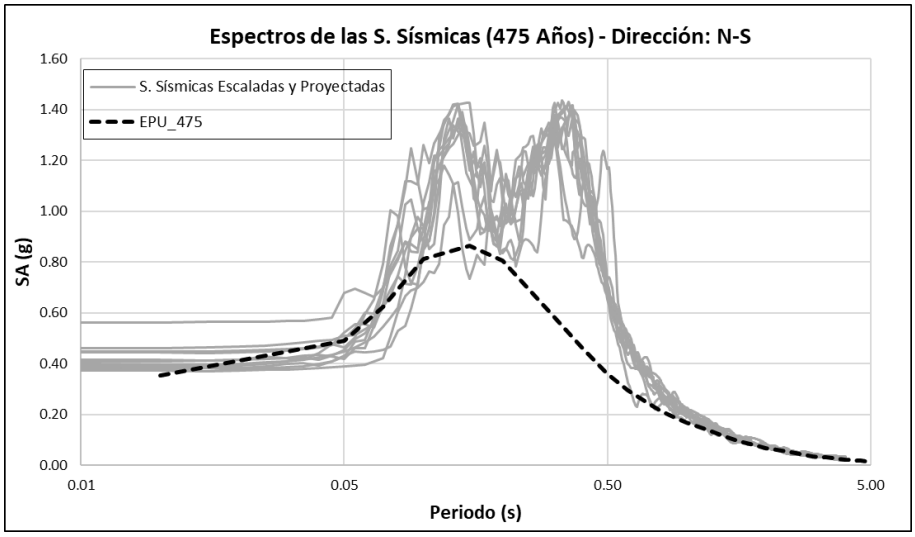
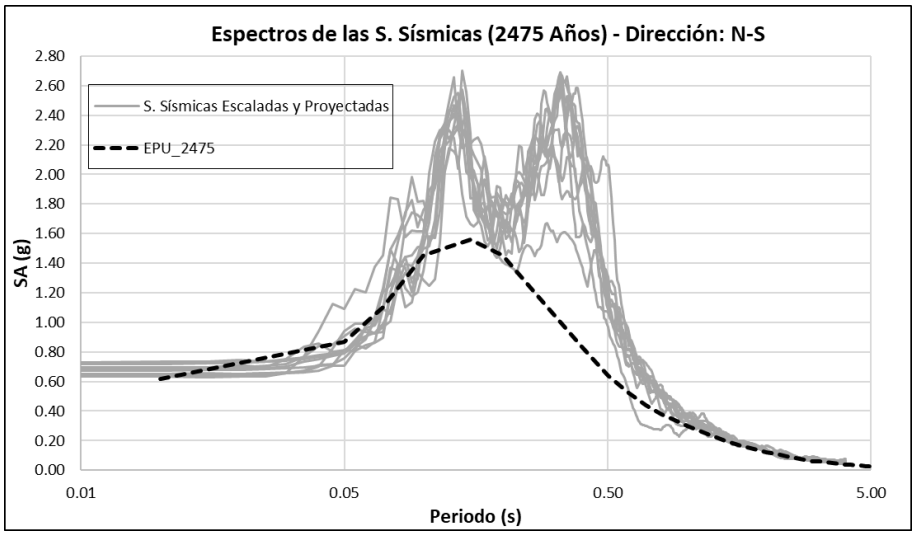



**Figura 44**

*Espectro de aceleración vs Periodo (escala logarítmica) (2475 Años). Dirección NS*




### 3.3.4.5 Parametrización de un espectro de diseño de sitio

La parametrización de un espectro de diseño de sitio consiste en ajustar su forma mediante los coeficientes definidos en la normativa en este caso la NEC-15, el procedimiento parte de un espectro suavizado y permite que el espectro resultante englobe las características principales de los espectros de diseño y tenga una estructura similar a los definidos en la normativa.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 define la forma del espectro de diseño utilizando tres segmentos lineales y parámetros como los periodos característicos del suelo ($T_0$ y TL) y los factores de amplificación sísmica (Fa y Fd), en función del tipo de suelo y del nivel de amenaza sísmica (NEC-SE-DS, 2015).

En este estudio, los espectros de aceleración modificados por efectos de sitio fueron ajustados mediante una curva suavizada que conserva las características dinámicas del

terreno. Este espectro parametrizado cumple con la estructura exigida por la NEC-15 y puede ser incorporado en modelos estructurales. La normativa **ASCE/SEI 7-22** respalda el uso de espectros personalizados, siempre que sean representativos, continuos y adecuados para evaluar el desempeño sísmico.

**Espectro de diseño de sitio**

Para obtener los espectros de sitio representativos para periodos de retorno de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y 2475 años (2% en 50 años), se ha utilizado enfoques estadísticos, como la media geométrica de los percentiles 16, percentiles 50 y percentiles 84 de cada dirección.

Las Figura 45 a Figura 48 muestran la distribución de estos percentiles para ambos niveles de amenaza.

**Figura 45**

*Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (475 Años). Dirección EW*

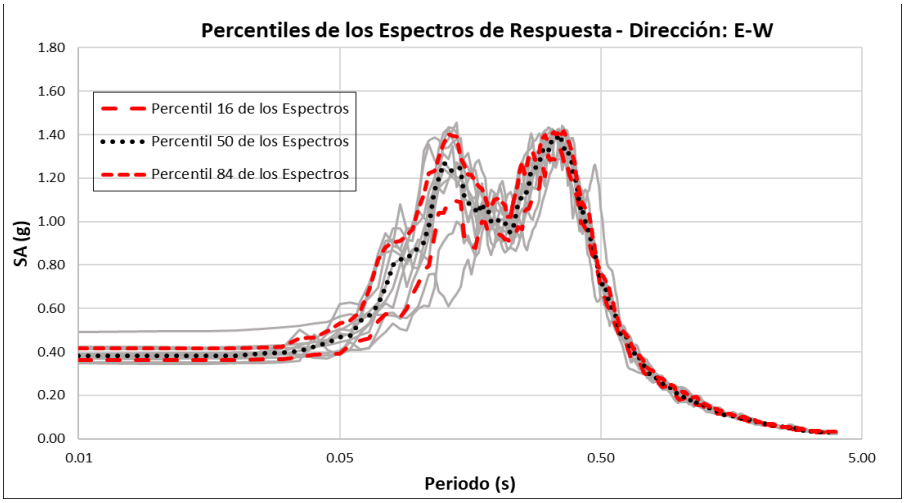



**Figura 46**

*Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (475 Años). Dirección NS*

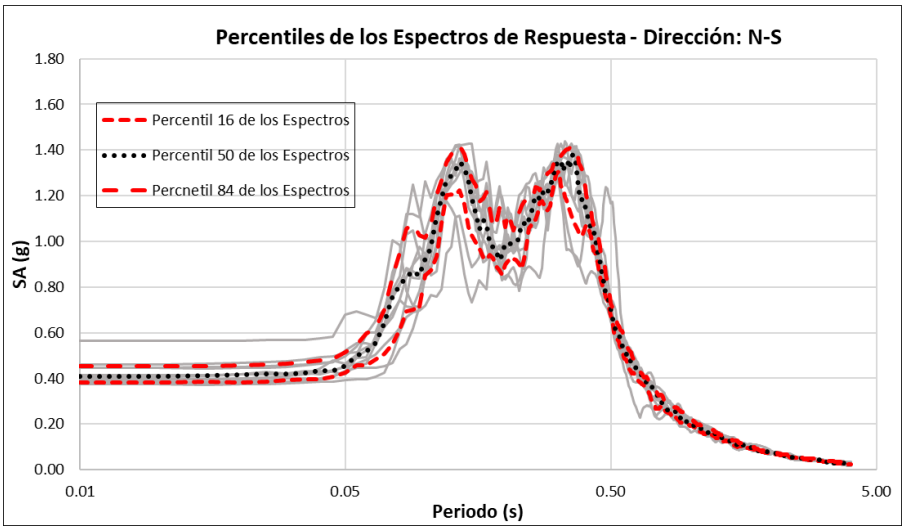


**Figura 47**

*Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (2475 Años). Dirección EW*

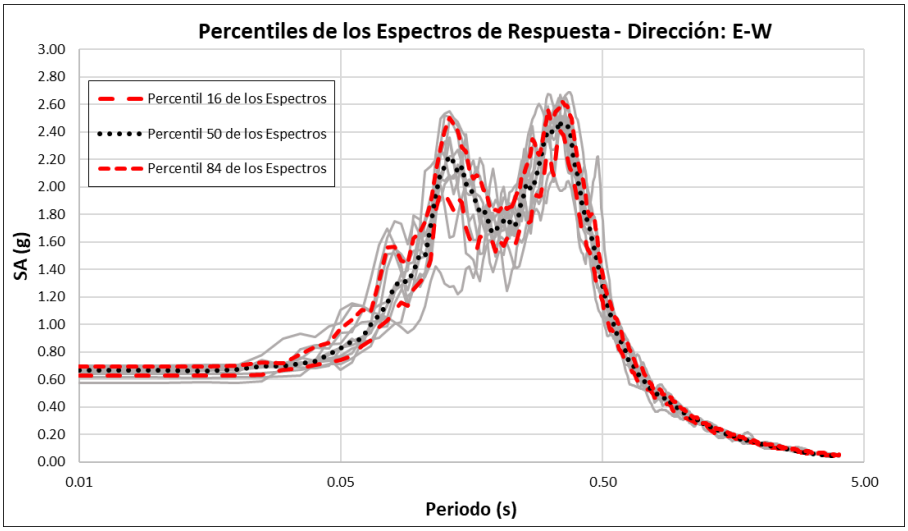
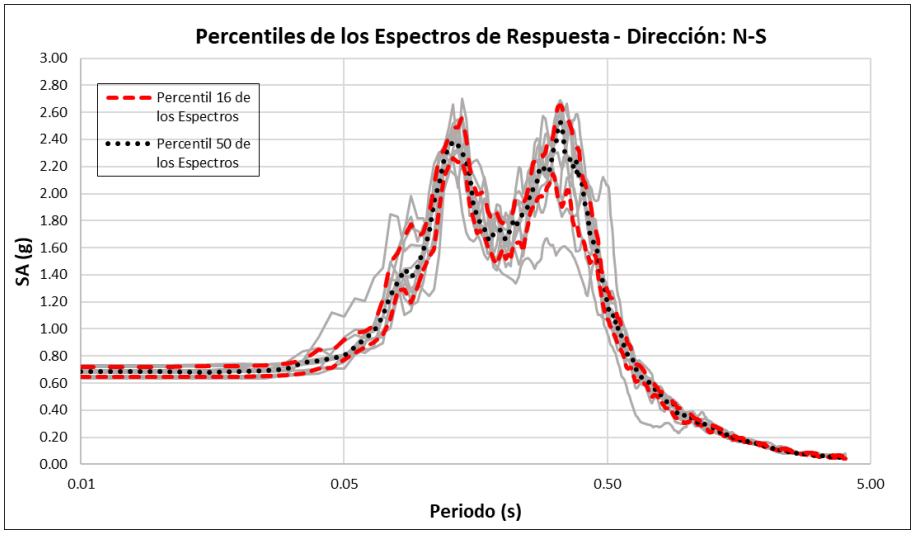



**Figura 48**

*Percentiles 16, 50 y 84 de los espectros de respuesta (2475 Años).* Dirección NS




Se decide trabajar con el espectro de diseño producto de la media geométrica del percentil 50, considerando que es un espectro representativo de las demandas sísmicas esperadas. Las

**Figura 49** y Figura 50 presentan la media geométrica del percentil 50, adoptada como espectro de diseño.

**Figura 49**

*Media Geométrica del percentil 50 los Espectros de Respuesta (475 Años).*

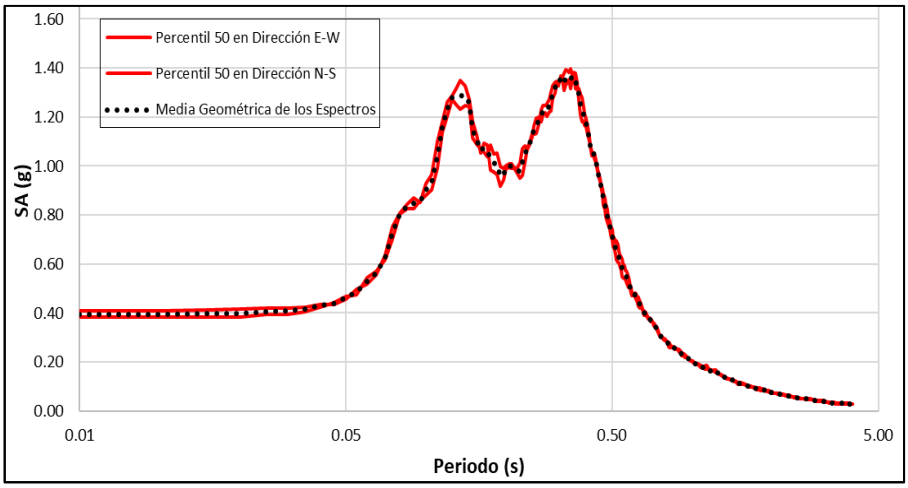
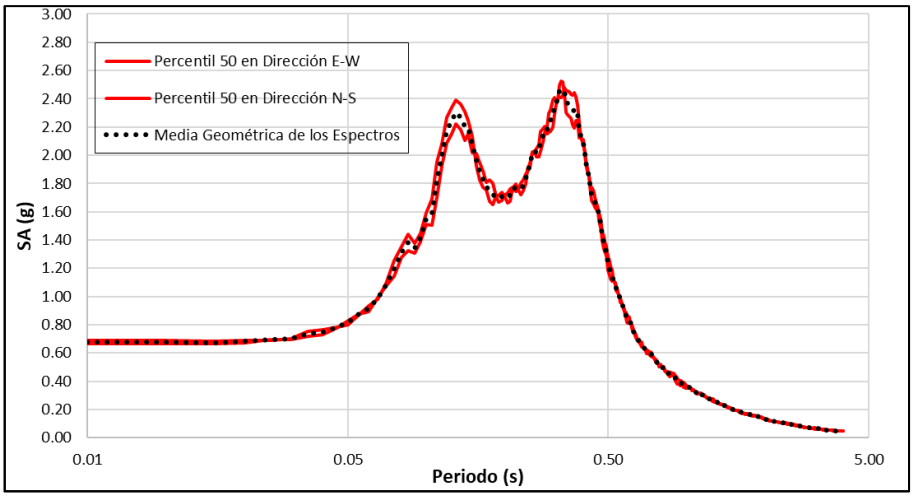



**Figura 50**

*Media Geométrica del percentil 50 de los Espectros de Respuesta (2475 Años)*




**Espectro de diseño de sitio parametrizado**

Según la NEC-15, la clasificación del tipo de suelo se realiza considerando la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (Vs) en los 30 metros superiores del perfil del suelo. En este estudio, el Vs promedio del suelo (ver Tabla 17) se encuentra entre 360 m/s y 760 m/s, lo que clasifica al terreno como Tipo C, según la tabla de clasificación de suelos establecida en la NEC.

Para la ciudad de Gualaquiza, en la provincia de Morona Santiago, se han determinado los parámetros normativos del espectro de diseño en función de dos niveles de amenaza sísmica:

- 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años), cuyos parámetros se presentan en la Tabla 18 y el espectro resultante en la
- 
- 

- **Figura 52**
- 2475 años (2% de probabilidad de excedencia en 50 años) con parámetros expuestos en la Tabla 19 y el correspondiente espectro mostrado en la
- **Figura 54**.

**Tabla 18**

*Parámetros del espectro de diseño de la NEC-15 para TR = 475 años*

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---|---|---|
| Z | Factor de zona sísmica - Gualaquiza | 0.3 |
| Fa | Factor de amplificación para periodos cortos, ajusta las aceleraciones espectrales en función del suelo. | 1.25 |
| Fd | Factor de amplificación para periodos largos, ajusta las aceleraciones para largos periodos. | 1.19 |
| Fs | Factor de amplificación general del suelo, considerando características dinámicas. | 1.02 |
| η | Relación de amplificación espectral para las provincias del Oriente | 2.6 |
| I | Factor de importancia de la estructura, estructuras de ocupación especial | 1.3 |
| r | valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto (gráficamente: pendiente de la región de transición, indica la disminución en la transición del espectro) | 1 |
| To (seg) | Periodo de inicio de transición, marca el inicio de la región de transición. | 0.097 |
| Tc (seg) | Periodo de fin de transición, delimita el inicio de la región de desplazamiento constante. | 0.533 |

**Figura 51**

Representación esquemática del espectro elástico trilineal según NEC-15

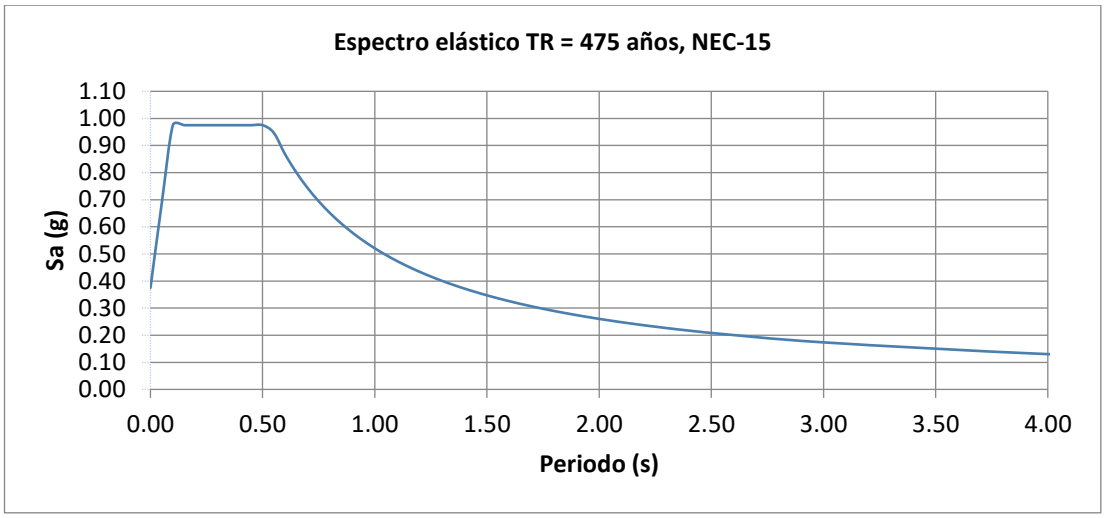
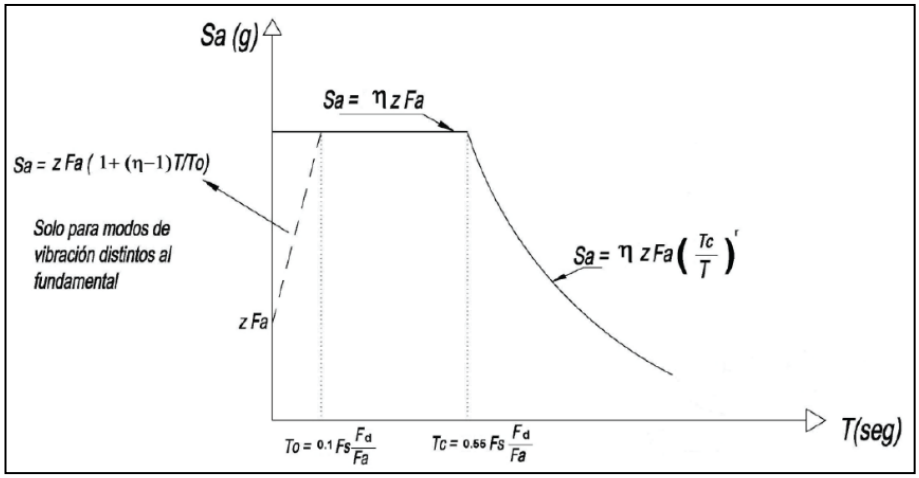



**Figura 52**

*Espectro elástico de diseño para TR = 475 años según la NEC-15*




Para un periodo de retorno de 2475 años, el espectro de respuesta se construye utilizando las curvas de peligro sísmico específicas de la región de Macas (Figura 53), que pueden ser

representativas de las condiciones sísmicas en la provincia de Morona Santiago (para PGA: 0.43g y para 0.1s: 1.075g).

**Figura 53**

*Curva de peligro sísmico Macas, Fuente (NEC SE DS, 2015)*

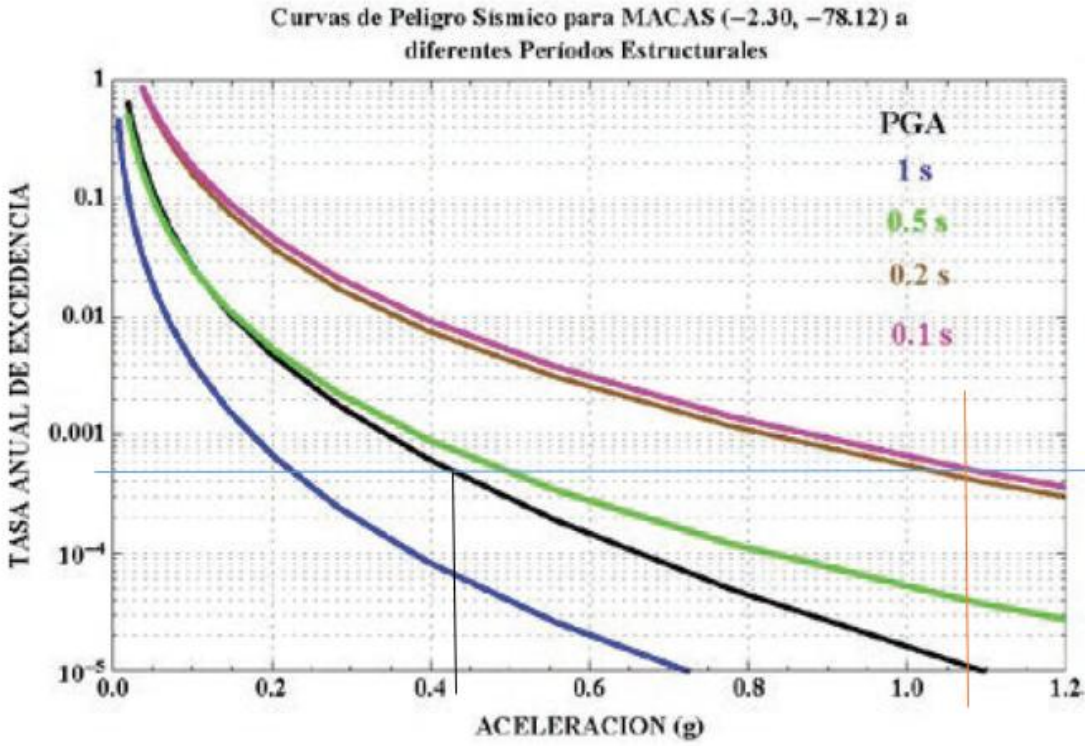



**Tabla 19**

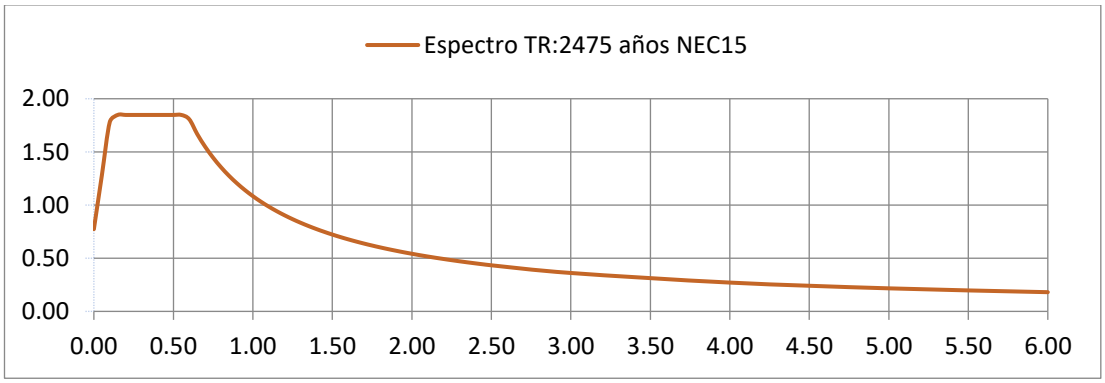
*Parámetros del espectro de diseño elástico según NEC-15 para TR = 2475 años*

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---|---|---|
| Z | Factor de zona sísmica - Gualaquiza | 0.45 |
| Fa | Factor de amplificación para periodos cortos, ajusta las aceleraciones espectrales en función del suelo. | 1.190 |
| Fd | Factor de amplificación para periodos largos, ajusta las aceleraciones para largos periodos. | 1.085 |
| Fs | Factor de amplificación general del suelo, considerando características dinámicas. | 1.17 |
| η | Relación de amplificación espectral para las provincias del Oriente | 2.39 |
| I | Factor de importancia de la estructura, estructuras de ocupación especial | 1.3 |
| r | valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto (gráficamente: pendiente de la región de transición, indica la disminución en la transición del espectro) | 1 |
| To (seg) | Periodo de inicio de transición, marca el inicio de la región de transición. | 0.107 |

| | | |
|---|---|---|
| Tc (seg) | Periodo de fin de transición, delimita el inicio de la región de desplazamiento constante. | 0.587 |

**Figura 54**

*Espectro elástico de diseño para TR = 2475 años según la NEC-15*




Parametrización del espectro de diseño de sitio. Una vez obtenido el espectro de diseño de sitio a partir del análisis de los registros sísmicos, se realiza la parametrización, que consiste en ajusta la curva espectral a un formato normativo que facilita la comparación con el espectro elástico de la NEC 15.

El proceso de parametrización del espectro de diseño de sitio permitirá ajustar su forma para que englobe sus características principales, respetando las directrices y estructuración de la NEC-15. Este espectro ajustado será representativo de las condiciones locales del sitio, facilitando su aplicación en el diseño estructural.

El procedimiento que se ha realizado consiste un ajuste iterativo de los parámetros normativos Fa (factor de amplificación para periodos cortos), Fd (factor de amplificación para periodos largos), r (pendiente de la región de transición), T0 (periodo de inicio de transición), y Tc (periodo de fin de transición).

Esta estructura está ilustrada en la

Figura **51** ,la parametrización se realizó de forma iterativa para garantizar que el espectro resultante englobe las características dinámicas observadas en los espectros de sitio obtenidos. Los resultados de este ajuste se presentan en las Tabla 20 y Tabla 21, correspondientes a los periodos de retorno de 475 años y 2475 años, respectivamente. Las Figura 55 y

**Figura 56** muestran gráficamente los espectros de sitio parametrizados resultantes.

**Tabla 20**

*Parámetros del espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 475 años*

| **Parámetro** | **Descripción** | **Valor** |
|---|---|---|

| | | |
|---|---|---|
| Z | Factor de zona sísmica - Gualaquiza | 0.3 |
| Fa | Factor de amplificación para periodos cortos, ajusta las aceleraciones espectrales en función del suelo. | 1.775 |
| Fd | Factor de amplificación para periodos largos, ajusta las aceleraciones para largos periodos. | 0.78 |
| Fs | Factor de amplificación general del suelo, considerando características dinámicas. | 1.7 |
| η | Relación de amplificación espectral para las provincias del Oriente | 2.6 |
| I | Factor de importancia de la estructura, estructuras de ocupación especial | 1.3 |
| r | valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto (gráficamente: pendiente de la región de transición, indica la disminución en la transición del espectro) | 1.72 |
| To (seg) | Periodo de inicio de transición, marca el inicio de la región de transición. | 0.123 |
| Tc (seg) | Periodo de fin de transición, delimita el inicio de la región de desplazamiento constante. | 0.381 |

**Figura 55**

*Espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 475 años.*

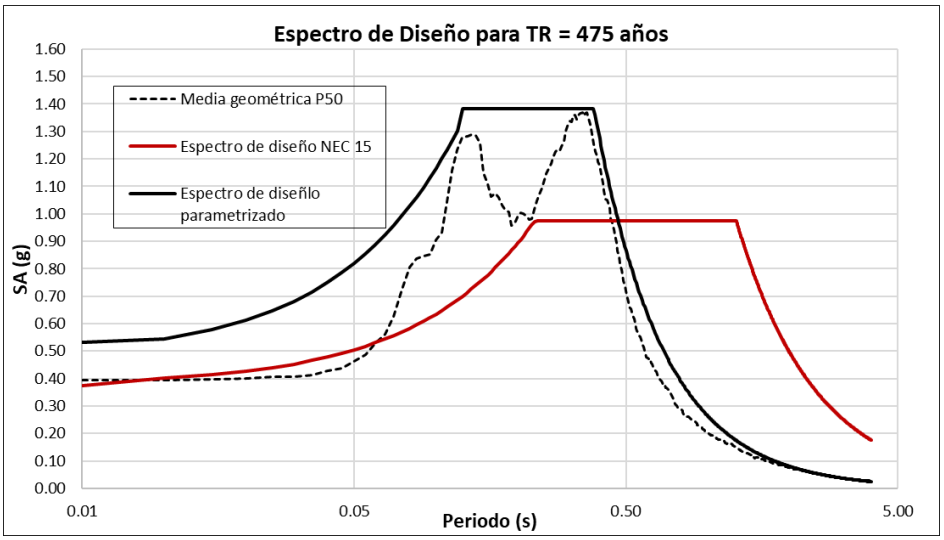



**Tabla 21**

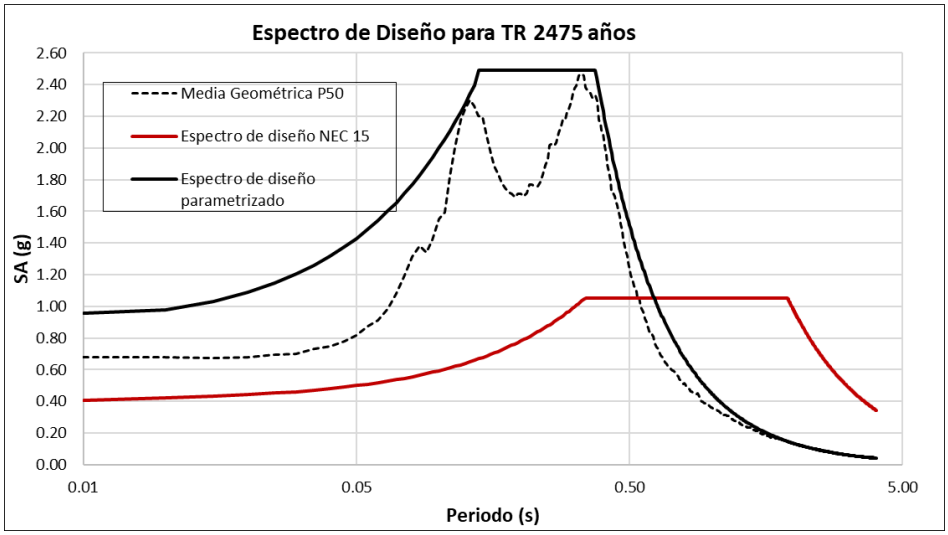
*Parámetros del espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 2475 años*

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---|---|---|
| Z | Factor de zona sísmica - Gualaquiza | 0.45 |
| Fa | Factor de amplificación para periodos cortos, ajusta las aceleraciones espectrales en función del suelo. | 0.9 |
| Fd | Factor de amplificación para periodos largos, ajusta las aceleraciones para largos periodos. | 1.55 |
| Fs | Factor de amplificación general del suelo, considerando características dinámicas. | 2 |

| | | |
|---|---|---|
| η | Relación de amplificación espectral para las provincias del Oriente | 2.6 |
| I | Factor de importancia de la estructura, estructuras de ocupación especial | 1.3 |
| r | valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto (gráficamente: pendiente de la región de transición, indica la disminución en la transición del espectro) | 1.5 |
| To (seg) | Periodo de inicio de transición, marca el inicio de la región de transición. | 0.344 |
| Tc (seg) | Periodo de fin de transición, delimita el inicio de la región de desplazamiento constante. | 1.894 |

**Figura 56**

*Espectro de diseño de sitio parametrizado para TR = 2475 años*




En ambos niveles de amenaza, el espectro de diseño normativo definido por la NEC-15 subestima las aceleraciones espectrales en los rangos de periodos cortos e intermedios, en comparación con los espectros generados con base en condiciones dinámicas locales.

En el rango de periodos mayores a 0.5s, se observa en cambio que: el espectro normativo tiende a sobrestimar ligeramente las aceleraciones respecto al espectro de sitio. Esto ocurre porque, en periodos largos, la influencia de la amplificación por efectos de sitio disminuye y la respuesta está más condicionada por la atenuación del movimiento sísmico.

Aunque esta diferencia es menos pronunciada que en periodos cortos e intermedios, sigue siendo relevante, ya que involucra a estructuras flexibles o de gran altura, cuya respuesta

sísmica está dominada por este rango de periodos. Si solo se utilizara el espectro normativo, podría sobredimensionarse el diseño,

Esta discrepancia valida la importancia de aplicar una parametrización sitio-específica, que contemple todo el rango de periodos estructurales especialmente en zonas donde los efectos de sitio tienen un impacto significativo sobre la demanda sísmica.

### 3.4 Acelerogramas de Diseño

Los acelerogramas son registros de aceleración del terreno en función del tiempo, empleados como entrada en los análisis dinámicos no lineales. Se requiere emplear acelerogramas de diseño que representen de forma realista las solicitaciones dinámicas esperadas en el sitio de emplazamiento.

De acuerdo con lo establecido por la norma (ASCE 41-13, 2013), los pares de acelerogramas deben seleccionarse y escalarse de modo que sus espectros de respuesta (media geométrica de las componentes horizontales) sean iguales o superiores al espectro de diseño del sitio. Esta condición debe cumplirse en el intervalo de periodos comprendido entre 0.2T y 1.5T, siendo *T* el periodo fundamental de la estructura.

En este caso, aunque los disipadores viscosos no reducen directamente el periodo, se adoptó de forma conservadora un límite inferior de 0 segundos para el rango de evaluación (0.2T–1.5T), asegurando así que el escalamiento de los acelerogramas cubra cualquier posible variación en la respuesta estructural tras el reforzamiento. Se evaluaron los espectros de cada registro sísmico frente al espectro de diseño, y se identificó la necesidad de aplicar un escalamiento lineal adicional para cumplir el requisito normativo. Los coeficientes de escalamiento empleados para los acelerogramas, correspondientes a los niveles de amenaza sísmica con periodos de retorno de 475 años y 2475 años, se detallan en la Tabla 22 y Tabla 23, respectivamente.

**Tabla 22**

*Escalado Lineal para espectros de 475 Años*

| Escalado Lineal Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| **Señales Sísmicas** | **Coeficiente de Escalamiento** |
| Sismo 1 | 1.157 |
| Sismo 2 | 1.235 |
| Sismo 3 | 1.010 |
| Sismo 4 | 1.118 |
| Sismo 5 | 1.103 |
| Sismo 6 | 1.291 |
| Sismo 7 | 1.262 |
| Sismo 8 | 1.064 |
| Sismo 9 | 1.192 |
| Sismo 10 | 1.051 |
| Sismo 11 | 1.095 |

**Tabla 23**

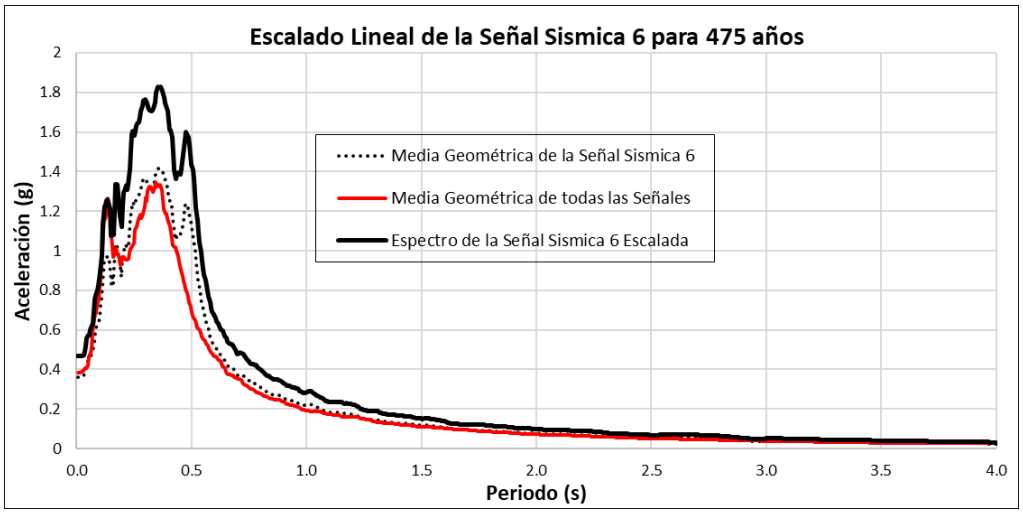
Escalado Lineal para espectros de 2475 Años

| Escalado Lineal Espectro de 2475 Años | |
|---|---|
| **Señales Sísmicas** | **Coeficiente de Escalamiento** |
| Sismo 1 | 1.149 |
| Sismo 2 | 1.308 |
| Sismo 3 | 1.024 |
| Sismo 4 | 1.116 |
| Sismo 5 | 1.238 |
| Sismo 6 | 1.157 |
| Sismo 7 | 1.108 |
| Sismo 8 | 1.136 |
| Sismo 9 | 1.168 |
| Sismo 10 | 1.000 |
| Sismo 11 | 1.090 |

Como ejemplo representativo, la Figura 57 muestra el espectro de aceleración de la señal sísmica 6, la cual presentó el mayor coeficiente de escalamiento para el nivel de 475 años.

**Figura 57**

*Espectro de la Señal Sísmica 6 Escalada*



# 4. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA SIN REFORZAR

El presente capítulo tiene como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de la estructura existente del Colegio de Bachillerato Municipal Gualaquiza, sin considerar reforzamiento. Para ello, se aplican metodologías basadas en el desempeño estructural, conforme a los lineamientos establecidos en (ASCE 41, 2013) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Se emplea un modelo tridimensional no lineal que permiten simular el comportamiento real de los elementos estructurales ante solicitaciones sísmicas. A través de este modelo se determina las derivas de entrepiso, mecanismos de formación de rótulas plásticas, y niveles de daño esperados bajo el espectro de diseño para periodos de retorno de 475 y 2475 años. Este análisis permite identificar deficiencias estructurales existentes para proponer el reforzamiento, priorizando la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación frente a futuros eventos sísmicos.

## 4.1 Metodología de evaluación

La metodología de evaluación se desarrolló conforme a lo establecido en (ASCE 41-13, 2013) define los procedimientos para verificar si cumplen con los niveles de seguridad exigidos para distintos escenarios de amenaza sísmica.

Se consideraron dos niveles de amenaza sísmica definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), Tabla 24:

**Tabla 24**

*Escenarios de amenaza sísmica considerados*

| Escenario | Periodo de retorno | Nivel de desempeño esperado |
|---|---|---|

| | | |
|---|---|---|
| Sismo frecuente | 475 años | Ocupación Inmediata (IO) |
| Sismo raro | 2475 años | Seguridad de Vida (LS) |

La metodología aplicada comprendió:

- Modelación tridimensional no lineal en ETABS, incorporando rótulas plásticas en vigas y columnas para simular el comportamiento inelástico.
- Ejecución de análisis modal espectral, análisis estático no lineal (pushover) y análisis dinámico no lineal (NLRHA), empleando acelerogramas escalados para cada nivel de amenaza.
- Evaluación de derivas de entrepiso, formación de rótulas plásticas, desplazamientos máximos y aceleraciones de piso.
- Verificación del cumplimiento de los criterios de aceptación de desempeño definidos en la ASCE/SEI 41-13.

### 4.2 Modelado no lineal de la estructura en ETABS

Se desarrolló un modelo tridimensional de la estructura en el software ETABS, considerando las dimensiones, propiedades de los materiales, condiciones de apoyo y cargas según los planos y el estado actual del edificio. Para representar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, se asignaron rótulas plásticas en vigas y columnas.

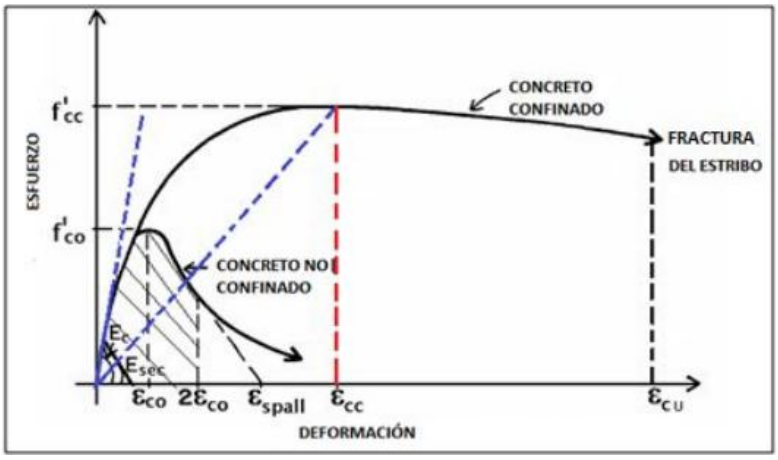
Para representar el comportamiento no lineal de los materiales, se implementaron modelos constitutivos que representan las curvas de esfuerzo – deformación.

**Concreto**

La curva esfuerzo – deformación del concreto utilizada corresponde al modelo de Mander et. al, (1988) para concreto no confinado que se muestra en la Figura 58. Este modelo señala la resistencia máxima seguida de una pérdida progresiva de la capacidad resistente.

**Figura 58**

*Modelo del concreto confinado y no confinado que representa el diagrama esfuerzo – deformación*




**Fuente:** (Mander et al., 1988)

Las propiedades adoptadas en el modelo se presentan en la Tabla 25

**Tabla 25**

*Propiedades del concreto ingresadas en el modelo ETABS*

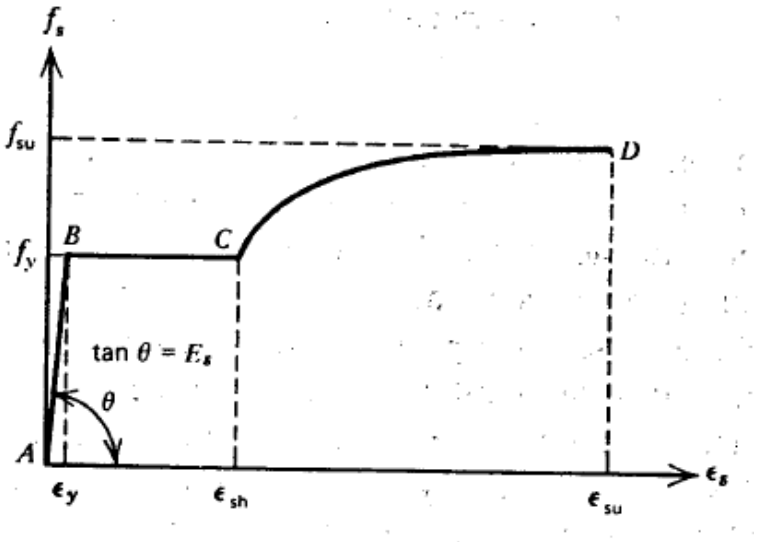
| Propiedad | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Peso unitario | 2400 | kgf/m³ |
| Módulo de elasticidad (E) | 23 253 075.55 | kgf/m² |
| Relación de Poisson (v) | 0.2 | – |

**Acero**

Para el acero de refuerzo se utilizó una curva esfuerzo – deformación, según modelo propuesto por (Park y Paulay , Reinforced Concrete Structures, 1988). La Figura 59 muestra la curva teórica de esfuerzo – deformación del acero, que comprende un tramo elástico (A-B), una meseta de fluencia (B-C) y un tramo de endurecimiento por deformación (C-D).

**Figura 59**

*Curva esfuerzo – deformación monotónica para acero de refuerzo*




Fuente: (Park y Paulay , 1988)

Las propiedades ingresadas al modelo se detallan en la Tabla 26

**Tabla 26**

Propiedades del acero ingresadas a modelo de ETABS

| Propiedad | Valor | Unidad |
|---|---|---|
| Peso unitario | 7850 | kgf/m³ |
| Módulo de elasticidad (E) | 209 999 995.73 | kgf/m² |
| Resistencia a la fluencia (fy) | 42 828 080.07 | kgf/m² |

### 4.3 Análisis dinámico lineal (modal espectral)

El análisis dinámico lineal (modal-espectral) se emplea principalmente en estructuras de mediana y gran altura o con irregularidades moderadas, ya que permite representar de manera más realista su comportamiento sísmico que el análisis estático lineal (Chopra, 2017). En este procedimiento, la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) con propiedades lineales, donde la acción sísmica se introduce mediante el espectro de diseño definido por la NEC-SE-DS (2015).

Se realiza primero un análisis modal para obtener los modos de vibración y sus respectivos períodos Tn. Para cada modo relevante, se calcula una fuerza lateral equivalente a partir de la distribución de masas y la aceleración espectral Sa(Tn) del espectro de diseño, considerando típicamente un 5 % de amortiguamiento (Chopra, 2017). Así, se reemplaza la respuesta dinámica por una serie de análisis estáticos independientes, donde cada modo se representa mediante un patrón de cargas proporcional a su forma modal y escalado con su respuesta espectral (ASCE 41, 2013).

Los resultados modales: fuerzas internas y desplazamientos, se combinan estadísticamente mediante reglas como SRSS o CQC, dependiendo del acoplamiento entre modos (Chopra,

2017). Para garantizar una representación adecuada, se incluyen suficientes modos para alcanzar al menos el 90 % de participación modal en cada dirección.

Finalmente, las demandas obtenidas se comparan con las capacidades resistentes de los elementos estructurales. Dado que se trata de un procedimiento lineal, la respuesta inelástica no se modela directamente. Por ello, en diseño por capacidad se introduce un factor de reducción (como R o q) para considerar la ductilidad, o se aplican criterios conservadores de aceptación cuando se evalúa el desempeño estructural (ASCE 41, 2013)

### 4.3.1 Modos de vibración

A partir del modelo estructural desarrollado en ETABS, se determinaron los principales modos de vibración de la edificación sin reforzamiento. Conforme a la (NEC-SE-DS, 2015), se incluyeron los modos hasta alcanzar más del 90 % de participación modal de masa en cada dirección. Los resultados se presentan en la Tabla 27.

**Tabla 27**

*Modos de Vibración de la Estructura Sin Reforzar*

| MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA SIN REFORZAR | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Modos** | **Periodo (s)** | **Dir_X** | **Dir_Y** | **Rot_Z** | **SumUX** | **SumUY** |
| 1 | 0.77 | 0.004 | 0.952 | 0.044 | 0.004 | 0.746 |
| 2 | 0.71 | 0.489 | 0.038 | 0.473 | 0.428 | 0.779 |
| 3 | 0.67 | 0.504 | 0.011 | 0.485 | 0.861 | 0.788 |
| 4 | 0.28 | 0.027 | 0.407 | 0.565 | 0.864 | 0.870 |
| 5 | 0.26 | 0.215 | 0.513 | 0.273 | 0.889 | 0.924 |
| 6 | 0.25 | 0.753 | 0.071 | 0.176 | 0.984 | 0.929 |

El primer modo presenta un periodo de 0.77 s, con participación predominante en la dirección Y (0.95). Los modos 2 y 3 combinan traslación en dirección X y rotación en torno al eje Z, con alta participación torsional. Este efecto genera una distribución desigual de esfuerzos en los elementos, lo que incrementa la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

El periodo fundamental estimado por la (NEC-SE-DS, 2015) para una edificación de tres plantas y altura de 9.65 m corresponde a 0.42 s, calculado según la expresión normativa $T = C_t \cdot H_m^a$,

**Tabla 28**

Periodo de vibración estático nec (2015)

| PERIODO DE VIBRACIÓN ESTÁTICO NEC (2015) | | |
|---|---|---|
| **Ct** | coeficiente según el sistema estructural. (Concreto armado en pórticos): | 0.055 |

| | | |
|---|---|---|
| **Hm (m)** | Altura de la edificación medida desde la base hasta el nivel superior: | 9.65 |
| **α** | En pórticos de concreto armado: | 0.9 |
| **T (s)** | Periodo fundamental aproximado de la estructura: | 0.42 |

**Tabla 29**

Periodo de Vibración Estático Teórico NEC (2015)

| **PERIODO DE VIBRACIÓN ESTÁTICO NEC (2015)** | | |
|---|---|---|
| **$C_t$** | coeficiente según el sistema estructural. (Concreto armado en pórticos): | 0.055 |
| **$H_m$ (m)** | Altura de la edificación medida desde la base hasta el nivel superior: | 9.65 |
| **α** | En pórticos de concreto armado: | 0.9 |
| **T (s)** | Periodo fundamental aproximado de la estructura: | 0.42 |

La comparación muestra que el periodo obtenido en el modelo es significativamente mayor, lo que indica que la estructura es flexible y susceptible a presentar desplazamientos laterales elevados.

### 4.3.2 Resultados para sismo de 475 años

El análisis estático lineal de la estructura sin reforzamiento muestra que el desplazamiento máximo se presenta en la dirección Y con 14.3 cm, mientras que en la dirección X alcanza 9.5 cm, ambos en la segunda planta alta **Figura 60**. En cuanto a las derivas, los valores máximos son 2.2% en dirección Y y 1.4% en dirección X, localizados en la primera planta alta **Figura 61**

**Figura 60**

*Desplazamiento Estático Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*

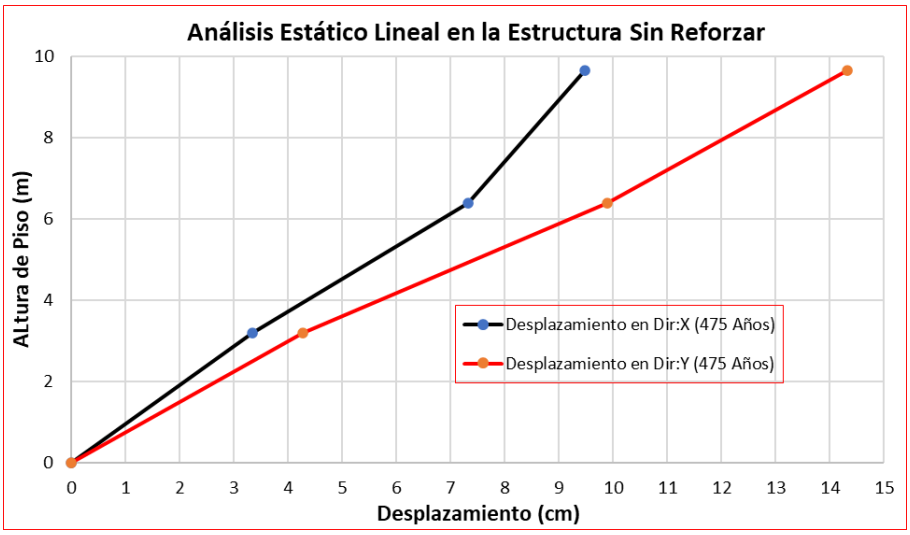
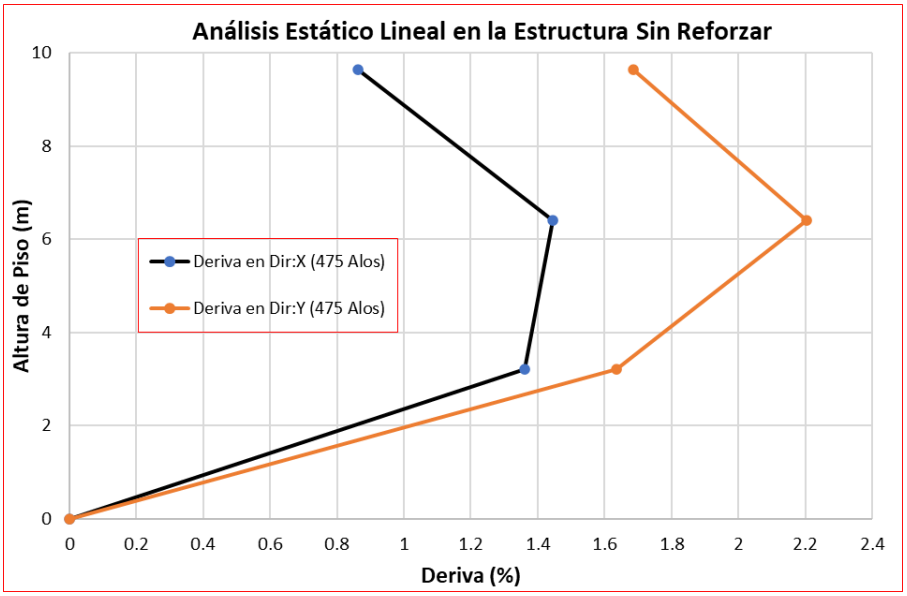



**Figura 61**

*Deriva Estática Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*




El análisis dinámico lineal, representado en la **Figura 62** **Figura 62** *Desplazamiento Dinámico Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*, para los desplazamientos y en la

Figura 63 para las derivas, muestra valores ligeramente menores respecto al análisis estático. Los desplazamientos máximos alcanzan 12.7 cm en Y y 8.4 cm en X, mientras que las derivas son de 2.1% en Y y 1.4% en X, correspondientes a la segunda y primera planta alta, respectivamente.

**Figura 62**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*

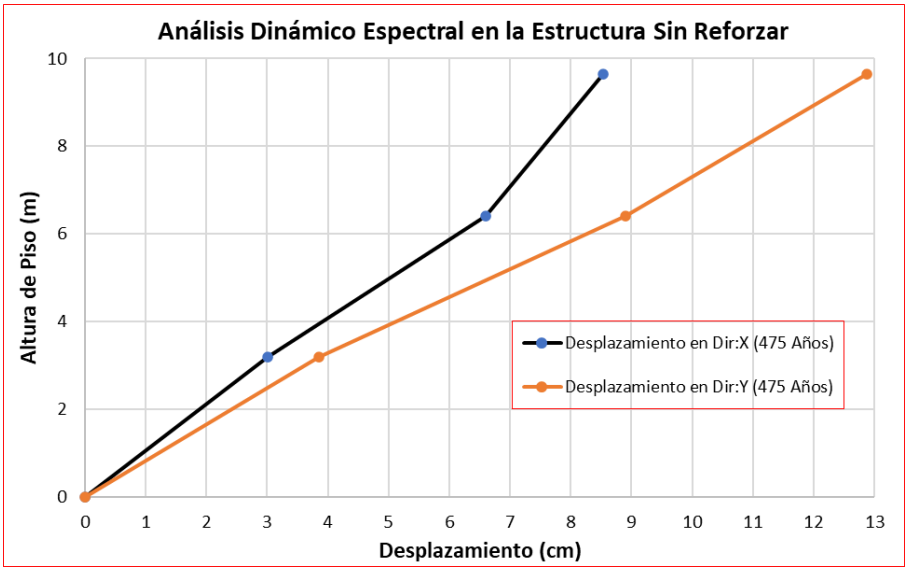
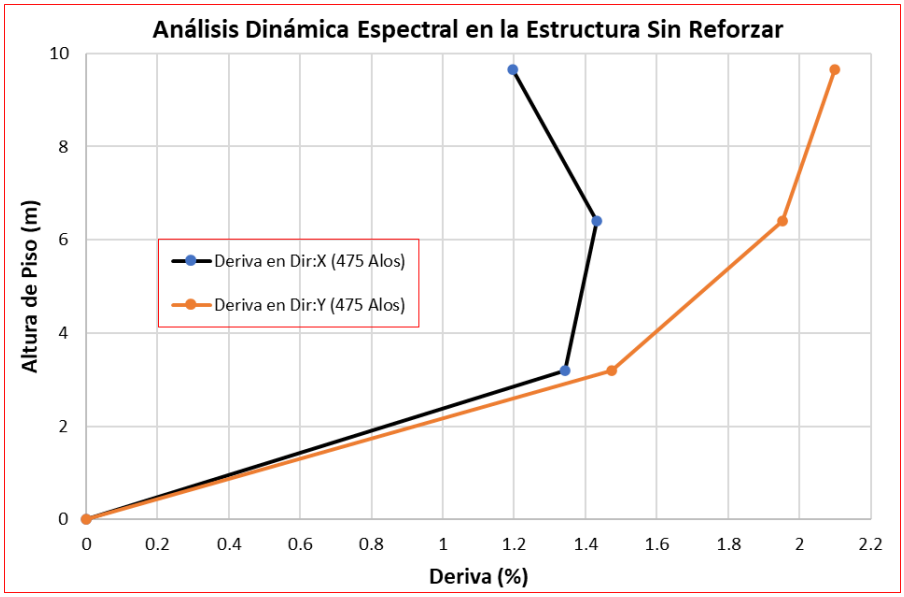



**Figura 63**

*Deriva Dinámica Lineal. Estructura Sin Reforzar (475 Años)*



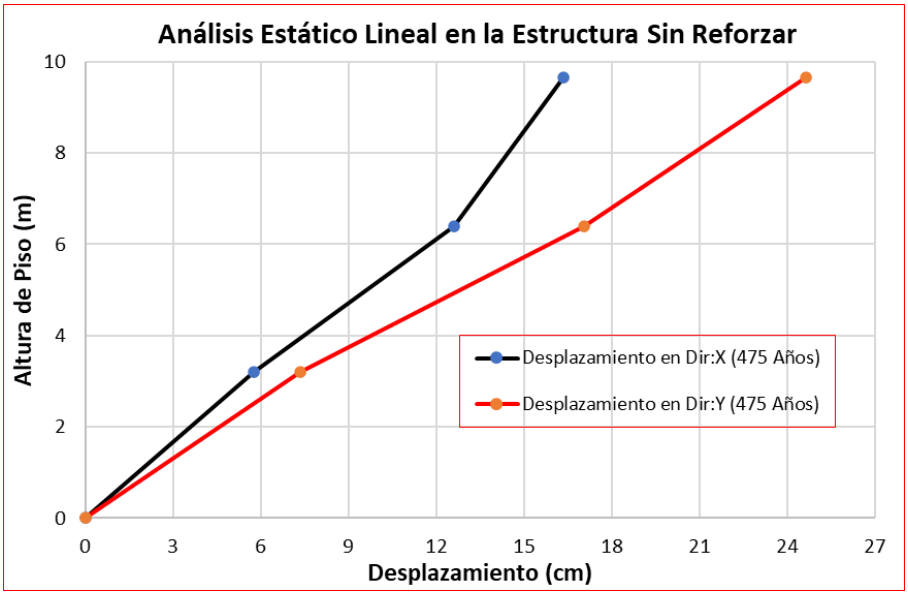

En ambos procedimientos, los valores superan los límites establecidos en la (NEC-SE-DS, 2015), de 1 % para elementos de hormigón armado y 2 % para elementos no estructurales, lo que evidencia que la estructura sin reforzamiento es vulnerable incluso ante un sismo frecuente.

### 4.3.3 Resultados para sismo de 2475 años

En la Figura 64 se presenta el desplazamiento estático lineal para el sismo de 2475 años, con valores máximos de 24.7cm en Y y 16.3cm en X, ambos en la segunda planta alta.

**Figura 64**

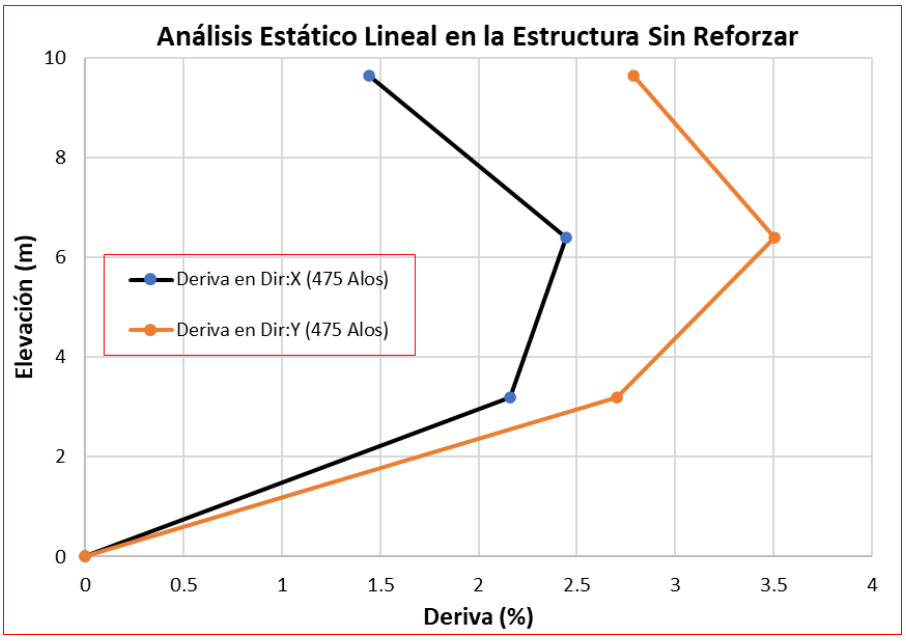
*Desplazamiento Estático Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)*




La Figura 65 muestra las derivas correspondientes, alcanzando valores críticos de 3.5 % en Y y 2.4 % en X, localizados en la primera planta alta.

**Figura 65**

*Deriva Estática Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)*




Los resultados del análisis dinámico lineal se ilustran en la Figura 67. para desplazamientos y en la Figura 66, para derivas. Los desplazamientos máximos son 20.1cm en Y y 14.5cm en X, mientras que las derivas alcanzan 3.2 % en Y y 2.4 % en X, registradas en la segunda y primera planta alta, respectivamente.

**Figura 66**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)*

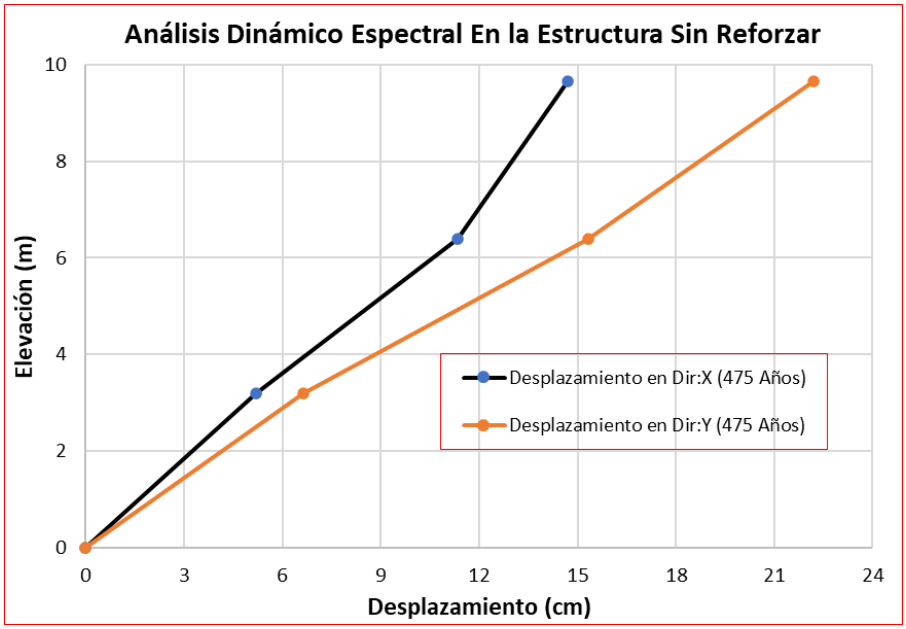
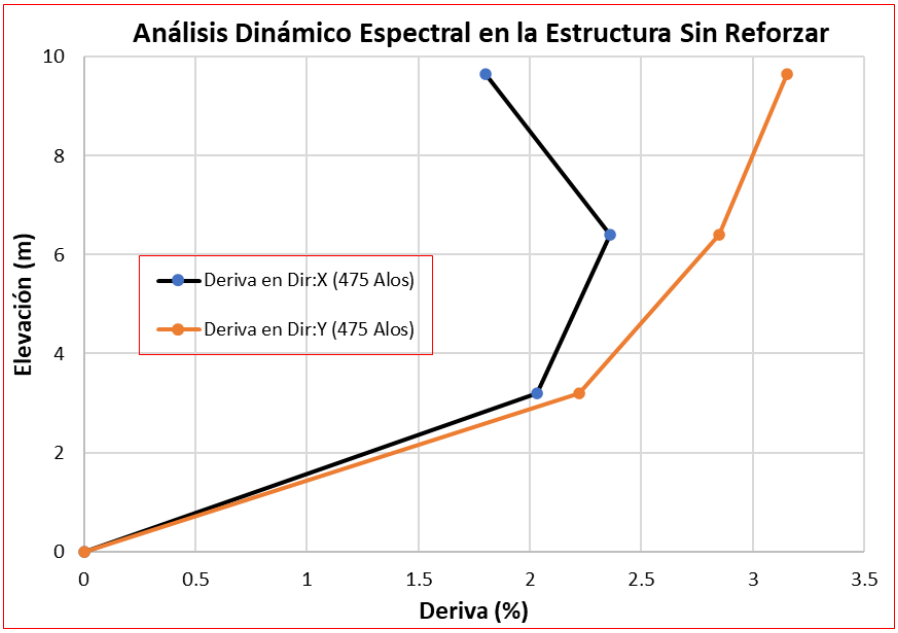



**Figura 67**

*Deriva Dinámica Lineal. Estructura Sin Reforzar (2475 Años)*




En este escenario, las derivas superan ampliamente los límites normativos de la (NEC-SE-DS, 2015), confirmando que la edificación presenta un desempeño sísmico inadecuado frente a un sismo raro, con deformaciones que comprometen tanto a los elementos estructurales como a los no estructurales.

## 4.4 Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis estático no lineal permite simular como una estructura responde ante fuerzas sísmicas cada vez mayores. Consiste en aplicar cargas laterales incrementales que permiten observar el paso del comportamiento elástico a un comportamiento inelástico, cuando los elementos comienzan a fisurarse y a perder rigidez. El análisis se detiene al alcanzar un desplazamiento objetivo o cuando la estructura ya no puede seguir resistiendo

Este método, recomendado en (FEMA 356, 2000) y (ASCE 41-13, 2013), resulta útil para la evaluación de edificaciones existentes, ya que permite estimar la capacidad de deformación, los posibles mecanismos de falla y el nivel de desempeño sísmico esperado.

La representación del comportamiento inelástico se logra mediante la incorporación de rótulas plásticas en vigas y columnas, definidas según relaciones momento–curvatura o interacción axial–flexión. El modelo considera la rigidez degradada de los elementos estructurales tras el inicio de fisuración, siguiendo las recomendaciones normativas y metodológicas de la (ASCE 41-13, 2013).

Uno de los resultados más destacados del análisis pushover, es la curva de capacidad fuerza–desplazamiento, que muestra la evolución del comportamiento estructural, pasando de la fase elástica inicial a la fase de post-elasticidad, mostrando así la disminución de la rigidez.

La comparación entre la capacidad de la estructura (definida en la curva mencionada) y la demanda sísmica (definida por el espectro de diseño) da lugar a la determinación del nivel de desempeño estructural obtenido. (IO, LS o CP), de acuerdo con las recomendaciones de la (SEAOC, 1995) y la (ASCE 41-13, 2013).

### 4.4.1 Rotulas plásticas

Se modeló el comportamiento inelástico de la estructura a través del diseño de rótulas plásticas en vigas y columnas, siguiendo las instrucciones de la ASCE 41-13 (2013). En las vigas, las rótulas se posicionaron en sus extremos, y en las columnas se fue más allá al tener la interacción de los esfuerzos de flexión y de los esfuerzos axiales.

#### 4.4.1.1 Rotulas plásticas en vigas

La caracterización de una rótula plástica en vigas se realiza mediante el análisis momento–curvatura, el cual permite identificar la transición del comportamiento elástico al inelástico en una sección determinada. Este procedimiento facilita la asignación de rótulas plásticas en modelos no lineales, al describir su comportamiento mediante curvas fuerza–deformación que dependen de la ductilidad disponible en el elemento (Park y Paulay , Reinforced Concrete Structures, 1988).

El proceso se fundamenta en el cálculo de la relación que existe entre el momento de flexión y la curvatura de la sección, incorporando las deformaciones de las fibras externas del concreto, pero también del acero. La curva momento–curvatura se presenta con un primer tramo lineal hasta el momento de la aparición de la fluencia basal del acero, a partir del cual, lentamente, la rigidez de la sección disminuye, mostrando así la no linealidad de los distintos materiales.

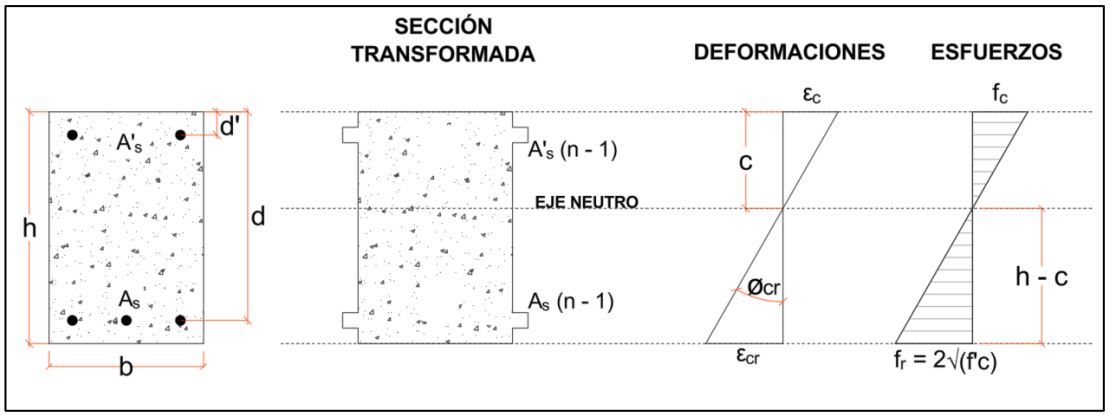
La rótula plástica se define cuando la sección alcanza una curvatura límite, asociada a la capacidad máxima de deformación que los materiales pueden resistir antes de una pérdida significativa de resistencia.

**Momento de agrietamiento (Mcr).**

El momento de agrietamiento ocurre cuando el concreto en la parte traccionada de la viga llega a su resistencia a la tracción y aparecen las primeras fisuras. Antes de este punto, toda la sección trabaja junta (concreto y acero). Después de que se fisura, el acero empieza a asumir casi toda la tracción La Figura 68 muestra la sección transformada junto con la distribución de deformaciones y esfuerzos en este estado inicial.

**Figura 68**

*Sección transformada y estado de agrietamiento*




A partir del equilibrio de esfuerzos y las propiedades geométricas de la sección se obtiene el momento de agrietamiento, se emplean las ecuaciones (19) a (25):

$$Ase = bh + As(n-1) + A's(n-1) \qquad (19)$$

$$Fr = 2\sqrt{f'c} \qquad (20)$$

$$c = \frac{(bh)\left(\frac{h}{2}\right) + As(n-1)d + A's(n-1)d'}{Ase} \qquad (21)$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{Es}{15100\sqrt{f'c}} \quad (22)$$

$$Ise = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - c\right)^2 + As(n-1)(d-c)^2 + A's(n-1)(c-d')^2 \quad (23)$$

$$Ma = \frac{Fr * Ise}{h - c} \quad (24)$$

$$\phi a = \frac{(Fr/Ec)}{(h-c)} \quad (25)$$

Donde,

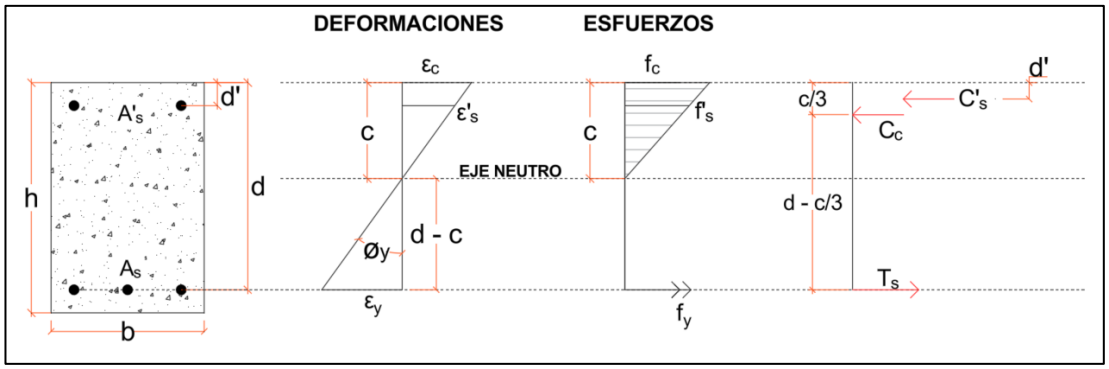
- $b$: Base/ancho de la sección de la viga
- $h$: Altura de la viga
- $d$: Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
- $d'$: Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en compresión
- $f'c$: Resistencia a compresión del hormigón
- $As$: Refuerzo a tracción
- $As'$: Refuerzo a compresión
- $Ase$: Área de la sección equivalente
- $E_c$: Módulo de elasticidad del concreto
- $Es$: Módulo de elasticidad del acero
- $Fr$: Módulo de rotura
- $C$: Profundidad de eje neutro
- $Ise$: Inercia de sección equivalente
- $M_a$: Momento de agrietamiento
- $\phi_a$: Curvatura de agrietamiento

**Momento de fluencia (My)**

En el momento de fluencia, el acero de tracción alcanza su deformación de fluencia ($\varepsilon_y$) y empieza a deformarse de manera permanente. El concreto en compresión continúa trabajando dentro de su rango lineal, mientras que el acero a compresión desarrolla tensiones moderadas. En la Figura 69 se ilustra la distribución de deformaciones y esfuerzos para este estado.

**Figura 69**

*Estado de fluencia*




El análisis se desarrolla bajo dos hipótesis:

**Hipótesis A:**

El acero a tracción (As) ha fluido.

El acero a compresión (As′) también fluye o ya fluyó.

El concreto en compresión mantiene comportamiento elástico.

El eje neutro se ubica entre As y As′.

El equilibrio de fuerzas se plantea con las ecuaciones (26) a (35)

$$(E_c \varepsilon_y \, b)\, c^2 \; + \; (2 * F_y(As - A's))\, c \; - \; 2 * (As - A's) F_y d = 0 \qquad (26)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_y * c}{d \; - \; c} \qquad (27)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y * (c \; - d')}{d \; - \; c} \qquad (28)$$

$$F_c = \varepsilon_c * E_c \qquad (29)$$

$$F'_s = \varepsilon'_s * E_s \qquad (30)$$

$$F_y = \varepsilon_y * E_s \qquad (31)$$

$$C = \; f'c * C * \frac{b}{2} \qquad (32)$$

$$C_{A's} = \; A's * F'_s \qquad (33)$$

$$M_y = \; C * \left(d - \frac{c}{3}\right) + T_{As} * (d \; - \; d') \qquad (34)$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - c)} \qquad (35)$$

**Hipótesis B:**

El acero a tracción (As) fluye.

El acero a compresión (As′) aún no fluye.

El concreto en compresión mantiene comportamiento elástico.

El eje neutro se ubica entre As y As′.

La profundidad del eje neutro se calcula con la ecuación (36)

$$\left(E_c * \varepsilon_y * \frac{b}{2}\right) * c^2 + F_y * (As + As')c - (As * d + A's * d') * F_y = 0 \quad (36)$$

Donde,

$\varepsilon y$ : Deformación unitaria del acero

$Fy$ : Resistencia a la fluencia del acero

$\varepsilon_c$ : Deformación unitaria de concreto en tracción

$\varepsilon_s$ : Deformación unitaria de acero

$Ec$ : Módulo de elasticidad del concreto

$Es$ : Módulo de elasticidad del acero

$f'c$ : Esfuerzo del concreto

$Fs$ : Esfuerzo del acero a compresión

$C$ : Fuerza del concreto comprimido

$c_{A's}$ : Fuerza del acero a compresión

$T_s$ : Fuerza del acero a tracción

$M_y$ : Momento de fluencia

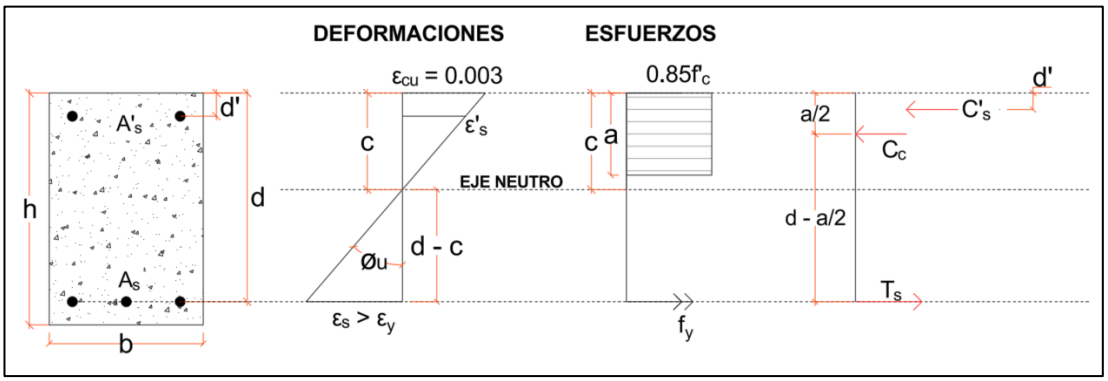
$\phi_y$ : Curvatura de fluencia

**Momento ultimo**

El momento último se alcanza cuando la fibra extrema del concreto en compresión llega a la deformación máxima ($\varepsilon_{cu}$=0.003). En este estado se emplea el bloque rectangular equivalente de compresión del concreto, mientras que el acero de tracción fluye ampliamente, aportando la mayor parte de la resistencia. La sección alcanza así su capacidad máxima, más allá de la cual se produce la falla Figura 70.

**Figura 70**

*Resistencia ultima*




El análisis considera dos hipótesis:

**Hipótesis A:**

Tanto As como As′ han fluido.

El concreto alcanza su deformación última.

El acero se modela como elástico perfectamente plástico.

El eje neutro se ubica entre As y As′.

El equilibrio de fuerzas determina el momento ultimo con las ecuaciones (37) a (41).

$$(As - As') * F_y = (0.85 * f'c * \beta_1 * b) \quad (37)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{\varepsilon_s}{(d-c)} = \frac{\varepsilon'_s}{(c-d')} \quad (38)$$

$$C = (0.85 * f'c) * \beta_1 * b * C \quad (39)$$

$$M_u = C * (d - \beta_1 * \frac{C}{2}) + \varepsilon'_s * E_s * A's * (d - d') \quad (40)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{C} \quad (41)$$

**Hipótesis B:**

El acero a tracción (As) fluye.

El acero a compresión (As′) no fluye.

El concreto aún no alcanza la deformación última.

El eje neutro se calcula con la ecuación (42).

$$(0.85 f'_c \beta_1 b) c^2 + (A's E_s \varepsilon_{cu} - AsF_y) c - A's d' E_s \varepsilon_{cu} = 0 \quad (42)$$

Donde,

$\varepsilon_{cu}$ : Deformación unitaria ultima del concreto

$\beta_1$ : Valor de acuerdo (ACI 318, 2019)

#### 4.4.1.2 Rotulas plásticas en columnas

El desarrollo de las rótulas de plástico en las columnas es crítico ya que puede comprometer la estabilidad global, mientras que en las vigas la plastificación controlada permite que se dé una mayor disipación de la energía almacenada en el momento de la acción sísmica.

De acuerdo a Park y Paulay (1988) la filosofía de diseño para estructuras sísmicas se basa en una jerarquía de resistencias (strong column - weak beam) donde se manifiesta que las rótulas plásticas tienen que formarse preferentemente en las viguetas antes que en los pilares. De esta forma, se asegura que los mecanismos de disipación de energía se manifiesten preferencialmente en los elementos menos comprometidos con la estabilidad de la estructura.

El comportamiento inelástico de las columnas se describe a través de diagramas de interacción P–M, que relacionan la resistencia a carga axial (P) con el momento flector (M), estos diagramas permiten representar un rango completo de combinaciones de carga axial y flexión que llevan a la falla de la sección.

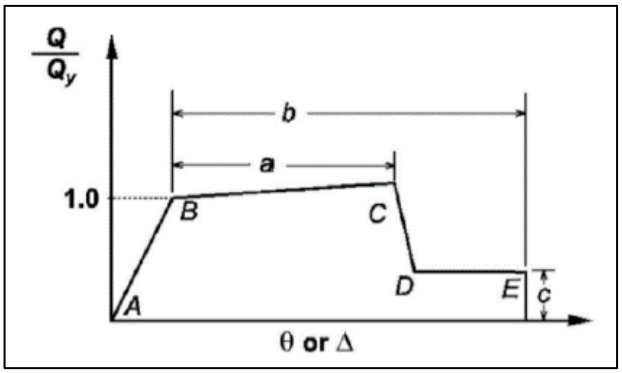
#### 4.4.1.3 Diseño de Rótulas Plásticas (ASCE 41-13, 2013)

La siguiente figura presente el modelo de rótulas plásticas para diferentes elementos estructurales, el cual simplifica la obtención de sus valores. La sección (a) representa la

capacidad de resistencia, la sección (b) representa el momento de fluencia y el momento residual y la sección (c) representa el valor residual final del elemento.

**Figura 71**

*Representación de Rótulas según el Código ASCE 41 (2013)*




Para el diseño rótulas plásticas en vigas de concreto, la tabla 10.7 del código ASCE 41 (2013) establece los parámetros para su elaboración, los cuales se determinan en base a la cuantía del elemento, el refuerzo transversal, su cortante y las dimensiones del elemento. En base a esto, se establece la condición que el elemento requiere como se presenta a continuación.

**Tabla 30**

*Parámetros para vigas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)*

| | | | Modeling Parameters[a] | | | Acceptance Criteria[a] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Plastic Rotations Angle (radians) | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle (radians) | | |
| | | | | | | Performance Level | | |
| Conditions | | | a | b | c | IO | LS | CP |
| Condition i. Beams controlled by flexure[b] | | | | | | | | |
| $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$ | Transverse reinforcement[c] | $\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ [d] | | | | | | |
| ≤0.0 | C | ≤3 (0.25) | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 | 0.025 | 0.05 |
| ≤0.0 | C | ≥6 (0.5) | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.02 | 0.04 |
| ≥0.5 | C | ≤3 (0.25) | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.02 | 0.03 |
| ≥0.5 | C | ≥6 (0.5) | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 | 0.015 | 0.02 |
| ≤0.0 | NC | ≤3 (0.25) | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.02 | 0.03 |
| ≤0.0 | NC | ≥6 (0.5) | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.01 | 0.015 |
| ≥0.5 | NC | ≤3 (0.25) | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.015 |
| ≥0.5 | NC | ≥6 (0.5) | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 |
| Condition ii. Beams controlled by shear[b] | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ $d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.2 | 0.0015 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > $d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 |
| Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b] | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ $d/2$ | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0 | 0.0015 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > $d/2$ | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 |
| Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b] | | | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.01 | 0.02 | 0.03 |

NOTE: $f'_c$ in lb/in.$^2$ (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ $d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ($V_s$) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]$V$ is the design shear force from NSP or NDP.

- **Condición 1**:

Condición que aplica a vigas de concreto armado que están controladas por la flexión. En esta condición, los parámetros se definen con las siguientes ecuaciones:

a) Parámetro 1:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho bal} \quad (43)$$

La cuantía se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$\rho = \frac{As}{A} = \frac{As}{bd} \quad (44)$$

$$\rho' = \frac{A's}{A} = \frac{A's}{bd} \quad (45)$$

$$\rho_{bal} = \frac{0{,}85 \cdot fc \cdot \beta_1}{fy} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + fy}\right) \quad (46)$$

b) Parámetro 2:

$$s \leq \frac{d}{3} \quad (47)$$

$$V_s > \frac{3}{4} V_u \quad (48)$$

c) Parámetro 3:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} \quad (49)$$

Donde,

$\rho$: Cuantía de refuerzo a tracción en la sección transversal de la estructura de concreto.

$\rho'$: Cuantía de refuerzo en compresión en la sección transversal de la estructura de concreto.

$\rho bal$: Cuantía de refuerzo balanceada

S: Espaciamiento de los estribos

$V_s$: Resistencia de los estribos

$V_u$: Cortante de diseño

**Condición 2 y 3**:

La condición 2 se aplica en vigas de concreto armado controladas por cortante. Las condiciones 3 se aplica en vigas de concreto controladas por un inadecuado empalme a lo largo del elemento. Ambas condiciones se configuran con el espaciamiento de estribos.

$$Espaciamiento\ de\ Estribos < d/2 \quad (50)$$

$$Espaciamiento\ de\ Estribos > d/2 \quad (51)$$

Donde,

$d$: Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

**Condición 4**:

La condición 4 se establecen en vigas de concreto armado controladas por una inadecuada conexión viga - columna. Su evaluación se deberá realizar en base a la normativa ACI 318-19.

Por otro lado, el diseño de rótulas plásticas en columnas se evalúa mediante la tabla 10.8 del código ASCE 41 (2013) como se presenta a continuación:

**Tabla 31**

*Parámetros para columnas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)*

| Conditions | | | Modeling Parameters[a] | | | Acceptance Criteria[a] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Plastic Rotations Angle (radians) | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotations Angle (radians) | | |
| | | | | | | Performance Level | | |
| | | | a | b | c | IO | LS | CP |
| Condition i.[b] | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$[c] | $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$ | | | | | | | |
| ≤0.1 | ≥0.006 | | 0.035 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.045 | 0.060 |
| ≥0.6 | ≥0.006 | | 0.010 | 0.010 | 0.0 | 0.003 | 0.009 | 0.010 |
| ≤0.1 | =0.002 | | 0.027 | 0.034 | 0.2 | 0.005 | 0.027 | 0.034 |
| ≥0.6 | =0.002 | | 0.005 | 0.005 | 0.0 | 0.002 | 0.004 | 0.005 |
| Condition ii.[b] | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$[c] | $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$ | $\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$[d] | | | | | | |
| ≤0.1 | ≥0.006 | ≤3 (0.25) | 0.032 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.045 | 0.060 |
| ≤0.1 | ≥0.006 | ≥6 (0.5) | 0.025 | 0.060 | 0.2 | 0.005 | 0.045 | 0.060 |
| ≥0.6 | ≥0.006 | ≤3 (0.25) | 0.010 | 0.010 | 0.0 | 0.003 | 0.009 | 0.010 |
| ≥0.6 | ≥0.006 | ≥6 (0.5) | 0.008 | 0.008 | 0.0 | 0.003 | 0.007 | 0.008 |
| ≤0.1 | ≤0.0005 | ≤3 (0.25) | 0.012 | 0.012 | 0.2 | 0.005 | 0.010 | 0.012 |
| ≤0.1 | ≤0.0005 | ≥6 (0.5) | 0.006 | 0.006 | 0.2 | 0.004 | 0.005 | 0.006 |
| ≥0.6 | ≤0.0005 | ≤3 (0.25) | 0.004 | 0.004 | 0.0 | 0.002 | 0.003 | 0.004 |
| ≥0.6 | ≤0.0005 | ≥6 (0.5) | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iii.[b] | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$[c] | $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$ | | | | | | | |
| ≤0.1 | ≥0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.0 | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥0.6 | ≥0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.0 | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤0.1 | ≤0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥0.6 | ≤0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b] | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$[c] | $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$ | | | | | | | |
| ≤0.1 | ≥0.006 | | 0.0 | 0.060 | 0.4 | 0.0 | 0.045 | 0.060 |
| ≥0.6 | ≥0.006 | | 0.0 | 0.008 | 0.4 | 0.0 | 0.007 | 0.008 |
| ≤0.1 | ≤0.0005 | | 0.0 | 0.006 | 0.2 | 0.0 | 0.005 | 0.006 |
| ≥0.6 | ≤0.0005 | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

NOTE: $f'_c$ is in lb/in.$^2$ (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d$/3 and the strength provided by the hoops ($V_s$) is at least 3/4 of the design shear. Axial load $P$ should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]$V$ is the design shear force from NSP or NDP.

La selección de las condiciones se establece mediante la siguiente tabla presentada en el código, el cual depende de la capacidad portante que presente el elemento.

**Tabla 32**

*Parámetros de selección de condición de rótula plástica en columnas de concreto en base al Código ASCE 41 (2013)*

| Shear Capacity Ratio | ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks | Closed Hoops with 90-Degree Hooks | Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement) |
|---|---|---|---|
| $V_p/V_o \leq 0.6$ | i[a] | ii | ii |
| $1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$ | ii | ii | iii |
| $V_p/V_o > 1.0$ | iii | iii | iii |

[a]To qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Los parámetros que se evalúan en cada uno de los modelos son:

$$\frac{P}{A_g * f'c} \quad (52)$$

$$p = \frac{Av}{b_w * s} \quad (53)$$

$$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'c}} \quad (54)$$

Donde,

$P$: Carga Axial en el elemento.

$\rho$: Cuantía de refuerzo a tracción en la sección transversal de la estructura de concreto.

$Av$: Acero Transversal de cortante.

$bw$: Ancho de la sección de columna.

S: Espaciamiento de los estribos

$V$: Constante en Columna

$f'c$: Esfuerzo del concreto

$d'$: Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

**Diseño de Rótulas Plásticas**

En base a la metodología presentada, se establece a continuación el modelado de rótulas plásticas de los elementos que intervienen en la estructura sin reforzar:

**Rótulas Plásticas en Vigas de Concreto:**

**Viga de Concreto de 30 cm x 40 cm**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y rotación de agrietamiento, cedencia y ultimo.

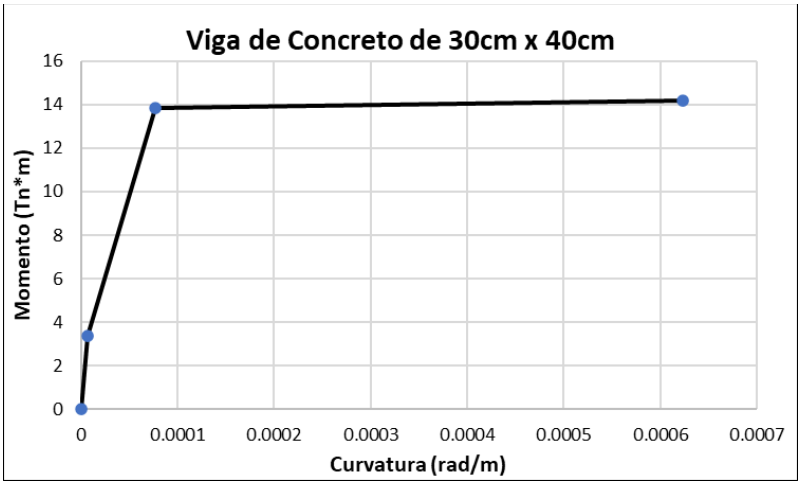
**Tabla 33**

*Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 30x40cm*

| Viga de Concreto de 30cm x 40cm | | |
|---|---|---|
| **Parámetro** | **Curvatura (Rad/m)** | **Momento (Tn*m)** |
| Agrietamiento | 0.0007 | 3.39 |
| Cedencia | 0.0077 | 13.84 |
| Ultimo | 0.0623 | 14.21 |

**Figura 72**

Diagrama Momento Curvatura de Viga de 30x40cm




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño considerando que la viga está controlada a flexión.

**Tabla 34**

Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 30x40cm

| Viga de Concreto de 30cm x 40cm | |
|---|---|
| **Parámetro 1** | |
| Cuantía p | 0.00837 |
| Cuantía p' | 0.00837 |
| C. Balanceada pb | 0.0243 |
| (p-p') / pb | 0.00 |
| **Parámetro 2** | |
| s < (d/3) | 12.10 |
| Vs > 3/4 * Vu | 116247.68 |
| Condición | No Conforme (NC) |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 142.33 |
| Vu/b*d (MPa) | 13.96 |
| F'c (MPa) | 23.54 |
| V / (bw*d*f'c^0.5) | 2.88 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

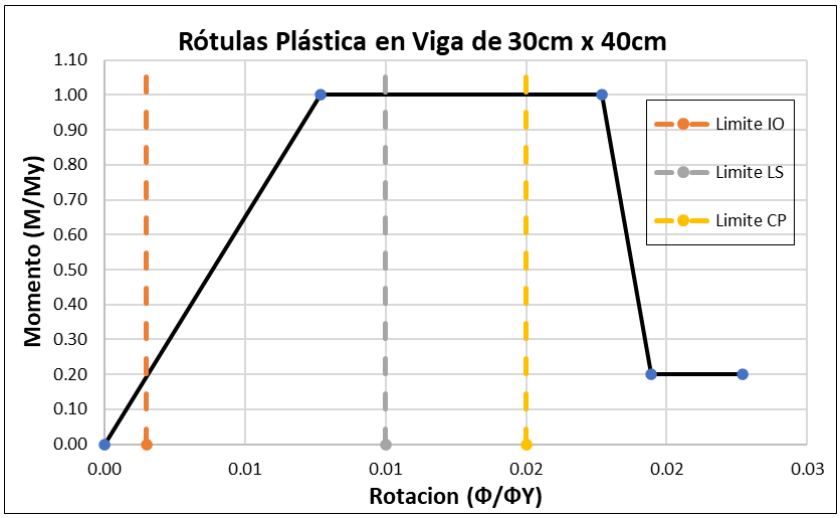
**Tabla 35**

*Diseño de Rótula en Viga de 30x40cm*

| Diseño de Rótula de Viga de 30cm x 40cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.01 | 0.015 |

**Figura 73**

*Rótulas Plástica en Viga de 30x40cm*




## Viga de Concreto de 25 cm x 30 cm

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y rotación de agrietamiento, cedencia y ultimo.

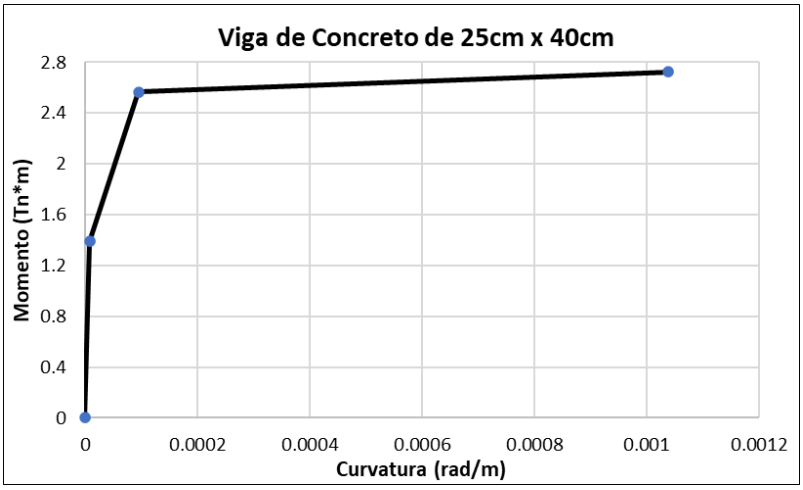
**Tabla 36**

*Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 25x30cm*

| Viga de Concreto de 25cm x 30cm | | |
|---|---|---|
| Parámetro | Curvatura (Rad/m) | Momento (Tn*m) |
| Agrietamiento | 0.0009 | 1.39 |
| Cedencia | 0.0095 | 2.57 |
| Ultimo | 0.1039 | 2.72 |

**Figura 74**

*Diagrama Momento Curvatura de Viga de 25x30cm*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño considerando que la viga está controlada a flexión.

**Tabla 37**

Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 25x30cm

| **Viga de Concreto de 25cm x 30cm** | |
|---|---|
| **Parámetro 1** | |
| Cuantía p | 0.0034 |
| Cuantía p' | 0.0034 |
| C. Balanceada pb | 0.0243 |
| (p-p') / pb | 0.0000 |
| **Parámetro 2** | |
| s < (d/3) | 8.83 |
| Vs > 3/4 * Vu | 85753.04 |
| Condición | No Conforme (NC) |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 172.58 |
| Vu/b*d (MPa) | 16.92 |
| F'c (MPa) | 23.54 |
| V / (bw*d*f'c^0.5) | 3.49 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

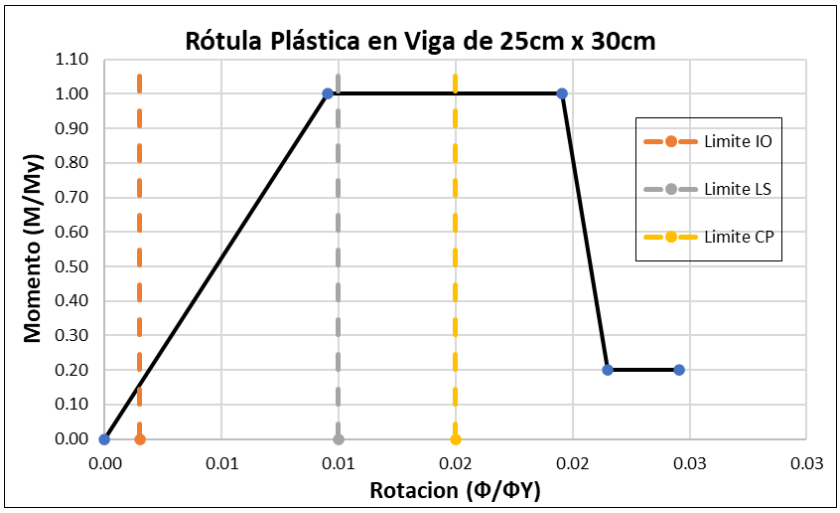
**Tabla 38**

*Diseño de Rótula en Viga de 25x30cm*

| Diseño de Rótula de Viga de 25cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **a** | **b** | **c** | **IO** | **LS** | **CP** |
| 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.01 | 0.015 |

**Figura 75**

*Rótulas Plástica en Viga de 25x30cm*




**Viga de Concreto de 30 cm x 30 cm**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y rotación de agrietamiento, cedencia y ultimo.

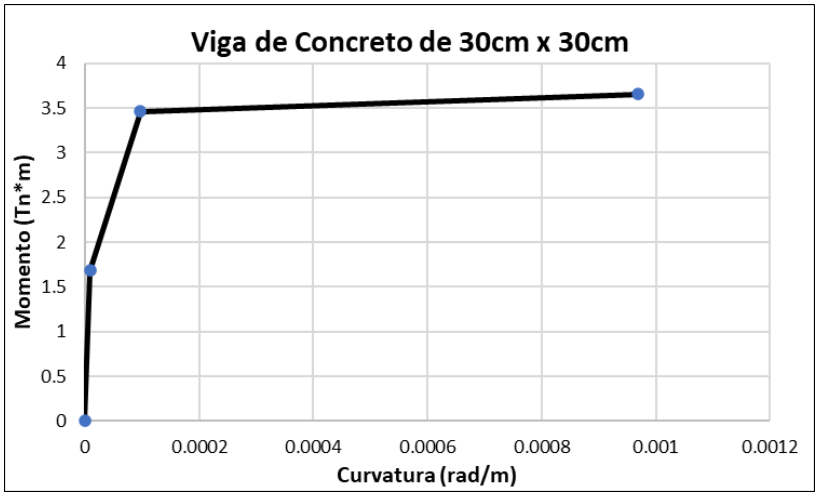
**Tabla 39**

*Momentos y Rotaciones de Diseño en Viga de 30x30cm*

| Viga de Concreto de 30cm x 30cm | | |
|---|---|---|
| **Parámetro** | **Curvatura (Rad/m)** | **Momento (Tn*m)** |
| Agrietamiento | 0.0009 | 1.68 |
| Cedencia | 0.0097 | 3.46 |
| Ultimo | 0.0969 | 3.66 |

**Figura 76**

*Diagrama Momento Curvatura de Viga de 30x30cm*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño considerando que la viga está controlada a flexión.

**Tabla 40**

*Parámetros de Rótula Plástica en Viga de 30x30cm*

| Viga de Concreto de 30cm x 30cm | |
|---|---|
| **Parámetro 1** | |
| Cuantía p | 0.0039 |
| Cuantía p' | 0.0039 |
| C. Balanceada pb | 0.0243 |
| (p-p') / pb | 0.0000 |
| **Parámetro 2** | |
| s < (d/3) | 8.80 |
| Vs > 3/4 * Vu | 30472.37 |
| Condición | No Conforme (NC) |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 51.30 |
| Vu/b*d (MPa) | 5.03 |
| F'c (MPa) | 23.54 |
| V / (bw*d*f'c^0.5) | 1.04 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

**Tabla 41**

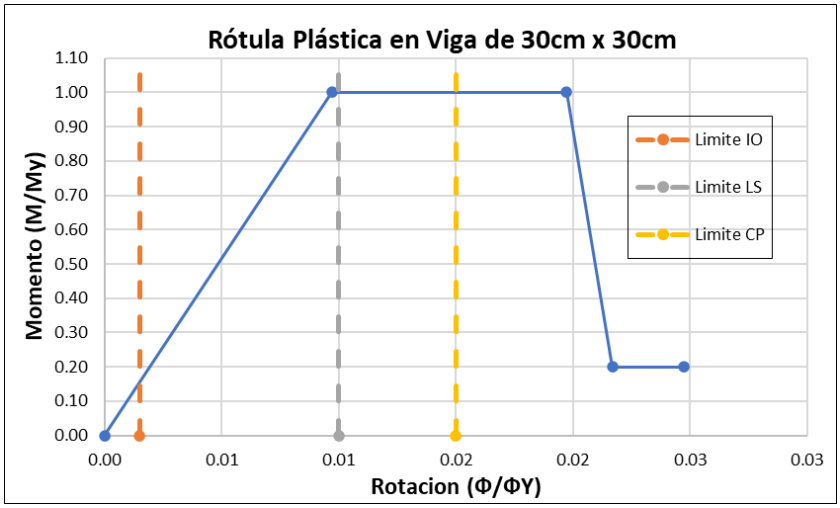
*Diseño de Rótula en Viga de 30x30cm*

| Diseño de Rótula de Viga de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **a** | **b** | **c** | **IO** | **LS** | **CP** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.01 | 0.015 |

**Figura 77**

*Rótulas Plástica en Viga de 30x30cm*




**Columna de Concreto en Planta Baja de 30 cm x 40 cm. Dirección X-X**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 42**

*Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Columna de Concreto de 30cm x 40cm. Dir: X-X. Planta Baja | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (T*m) | 22.19 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (T) | 133.29 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000138 |

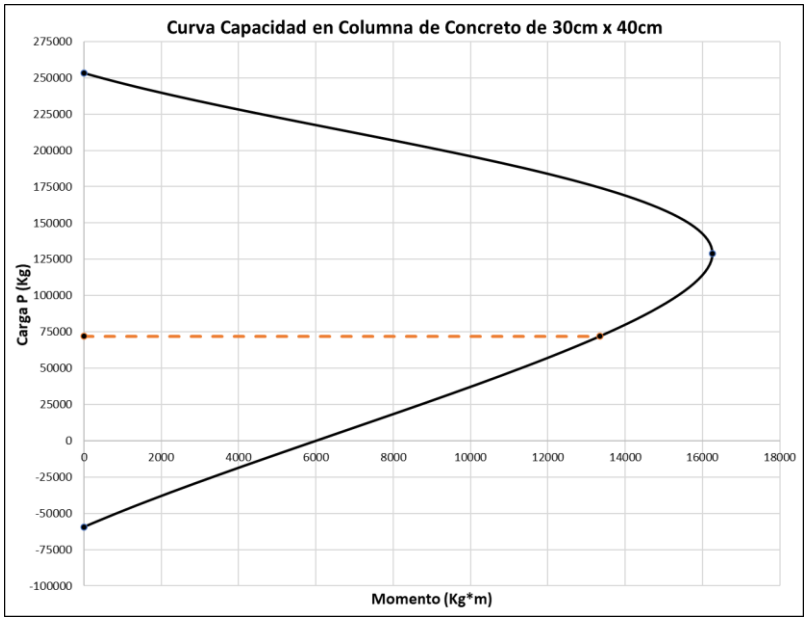
**Tabla 43**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Curva de Capacidad en Columna de Concreto de 30cmx40cm. Dir: X-X. Planta Baja | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 253.16 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 133.29 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -59.64 |

**Figura 78**

Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 44**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| **Columna de Concreto de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 71959.53 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.250 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0067 |
| Parámetro 2 | >=0.006 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 142.330 |
| Vu/b*d (MPa) | 13.958 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.877 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

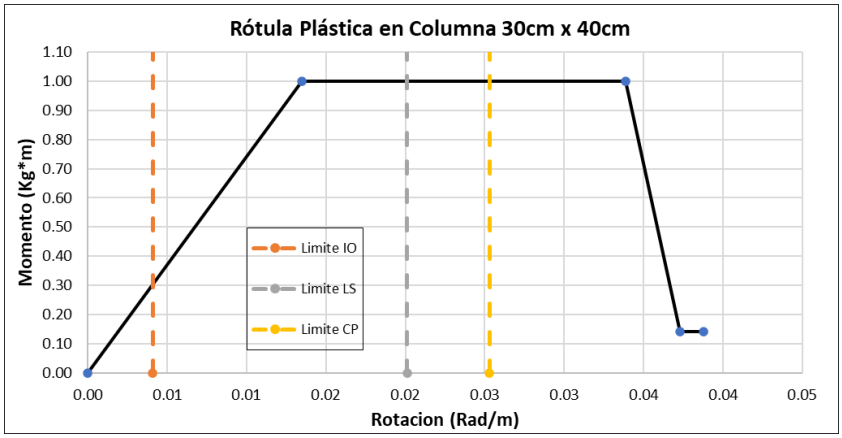
**Tabla 45**

*Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Diseño de Rótula de Columna de 30cm x 40cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.028 | 0.045 | 0.140 | 0.004 | 0.034 | 0.045 |

**Figura 79**

*Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X*




**Columna de Concreto en Planta Baja de 30 cm x 40 cm. Dirección Y-Y**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 46**

*Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| Columna de Concreto de 30cm x 40cm. Dir: Y-Y. Planta Baja | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (T*m) | 16.26 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (T) | 128.76 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000190 |

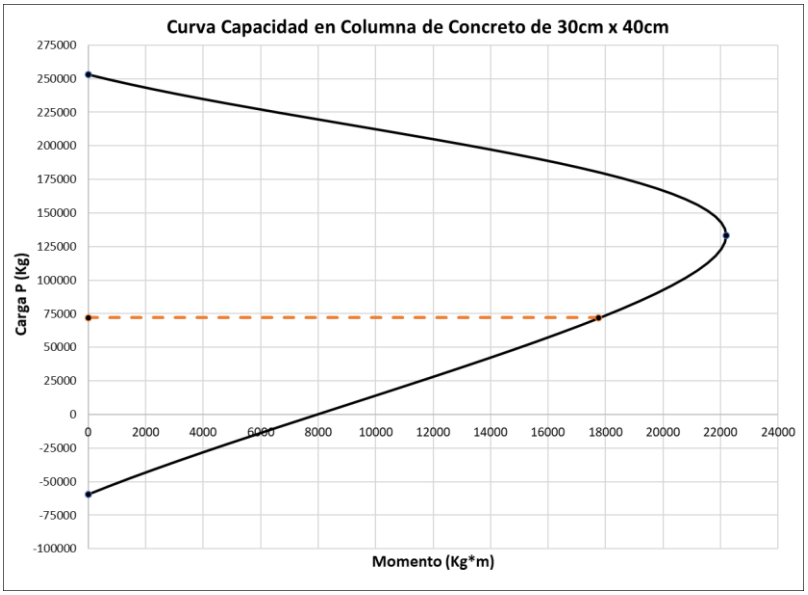
**Tabla 47**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| Curva de Capacidad en Columna de Concreto de 30cmx40cm. Dir: Y-Y. Planta Baja | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 253.16 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 128.76 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -59.64 |

**Figura 80**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 48**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| **Columna de Concreto de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 71959.53 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.250 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0050 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 147.335 |
| Vu/b*d (MPa) | 14.449 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.978 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

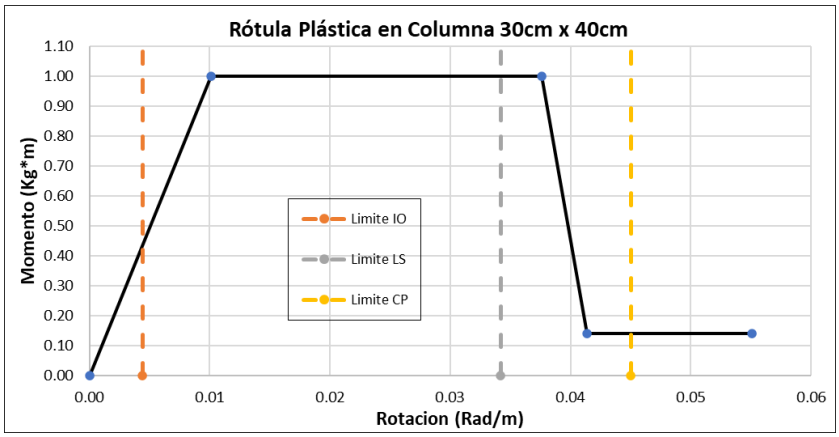
**Tabla 49**

*Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| Diseño de Rótula de Columna de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **a** | **b** | **c** | **IO** | **LS** | **CP** |
| 0.020 | 0.025 | 0.140 | 0.004 | 0.020 | 0.025 |

**Figura 81**

*Rótulas Plástica Columna de 30x40cm. DirY-Y*




**Columna de Concreto en 1ra Planta Alta de 30 cm x 40 cm. Dirección X-X**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 50**

*Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Columna de Concreto de 30cm x 40cm. Dir: X-X. 1ra P. Alta | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Tt*m) | 22.19 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (T) | 133.29 |
| Φ Max. Probable (Rad/m) | 0.0138 |

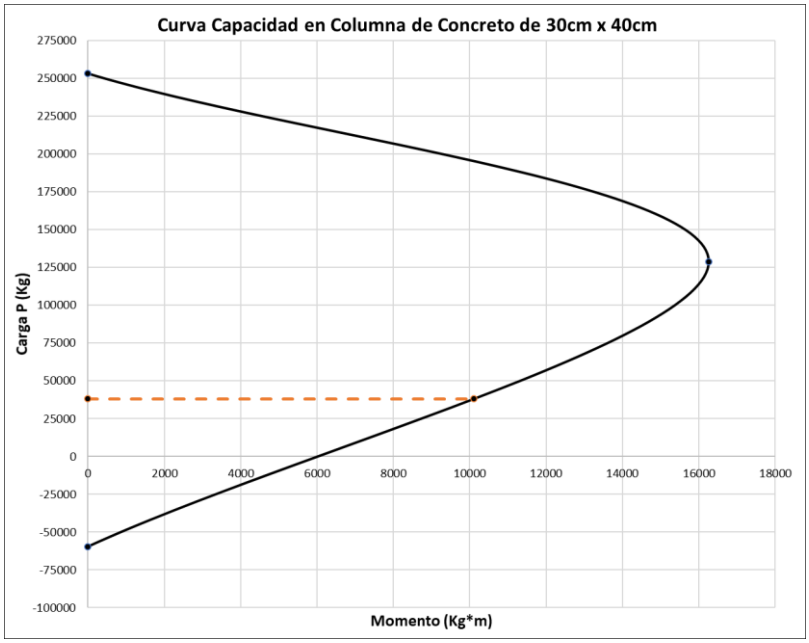
**Tabla 51**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Curva de Capacidad en Columna de Concreto de 30cmx40cm. Dir: X-X. 1ra P. Alta | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 253.16 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 133.29 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -59.64 |

**Figura 82**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirX-X*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 52**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| **Columna de Concreto de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 38062.03 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.132 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0067 |
| Parámetro 2 | >=0.006 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 142.330 |
| Vu/b*d (MPa) | 13.958 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.877 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

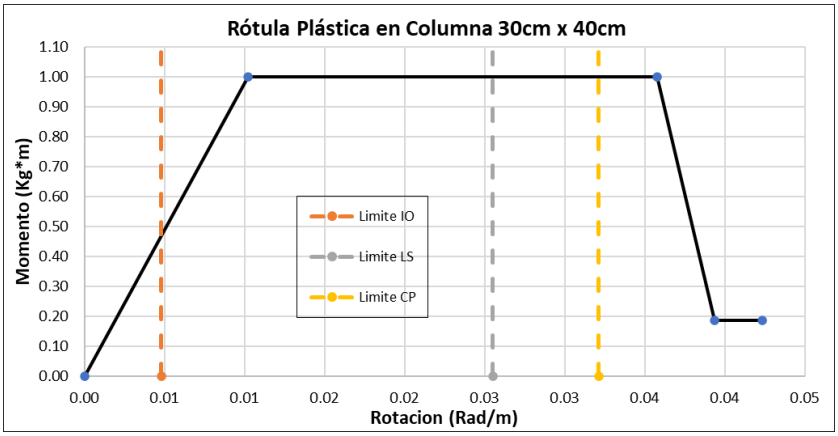
**Tabla 53**

*Diseño de Rótula en Columna de 30x40cm. DirX-X*

| Diseño de Rótula de Columna de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.033 | 0.057 | 0.187 | 0.005 | 0.043 | 0.057 |

**Figura 83**

*Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirX-X*




**Columna de Concreto en 1ra Planta Alta de 30 cm x 40 cm. Dirección Y-Y**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 54**

*Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| Columna de Concreto de 30cm x 40cm. Dir: Y-Y. 2da P. Alta | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (T*m) | 16.26 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (T) | 128.76 |
| Φ Max. Probable (Rad/m) | 0.0190 |

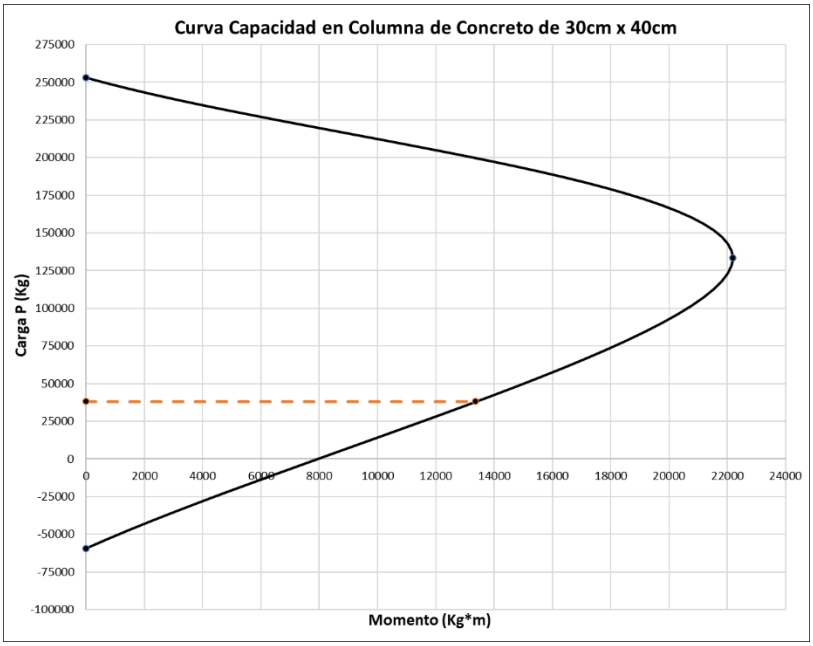
**Tabla 55**

Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y

| Curva de Capacidad en Columna de Concreto de 30cmx40cm. Dir: Y-Y. 2da P. Alta | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 253.16 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 128.76 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -59.64 |

**Figura 84**

Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x40cm. DirY-Y




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 56**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| **Columna de Concreto de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 38062.03 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.132 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0050 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 147.335 |
| Vu/b*d (MPa) | 14.449 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.978 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

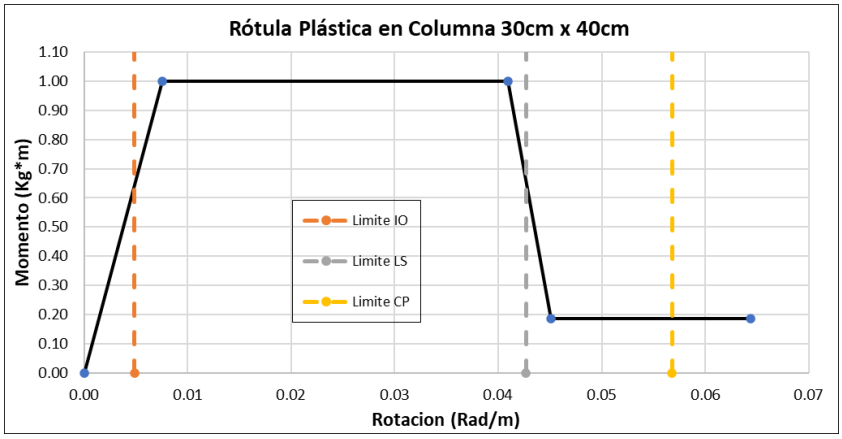
**Tabla 57**

*Diseño de Rótula Columna de 30x40cm. DirY-Y*

| Diseño de Rótula de Columna de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.026 | 0.032 | 0.187 | 0.005 | 0.026 | 0.032 |

**Figura 85**

Rótulas Plástica en Columna de 30x40cm. DirY-Y




**Columna de Concreto en 2da Planta Alta de 30 cm x 30 cm**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 58**

*Momentos y Cargas Probables en Columna de 30x30cm*

| Columna de Concreto de 30cm x 30cm | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (T*m) | 11.18 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (T) | 96.94 |
| Φ Max. Probable (Rad/m) | 0.0189 |

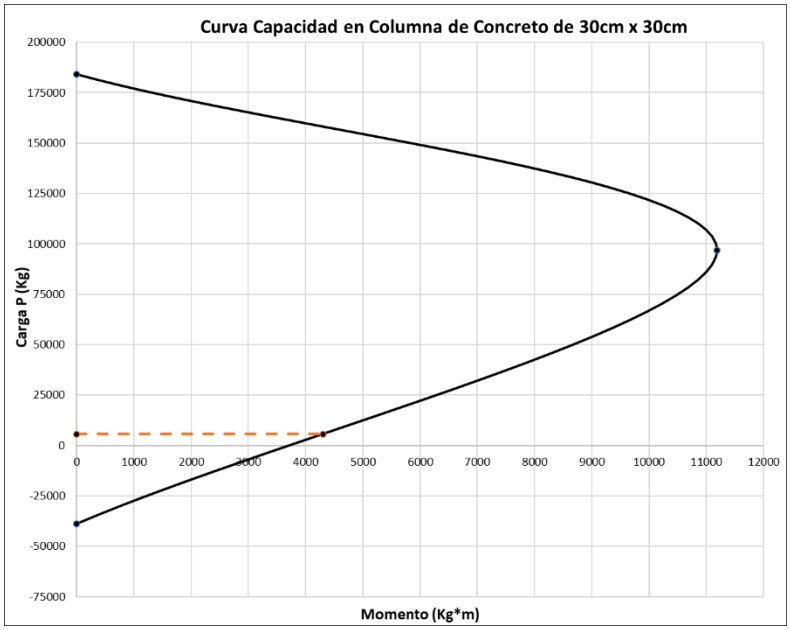
**Tabla 59**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna de 30x30cm*

| Curva de Capacidad en Columna de Concreto de 30cmx30cm. | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 184.17 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 96.94 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -38.79 |

**Figura 86**

Diagrama Curva de Capacidad en Columna de 30x30cm.




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 60**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna de 30x30cm*

| **Columna de Concreto de 30cm x 30cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 5623.99 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.026 |
| Parámetro 1 | <=0.1 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0034 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 51.300 |
| Vu/b*d (MPa) | 5.031 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 1.037 |
| Parámetro 3 | 51.300 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

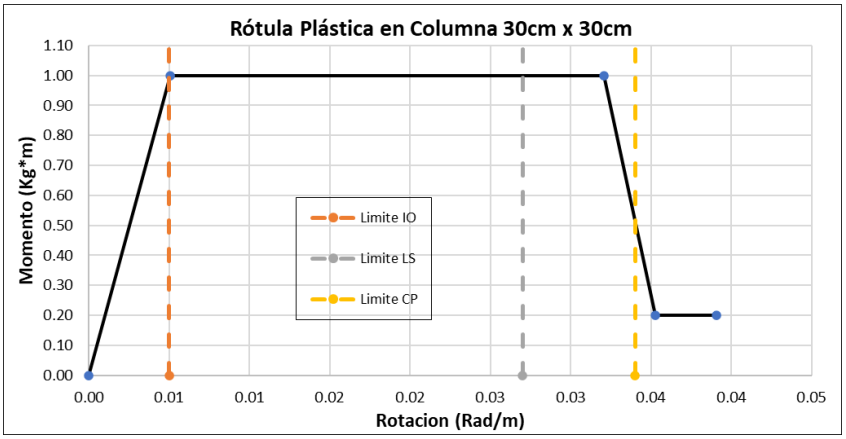
**Tabla 61**

*Diseño de Rótula en Columna de 30x30cm*

| Diseño de Rótula de Columna de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **a** | **b** | **c** | **IO** | **LS** | **CP** |
| 0.027 | 0.034 | 0.200 | 0.005 | 0.027 | 0.034 |

**Figura 87**

*Rótulas Plástica en Columna de 30x30cm*




En base a los conceptos que presenta Blanco (2012) se puede interpretar que el resultado de rótulas plásticas presenta una menor capacidad en las columnas con respecto a las vigas, debido a las configuraciones que presentan los elementos, el refuerzo longitudinal y su distribución, ocasionando que su capacidad genere la presencia de rótulas en las columnas antes que en las vigas de concreto.

### 4.4.2 Punto de desempeño de la estructura sin reforzar

**Figura 88**

Método de Coeficientes en Curva de Capacidad ASCE 41 (2013)

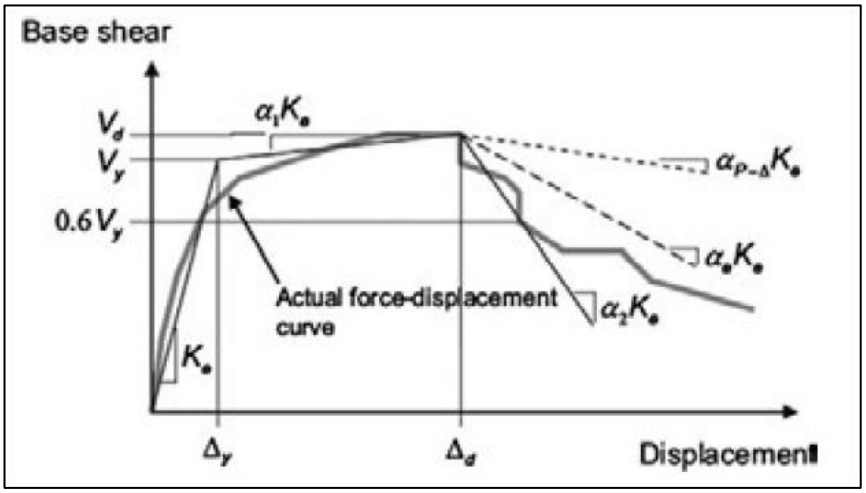
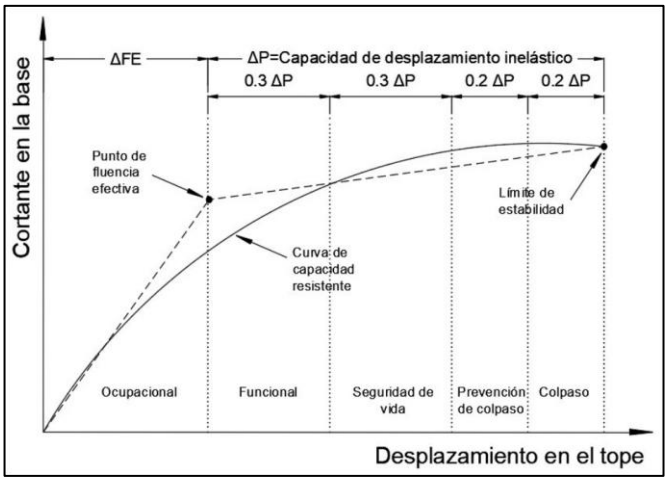


**Figura 89**

*Límites de Desempeño en Curva de Capacidad SEAOC (1995)*




El método de coeficientes se determina en base a los siguientes parámetros:

- **Coeficiente Co:**

Coeficiente que se determina en base a la Tabla o ecuación que presenta el código ASCE 41 (2013), basados en el primer modo de vibración, la altura de pisos, distribución de cargas y la masa sísmica como se presenta a continuación:

$$Co = \emptyset_{1r} * \frac{\sum_1^N m_1 * \emptyset_{1rn}}{\sum_1^N m_1 * \emptyset_{1rn}{}^2} \quad (55)$$

Donde,

∅: Ordenada de la forma modal

m: Masa sísmica

**Tabla 62**

*Cálculo de Coeficiente Co ASCE 41 (2013)*

| | Shear Buildings[a] | | Other Buildings |
|---|---|---|---|
| Number of Stories | Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3) | Uniform Load Pattern (2.1) | Any Load Pattern |
| 1 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 2 | 1.2 | 1.15 | 1.2 |
| 3 | 1.2 | 1.2 | 1.3 |
| 5 | 1.3 | 1.2 | 1.4 |
| 10+ | 1.3 | 1.2 | 1.5 |

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
[a]Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

- **Coeficiente Cm:**

Coeficiente que se determina en base a la Tabla que presenta el código ASCE 41 (2013), basados en el número de pisos y el tipo de material que presenta la estructura.

**Tabla 63**

*Cálculo de Coeficiente Cm ASCE 41 (2013)*

| No. of Stories | Concrete Moment Frame | Concrete Shear Wall | Concrete Pier-Spandrel | Steel Moment Frame | Steel Concentrically Braced Frame | Steel Eccentrically Braced Frame | Other |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1–2 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 3 or more | 0.9 | 0.8 | 0.8 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1.0 |

NOTE: $C_m$ shall be taken as 1.0 if the fundamental period, $T$, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

- **Coeficiente C1:**

Coeficiente que se determina en base a las ecuaciones que presenta el código ASCE 41 (2013), basados en el peso sísmico de la estructura, el coeficiente del tipo de suelo, el periodo efectivo y su relación de resistencia.

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha * T_e^2} \quad (56)$$

$$\mu_{strength} = \frac{Sa}{Vy/w} * Cm \quad (57)$$

Donde,

$\mu_{strength}$: Relación de resistencia.

$Vy$: Cortante de fluencia inicial.

$W$: Peso Sísmico de la estructura.

$Cm$: Coeficiente Cm.

$a$: Coeficiente que depende del tipo de suelo.

$Te$: Periodo efectivo de la estructura.

- **Coeficiente C2:**

Coeficiente que se determina en base a la ecuación que presenta el código ASCE 41 (2013), basados en el periodo efectivo y su relación de resistencia.

$$C2 = 1 + \frac{1}{800} * (\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e}) \quad (58)$$

Donde,

$\mu_{strength}$: Relación de resistencia.

$Te$: Periodo efectivo de la estructura.

- **Desplazamiento Objetivo:**

Determinados todos los parámetros se establece el desplazamiento mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = Co * C1 * C2 * Sa * \frac{{T_e}^2}{4 * \pi^2} * g \quad (59)$$

Modelando la estructura en el software ETABS y en base a la metodología descrita se establece la curva de capacidad el punto de desempeño para los espectros de 475 y 2475 años en la dirección (X) y (Y).

**Cálculo del Punto de Desempeño para el espectro de 475 años. Dirección: X**

**Tabla 64**

*Análisis Bilineal. Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 47043.94 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1852712.5 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 4249.01 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47512.18 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 28507.31 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0156 |

**Tabla 65**

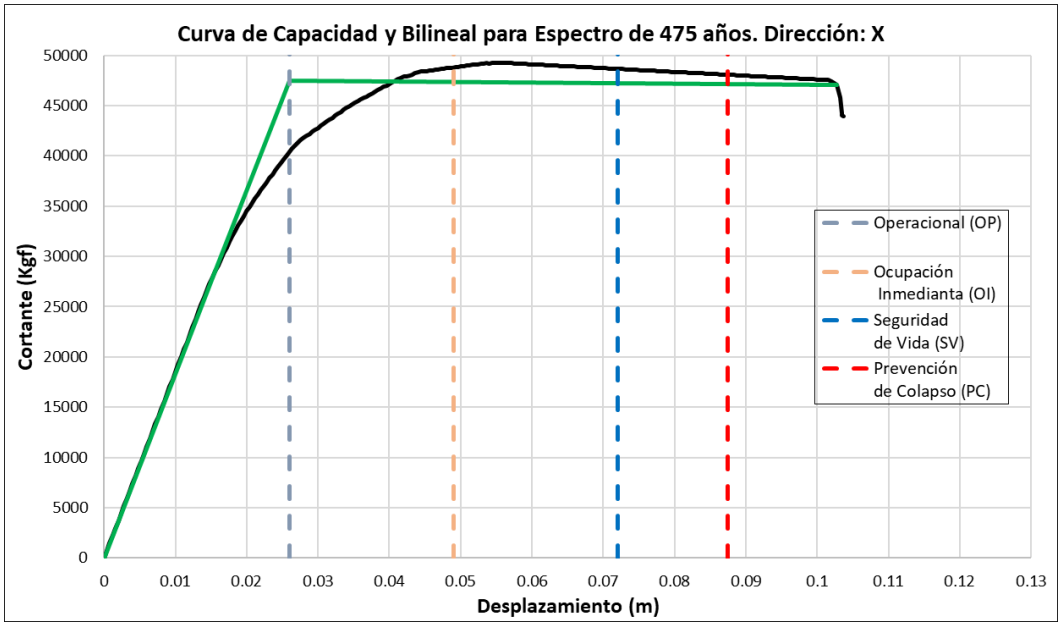
*Análisis Bilineal. Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.1028 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1828580.13 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0260 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 4249.01 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47512.18 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 90**

*Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 475 Años. Dir:X*




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 66**

*Límites de Desempeño 475 Años. Dir:X*

| Límites de Desempeño en Curva de Capacidad | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.026 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.049 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.072 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.087 |
| Nivel Colapso (C) | 0.103 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 67**

*Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:X*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 5.20E-05 | 9027.32 | 9027.32 | 0.46942064 | 2.441E-05 |
| Story 2 | 4.50E-05 | 41668.05 | 32640.73 | 1.46883285 | 6.6097E-05 |
| Story 1 | 2.00E-05 | 81053.90 | 39385.85 | 0.787717 | 1.5754E-05 |
| **Sumatoria** | | | 81053.9 | 2.72597049 | 0.00010626 |

**Tabla 68**

*Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:X*

| Coeficiente Co | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0 |
| Co Calculado | 1.33 |
| Co Considerado | 1.33 |

**Tabla 69**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:X*

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.773 | Realción μ | 0.629 |
| Sa (g) | 0.410 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81053.9 | α | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.990 |
| δ (m) | 0.0804 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.0003 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013) se debe realizar una corrección de la Bilineal, permitiendo obtener el punto de desempeño de la estructura en la dirección (X) para el espectro de 475 años.

**Tabla 70**

*Análisis Bilineal Corregido. Dir:X*

| Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 48333.79 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1852712.5 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 3176.07 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 45511.83 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 27307.10 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0148 |

**Tabla 71**

*Análisis Bilineal Corregido. Dir:X*

| Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.0804 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |

| | |
|---|---|
| Ke (Kgf/m) | 1843815.31 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0247 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 3176.07 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 45511.83 |

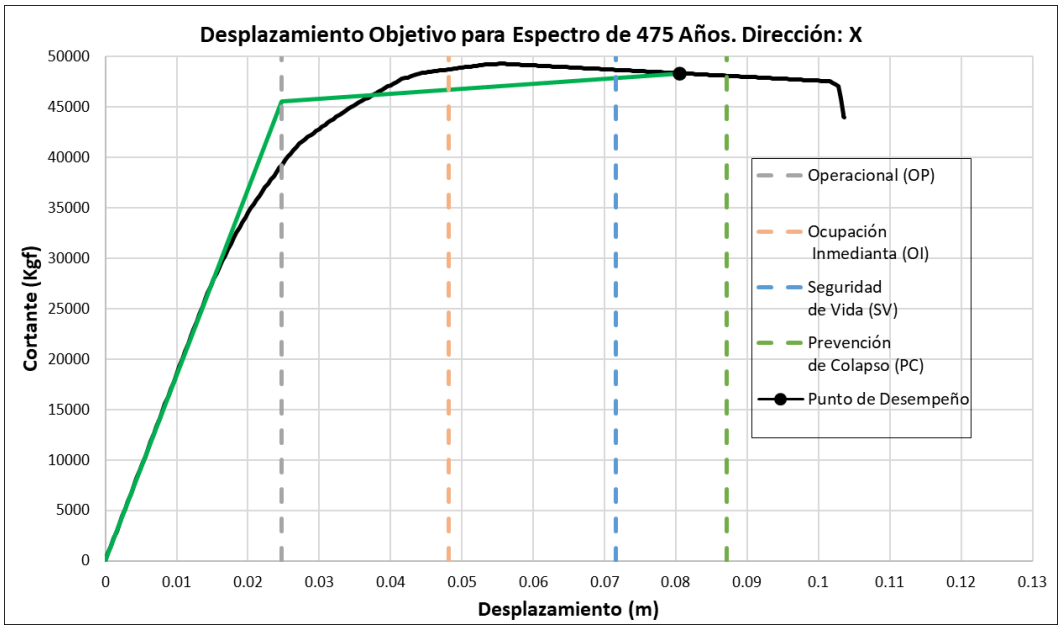
**Tabla 72**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Dir:X*

| **Aceleración Espectral Efectiva** | | **Coeficiente Cm** | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.773 | Realción μ | 0.657 |
| Sa (g) | 0.410 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81053.9 | 60 | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.990 |
| δ (m) | 0.0805 | **Coeficiente C2** | |
| Vc (δ) Kgf | 48331.62 | C2 | 1.0002 |

**Figura 91**

*Desplazamiento Objetivo para Espectro de 475 Años. Dir:X*




La estructura en la dirección (X), para el espectro de 475 años, muestra un nivel de desempeño sísmico de Prevención de Colapso, con un desplazamiento objetivo de 8.1cm.

**Cálculo del Punto de Desempeño para el espectro de 475 años. Dirección: Y**

**Tabla 73**

*Análisis Bilineal. Dir:Y*

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 59071.43 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1264951.267 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 4972.36 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 51897.90 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 31138.74 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0271 |

**Tabla 74**

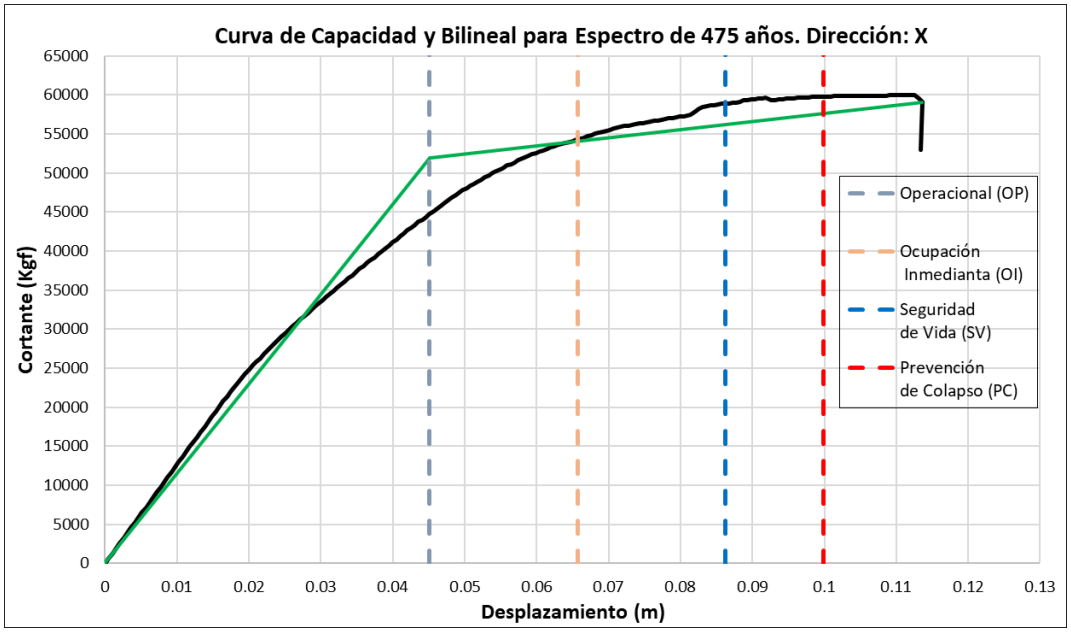
Análisis Bilineal. Dir:Y

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.113629 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1150520.12 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0451 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 4972.36 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 51897.90 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 92**

*Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 475 Años. Dir:Y*




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 75**

Límites de Desempeño 475 Años. Dir:X

| Límites de Desempeño en Curva de Capacidad | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.0451 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.0657 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.0862 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.0999 |
| Nivel Colapso (C) | 0.1136 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 76**

*Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:Y*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 9.80E-05 | 9027.35 | 9027.35 | 0.8846803 | 8.6699E-05 |
| Story 2 | 7.00E-05 | 41668.16 | 32640.81 | 2.2848567 | 0.00015994 |
| Story 1 | 2.40E-05 | 81054.13 | 39385.97 | 0.94526328 | 2.2686E-05 |
| **Sumatoria** | | | 81054.13 | 4.11480028 | 0.00026932 |

**Tabla 77**

*Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:Y*

| Coeficiente Co | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 Pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0.000098 |
| Co Calculado | 1.50 |
| Co Considerado | 1.50 |

**Tabla 78**

Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:Y

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.805 | Realción μ | 0.537 |
| Sa (g) | 0.382 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81054.13 | 60 | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.988 |
| δ (m) | 0.0911 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.0004 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013) se debe realizar una corrección de la Bilineal, permitiendo obtener el punto de desempeño de la estructura en la dirección (Y) para el espectro de 475 años.

**Tabla 79**

*Análisis Bilineal Corregido. Dir:Y*

| Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 59545.96 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1852712.5 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 3607.07 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 40390.32 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 24234.19 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0195 |

**Tabla 80**

*Análisis Bilineal Corregido. Dir:Y*

| Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.0911 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1245804.13 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0324 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 3607.07 |
| Error | 0.000017% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 40390.33 |

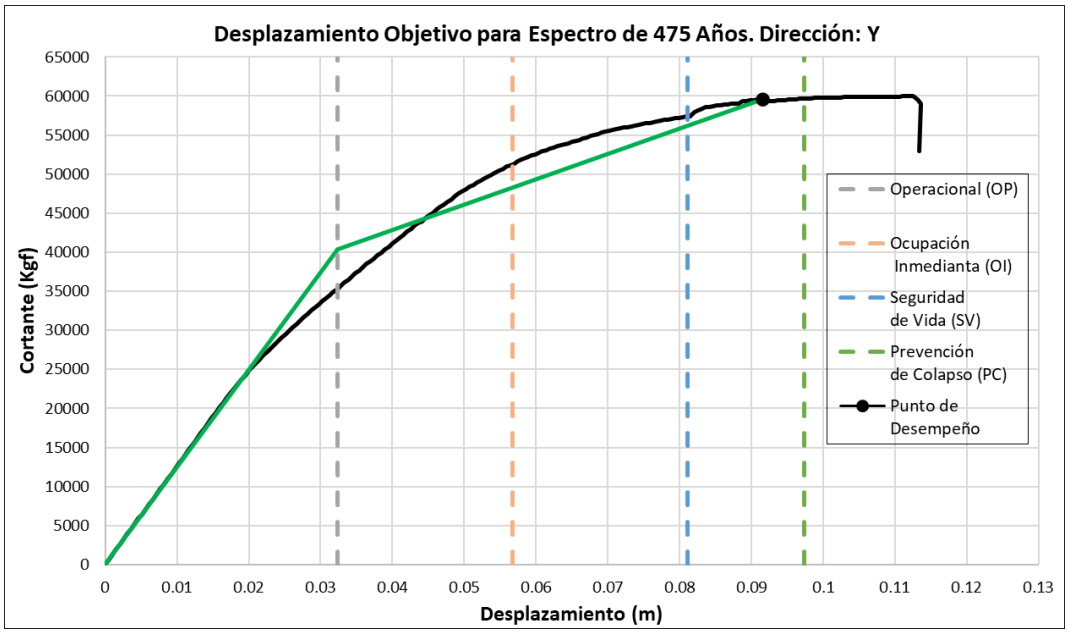
**Tabla 81**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Dir:Y*

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.773 | Realción μ | 0.690 |
| Sa (g) | 0.410 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81053.9 | a | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.992 |
| δ (m) | 0.0915 | **Coeficiente C2** | |
| Vc (δ) Kgf | 59579.496 | C2 | 1.0002 |

**Figura 93**

*Desplazamiento Objetivo para Espectro de 475 Años. Dir:Y*



La estructura en la dirección (XY), para el espectro de 475 años, muestra un nivel de desempeño sísmico de Prevención de Colapso, con un desplazamiento objetivo de 9.2cm, superior al presentado en la dirección (X).

- **Cálculo del Punto de Desempeño para el espectro de 2475 años. Dirección: X**

**Tabla 82**

*Análisis Bilineal. Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 2475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 47067.47 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1852812.50 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 4250.41 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47525.13 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 28515.08 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0156 |

**Tabla 83**

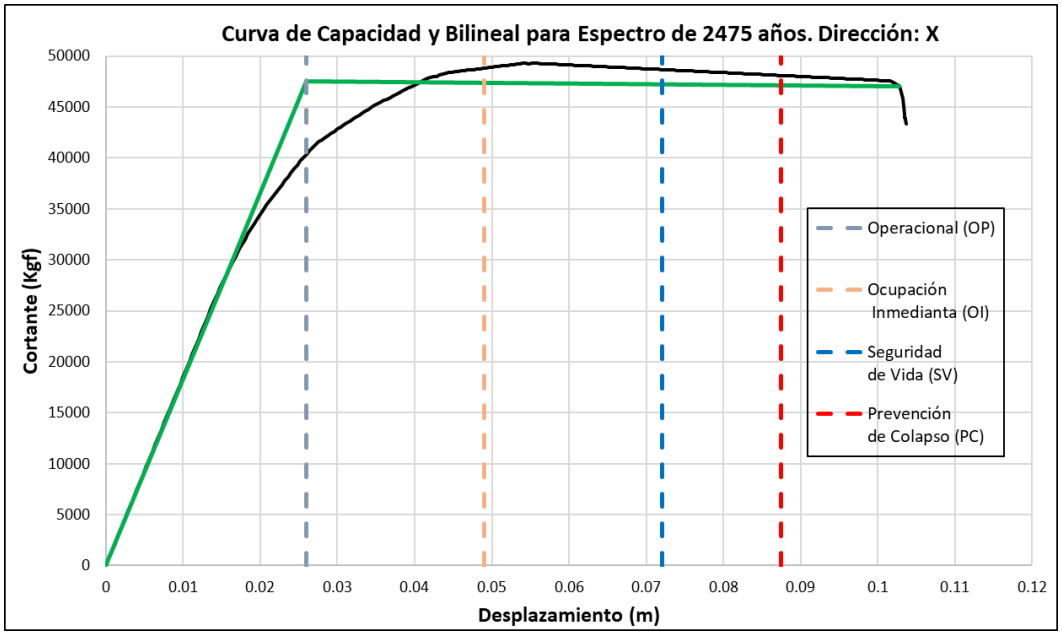
*Análisis Bilineal. Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 2475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.1028 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1828581.09 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0260 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 4250.41 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47525.13 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 94**

Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 2475 Años. Dir:X




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 84**

*Límites de Desempeño 2475 Años. Dir:X*

| Límites de Desempeño en Curva de Capacidad | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.0260 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.0490 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.0721 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.0874 |
| Nivel Colapso (C) | 0.1028 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 85**

*Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:X*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 5.20E-05 | 9027.36 | 9027.36 | 0.46942272 | 2.441E-05 |
| Story 2 | 4.50E-05 | 41668.22 | 32640.86 | 1.4688387 | 6.6098E-05 |
| Story 1 | 2.00E-05 | 81054.24 | 39386.02 | 0.7877204 | 1.5754E-05 |
| **Sumatoria** | | | 81054.24 | 2.72598182 | 0.00010626 |

**Tabla 86**

*Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:X*

| Coeficiente Co | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 Pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0.000052 |
| Co Calculado | 1.33 |
| Co Considerado | 1.33 |

**Tabla 87**

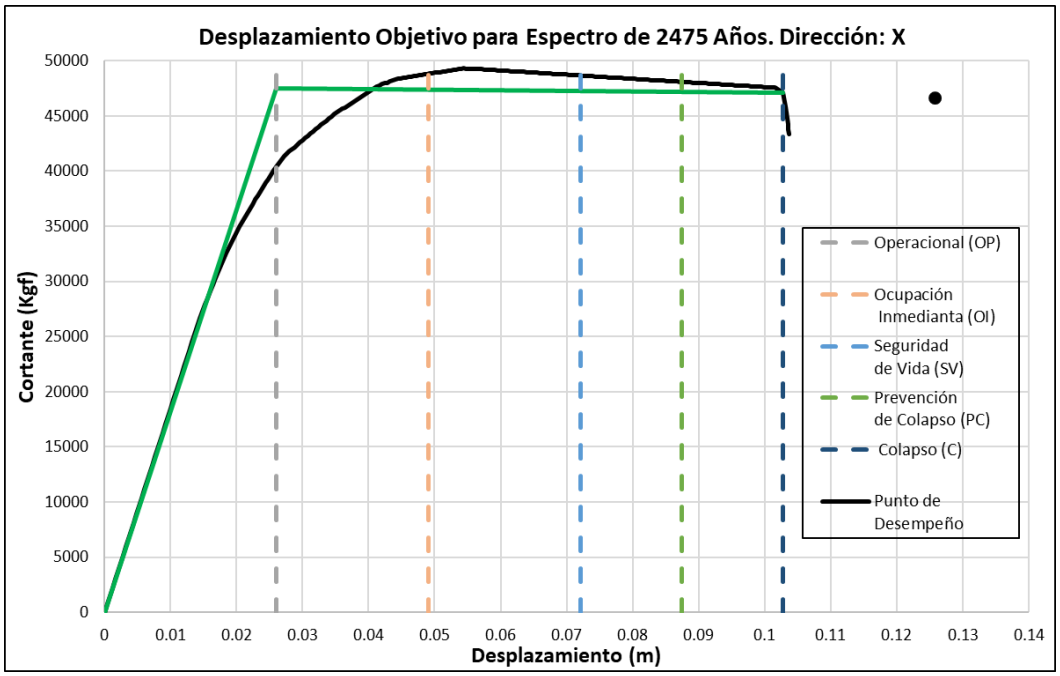
Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:X

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.773 | Realción μ | 1.082 |
| Sa (g) | 0.705 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81054.24 | a | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 1.002 |
| δ (m) | 0.1259 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.000 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013), debido a que el punto de desempeño se encuentra posterior al punto de bilineal no se requiere realizar una corrección para el espectro de 2475 años.

**Figura 95**

*Desplazamiento Objetivo para Espectro de 2475 Años. Dir:X*



La estructura en la dirección (X), para el espectro de 2475 años, muestra un nivel de desempeño sísmico de Colapso, con un desplazamiento objetivo de 12.6cm.

**Cálculo del Punto de Desempeño para el espectro de 2475 años. Dirección: Y**

**Tabla 88**

*Análisis Bilineal. Dir:Y*

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 2475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 59086.73 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1264951.27 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 4250.41 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47525.13 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 28515.08 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.0156 |

**Tabla 89**

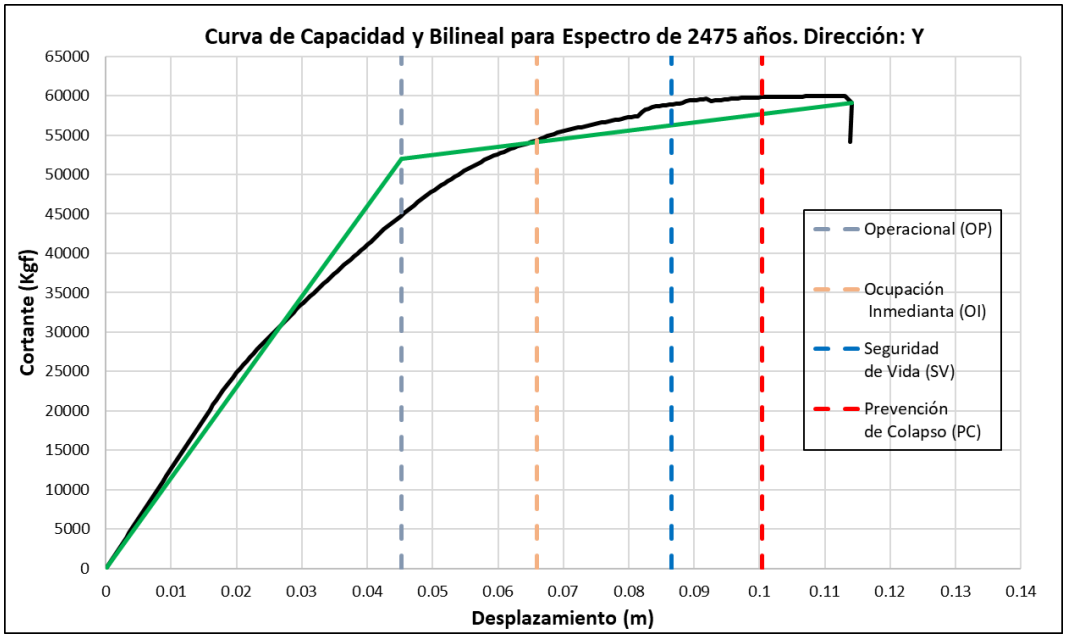
Análisis Bilineal. Dir:Y

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 2475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.1028 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1828581.09 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0260 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 4250.41 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 47525.13 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 96**

Curva de Capacidad y Bilineal para Espectro de 2475 Años. Dir:Y




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 90**

Límites de Desempeño 2475 Años. Dir:Y

| Límites de Desempeño en Curva de Capacidad | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.0260 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.0490 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.0721 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.0874 |
| Nivel Colapso (C) | 0.1028 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 91**

*Coeficiente Co determinado por Ecuación. Dir:Y*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 5.20E-05 | 9027.36 | 9027.36 | 0.46942272 | 2.441E-05 |
| Story 2 | 4.50E-05 | 41668.22 | 32640.86 | 1.4688387 | 6.6098E-05 |
| Story 1 | 2.00E-05 | 81054.24 | 39386.02 | 0.7877204 | 1.5754E-05 |
| **Sumatoria** | | | 81054.24 | 2.72598182 | 0.00010626 |

**Tabla 92**

*Coeficiente Co determinado en Tabla. Dir:Y*

| Coeficiente Co | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 Pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0.000052 |
| Co Calculado | 1.33 |
| Co Considerado | 1.33 |

**Tabla 93**

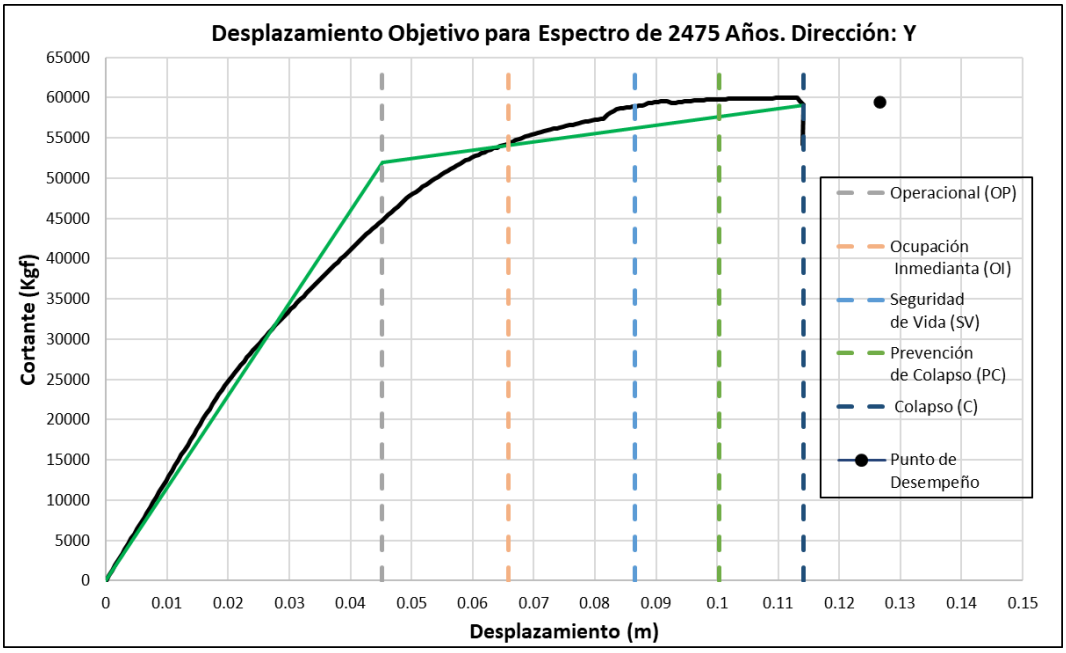
Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Dir:Y

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.768 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.773 | Realción μ | 1.082 |
| Sa (g) | 0.705 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 81054.24 | α | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | C1 |
| δ (m) | 0.1259 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.000 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013), debido a que el punto de desempeño se encuentra posterior al punto de bilineal no se requiere realizar una corrección para el espectro de 2475 años.

**Figura 97**

Desplazamiento Objetivo para Espectro de 2475 Años. Dir:Y




La estructura en la dirección (Y), para el espectro de 2475 años, muestra un nivel de desempeño sísmico de Colapso, con un desplazamiento objetivo de 12.7cm, superior al presentado en la dirección (X).

### 4.4.3 Derivas de piso de la estructura sin reforzar

Obteniendo las derivas de piso para el desplazamiento objetivo obtenido en el análisis estático no lineal se presentan a continuación sus niveles de desempeño máximos.

**Derivas de Piso para el espectro de 475 años**

**Figura 98**

*Deriva de Piso para Espectro de 475 Años. Dir:X*

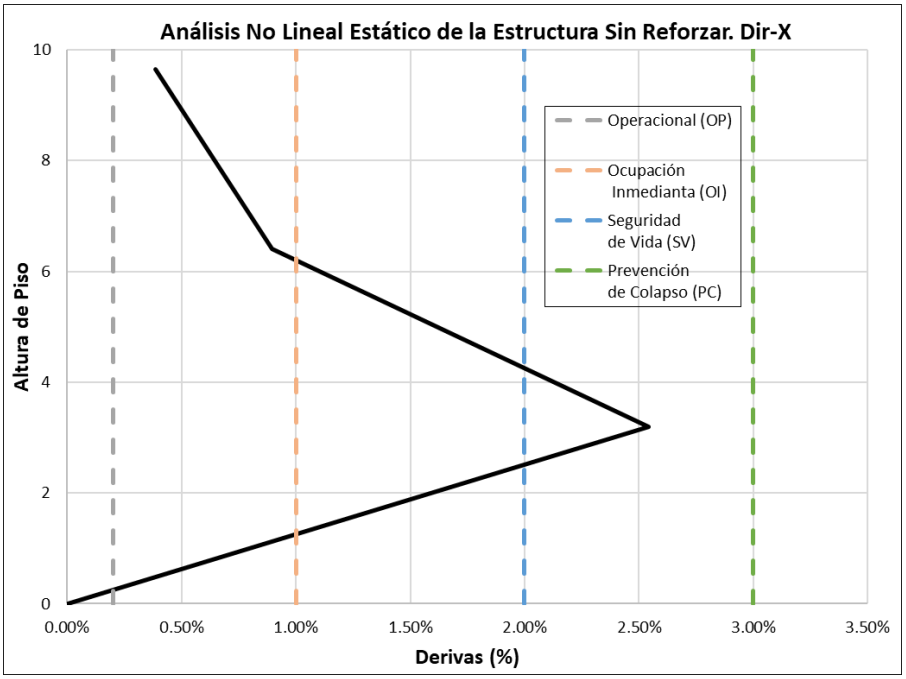
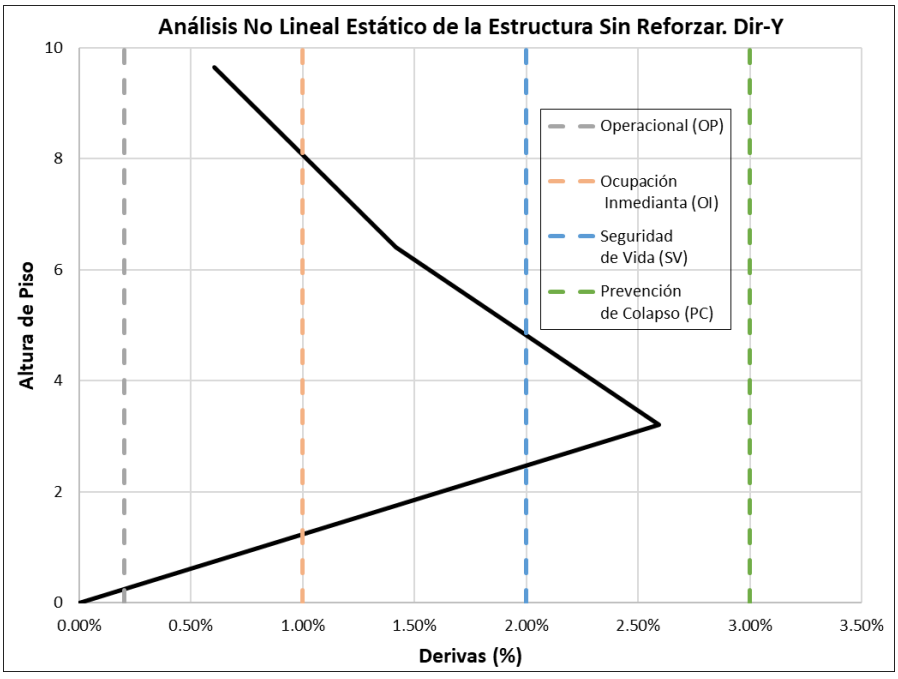



**Figura 99**

*Deriva de Piso para Espectro de 475 Años. Dir:Y*



El análisis de derivas de piso en la dirección (X) y (Y) muestran que, para el espectro de 475 años el nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

**Derivas de Piso para el espectro de 2475 años**

**Figura 100**

*Deriva de Piso para Espectro de 2475 Años. Dir:X*

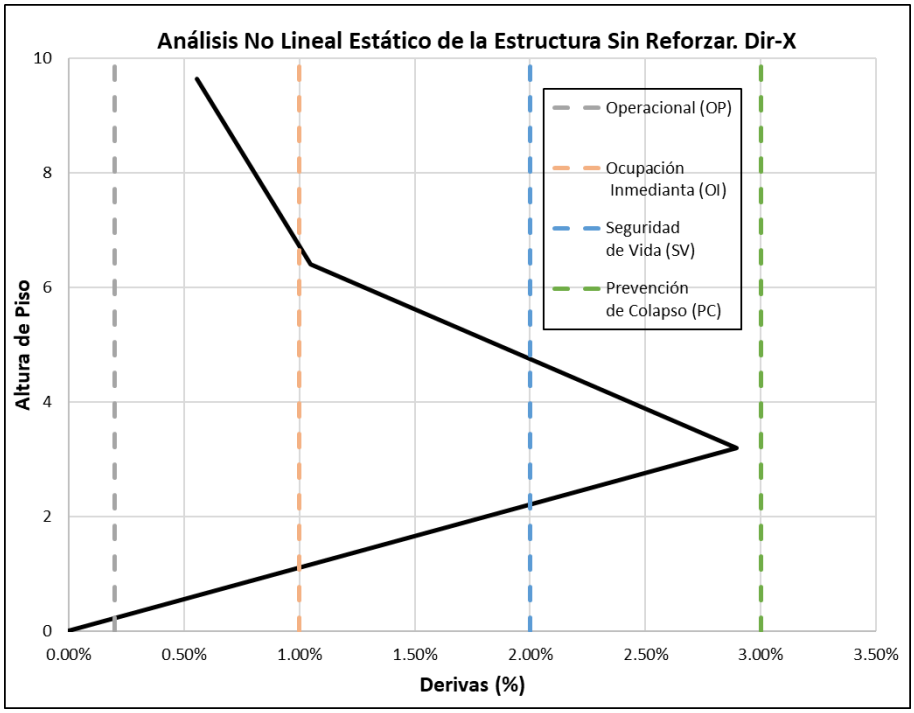
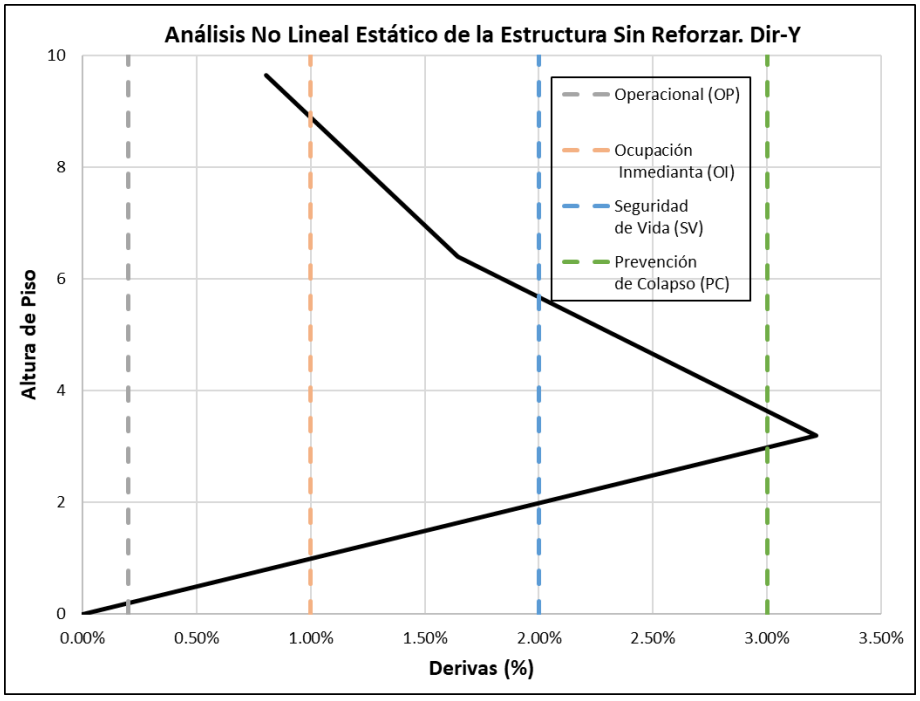



**Figura 101**

*Deriva de Piso para Espectro de 2475 Años. Dir:Y*



El análisis de derivas de piso en la dirección (X) muestran que, para el espectro de 2475 años el nivel de desempeño de Prevención de Colapso, cercano al límite de Colapso. En la dirección (Y) muestran que, para el espectro de 2475 años el nivel de desempeño de Colapso.

### 4.5 Análisis no lineal dinámico de la estructura sin reforzar

Verano (2022) especifica que, el análisis no lineal dinámico evalúa cada una de las señales sísmicas seleccionadas para el proyecto. Obteniendo los acelerogramas de diseño en el capítulo 3 se procede a realizar el análisis de la estructura para los espectros de 475 y 2475 años.

#### 4.5.1 Derivas de piso en la estructura sin reforzar

Ingresado los acelerogramas de diseño al software ETABS se obtienen las derivas de piso de cada señal sísmica. En este análisis se establece el valor promedio en cada dirección.

**Derivas de Piso para el espectro de 475 años**

La **Figura 102** muestra las derivas de piso obtenidas a partir del análisis no lineal dinámico de la estructura sin reforzar, correspondientes al espectro de 475 años. Estos valores representan el comportamiento propio de la estructura en su estado actual, antes de la incorporación de cualquier sistema de reforzamiento, y reflejan la respuesta global del sistema estructural ante la demanda sísmica considerada.

**Figura 102**

Deriva de Piso para Espectro de 475 años. Dir:X

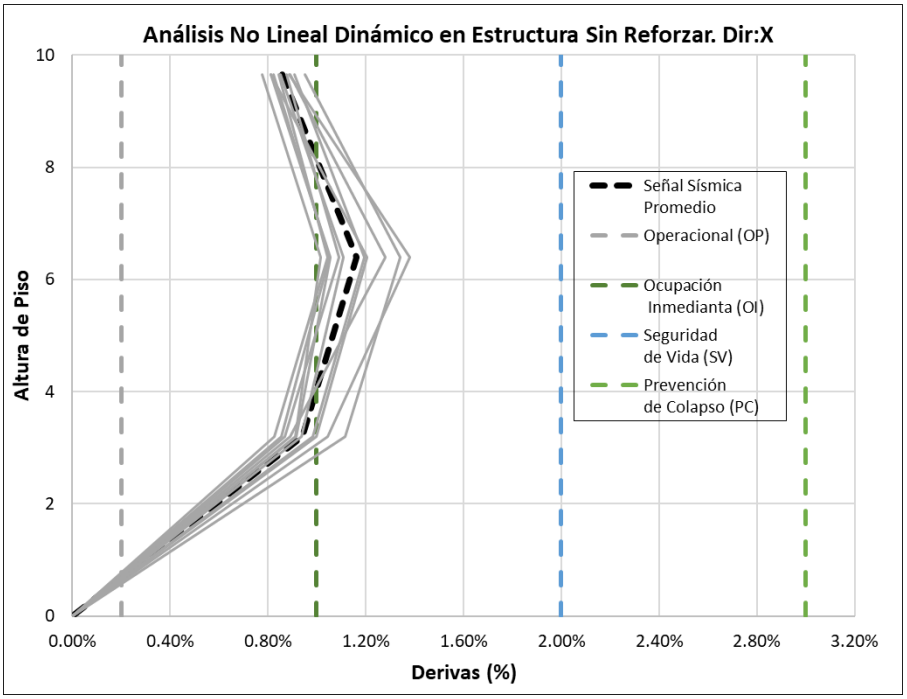
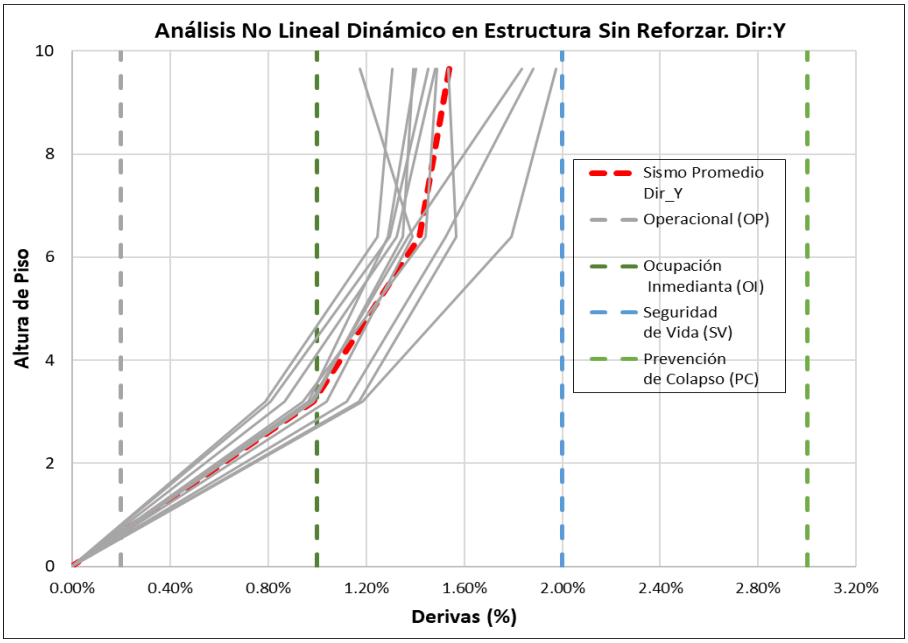


**Figura 103**

Deriva de Piso para Espectro de 475 años. Dir:Y




Las derivas de piso promedio en la dirección (X) y (Y) muestran un nivel de Seguridad de Vida. Siendo los valores más elevados en la dirección (Y). Si máximo valor promedio es de 1.5% en la 2da planta alta. En la dirección (X) el máximo valor es de 1.2% presente en la 1ra planta alta. Dentro del análisis el acelerograma de diseño 6 (Pedernales) es el que presenta mayores valores.

**Derivas de Piso para el espectro de 2475 años**

**Figura 104**

*Deriva de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:X*

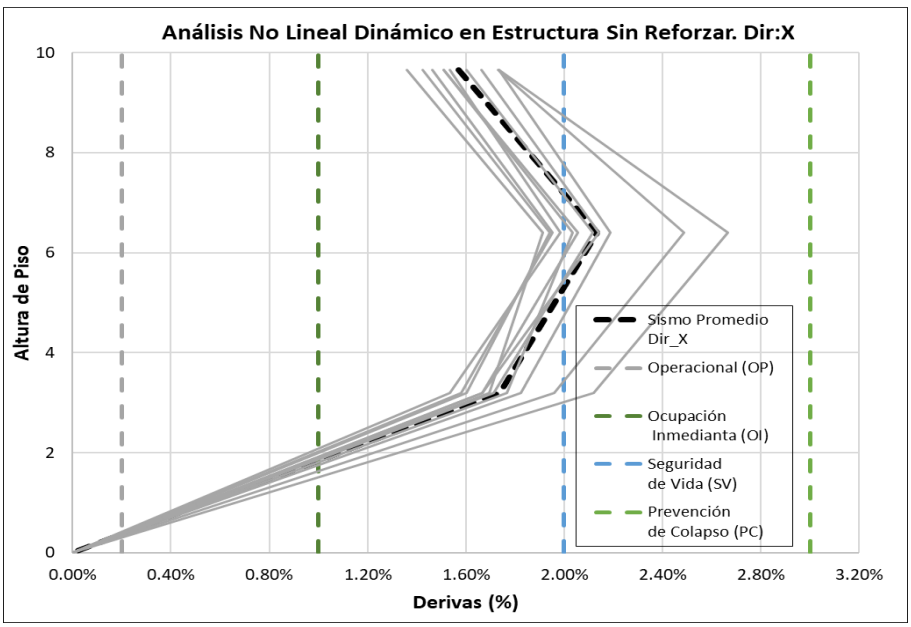
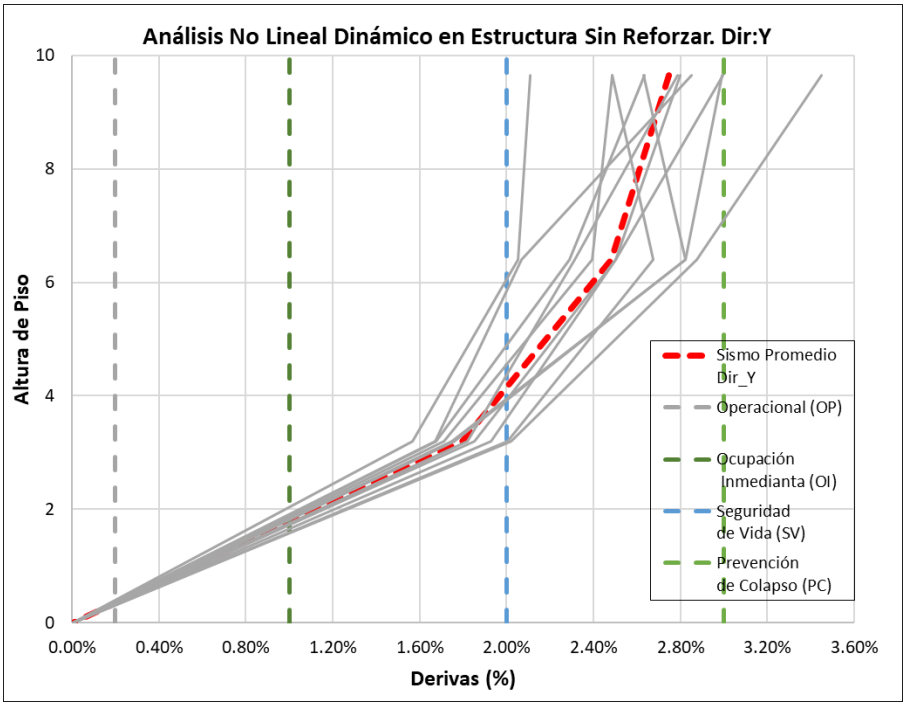


**Figura 105**

*Deriva de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:Y*




Las derivas de piso promedio en la dirección (X) y (Y) muestran un nivel de Prevención de Colapso. Siendo los valores más elevados en la dirección (Y). Si máximo valor promedio es de 2.8% en la 2da planta alta. En la dirección (X) el máximo valor es de 2.1% presente en la 1ra planta alta. Dentro del análisis el acelerograma de diseño 6 (Pedernales) es el que presenta mayores valores.

### 4.5.2 Aceleraciones de piso en la estructura sin reforzar

Ingresado los acelerogramas de diseño al software ETABS se obtienen las aceleraciones de piso de cada señal sísmica. En este análisis se establece el valor promedio en cada dirección.

Las aceleraciones de piso obtenidas del análisis no lineal dinámico representan la demanda sísmica que experimenta cada nivel de la estructura. Para interpretar estos resultados en términos de desempeño sísmico, las aceleraciones de piso se comparan con límites de referencia asociados a distintos niveles de desempeño.

Los límites de desempeño de aceleración de piso se adoptan de la propuesta de (Bertero y Bertero, 2001), quienes establecen valores representativos de aceleración de piso para la evaluación del comportamiento estructural y del daño no estructural. De acuerdo con esta referencia, se consideran valores de 0.60 g, 0.90 g, 1.20 g y 1.50 g, correspondientes a los

niveles de desempeño Operacional (OP), Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Prevención de Colapso (PC), respectivamente.

Estos valores se utilizan como criterios de referencia, con el fin de facilitar la interpretación de la respuesta dinámica de la estructura sin reforzar frente al espectro de diseño de 2475 años.

**Aceleraciones de Piso para el espectro de 475 años**

**Figura 106**

*Aceleraciones de Piso para Espectro de 475 años. Dir:X*

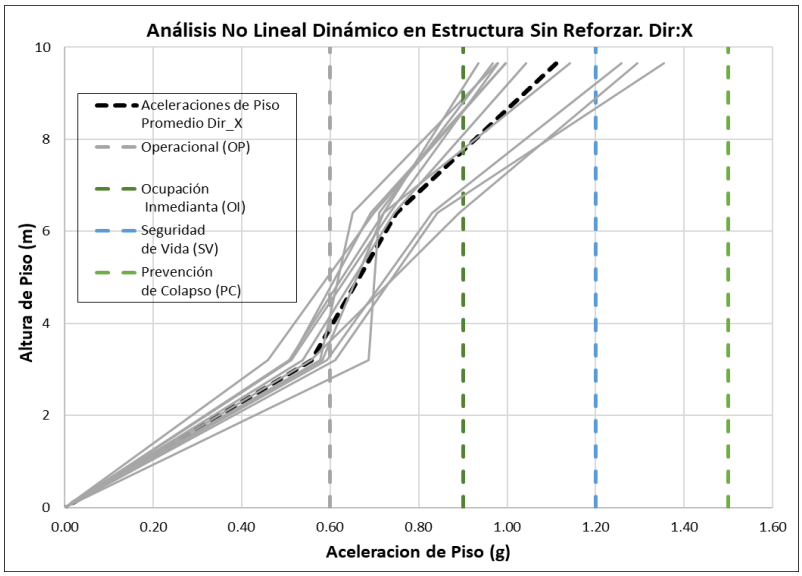
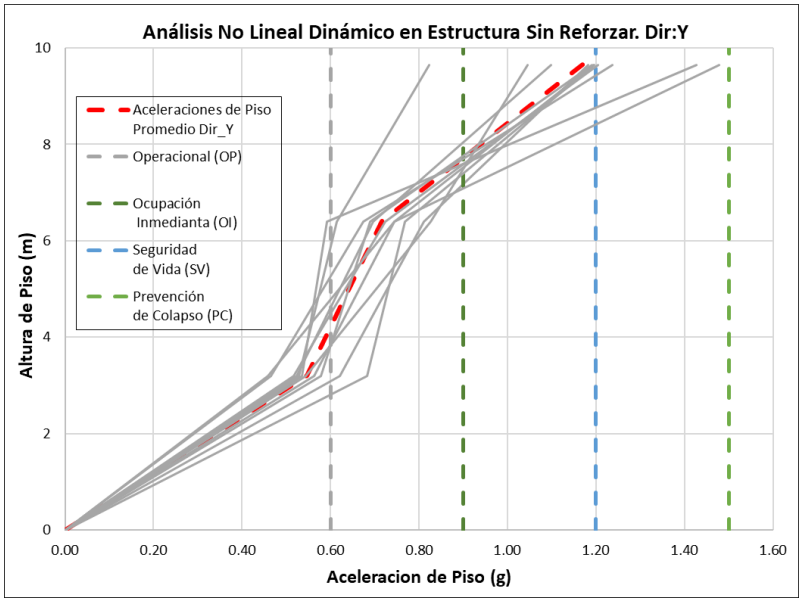



**Figura 107**

Aceleraciones de Piso para Espectro de 475 años. Dir:Y




Las aceleraciones de piso promedio en la dirección (X) y (Y) muestran un nivel de Seguridad de Vida. Siendo los valores más elevados en la dirección (Y), llegando a su límite. Si máximo

valor promedio es de 1.2g en la 2da planta alta. En la dirección (X) el máximo valor es de 1.1g presente en la 2da planta alta. Dentro del análisis el acelerograma de diseño 6 y 9 son las que presenta mayores valores.

**Aceleraciones de Piso para el espectro de 2475 años**

**Figura 108**

Aceleraciones de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:X

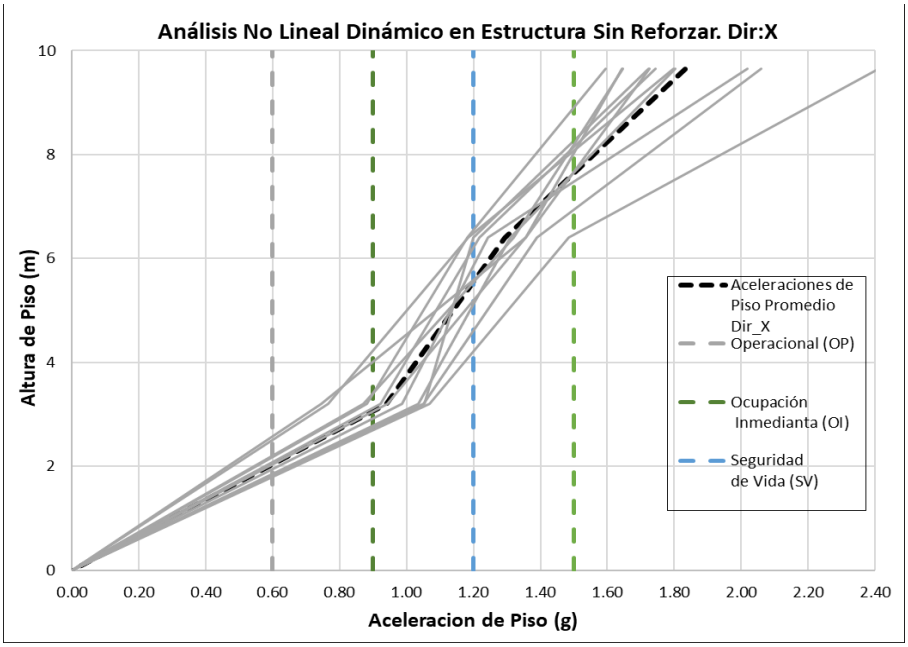
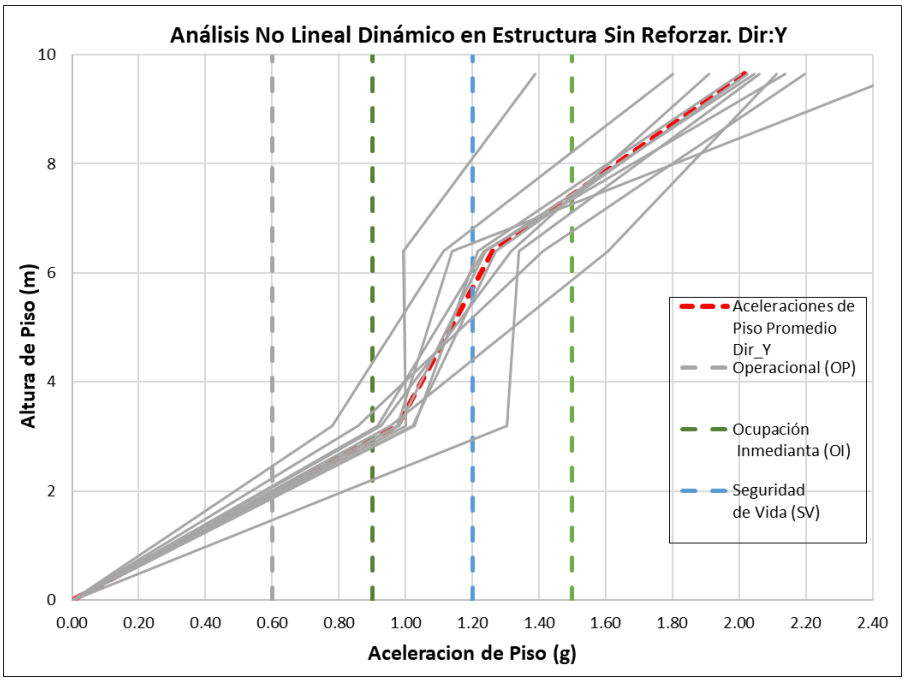



**Figura 109**

Aceleraciones de Piso para Espectro de 2475 años. Dir:Y



Las aceleraciones de piso promedio en la dirección (X) y (Y) muestran un nivel de Colapso. Siendo los valores más elevados en la dirección (Y). Si máximo valor promedio es de 2.0g en la 2da planta alta. En la dirección (X) el máximo valor es de 1.8g presente en la 2da planta alta. Dentro del análisis el acelerograma de diseño 6 y 9 son las que presenta mayores valores.

### 4.5.3 Desplazamiento y derivas residuales en la estructura sin reforzar

Ingresado los acelerogramas de diseño al software ETABS se obtienen los desplazamientos y derivas residuales de cada señal sísmica. En este análisis se establece el valor máximo debido a que la estructura no presenta valores muy altos.

**Desplazamientos y derivas residuales para el espectro de 475 años**

**Tabla 94**

*Desplazamientos y Derivas Residuales en el Espectro de 475 Años*

| Desplazamientos y Derivas Residuales Máximas en Estructura Sin Reforzar | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Altura (m)** | **Desplazamiento Dir_X (m)** | **Deriva Dir_X (%)** | **Desplazamiento Dir_Y (m)** | **Deriva Dir_Y (%)** |
| 2da Planta Alta | 9.65 | 0.0104 | 0.0622 | 0.0025 | 0.0360 |
| 1ra Planta Alta | 6.4 | 0.0084 | 0.1429 | 0.0013 | 0.0267 |
| Planta Baja | 3.2 | 0.0038 | 0.1192 | 0.0004 | 0.0138 |

Realizando el análisis se puede observar que el máximo y la deriva se presentan en el acelerograma 6 (Pedernales), en la 2da planta alta con un valor de 1.0cm y una deriva máxima de 0.14% en la dirección (X).

**Desplazamientos y derivas residuales para el espectro de 2475 años**

**Tabla 95**

*Desplazamientos y Derivas Residuales en el Espectro de 2475 Años*

| Desplazamientos y Derivas Residuales Máximas en Estructura Sin Reforzar | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Altura (m)** | **Desplazamiento Dir_X (m)** | **Deriva Dir_X (%)** | **Desplazamiento Dir_Y (m)** | **Deriva Dir_Y (%)** |
| 2da Planta Alta | 9.65 | 0.0183 | 0.1116 | 0.0170 | 0.1554 |
| 1ra Planta Alta | 6.4 | 0.0147 | 0.2454 | 0.0119 | 0.2246 |
| Planta Baja | 3.2 | 0.0069 | 0.2143 | 0.0048 | 0.1487 |

Realizando el análisis se puede observar que el máximo y la deriva se presentan en el acelerograma 6 (Pedernales), en la 2da planta alta con un valor de 1.8cm y una deriva máxima de 0.25% en la dirección (X).

## 5. ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

El estudio que se realizó a la estructura muestra un nivel de desempeño para un espectro de diseño de Prevención de Colapso y un nivel de Colapso para un espectro de 2.475 años de periodo de retorno. Con base en estos resultados se propone un reforzamiento sísmico que logra niveles de desempeño establecidos en el objetivo del presente proyecto. Aguilar y Arias (2019), afirman que se puede proporcionar el fortalecimiento sísmico a un edificio de distintas maneras y para ello existen múltiples métodos de intervención estructural, tal como las siguientes:

- Métodos de Corte
- Aislamiento en la Base
- Rigidizadores
- Dispositivos de Disipación
- Péndulos de Masa Sintonizada

Este reforzamiento sísmico proporciona un componente adicional para contrarrestar la energía entrante producto del sismo, como un principio de conservación de energía (Apaza, 2021). Esto permite disminuir la energía disipada por la deformación de la estructura, reduciendo su daño.

$$E = Ec + Ee + Eh + Ed \quad (60)$$

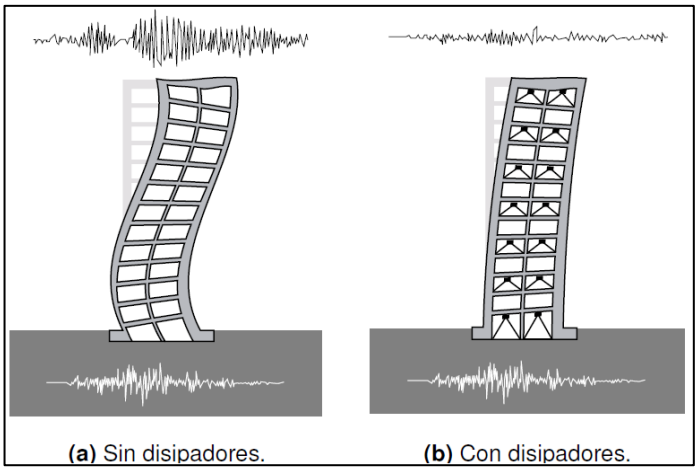
Donde,

- $\boldsymbol{E}$ = Energía absoluta de entrada.
- $\boldsymbol{Ec}$ = Energía cinética absoluta generada por la estructura.
- $\boldsymbol{Ee}$ = Energía de deformación elástica.
- $\boldsymbol{Eh}$ = Energía disipada por la deformación de la estructura
- $\boldsymbol{Ed}$ = Energía disipada por el dispositivo adicional.

La propuesta del presente trabajo de investigación es utilizar disipadores viscosos como técnica de reforzamiento frente a la acción sísmica para incrementar el nivel de amortiguamiento de la estructura con la finalidad de disminuir los daños ocasionados en los elementos tanto estructurales como no estructurales.

**Figura 110**

Comparativa de Edificios con y sin Disipadores Viscosos. Tomado de CCHC (2011)



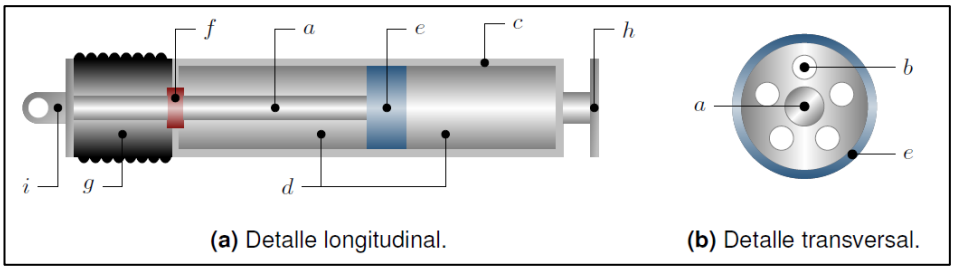

## 5.1 Dispositivos viscosos

Christopoulos y Filiatrault (2006) mencionan que, el funcionamiento de los dispositivos viscosos se basa en el flujo del fluido a través de orificios, mediante el empuje de un pistón, el cual transforma el impulso del disparo en calor, que se disipa en el aire.

La siguiente imagen presenta los componentes principales de un disipador viscoso (Aguilar y Arias, 2019).

**Figura 111**

Componente de un Dispositivo Viscoso. Tomado de Makris y Constantinou (2015).




a) Vástago del pistón
b) Orificios presentes en la cabeza del pistón
c) Cilindro
d) Cámaras con fluido viscoso
e) Cabeza del pistón
f) Tapa hermético
g) Soplador
h) Placa de conexión
i) Conector Articulado

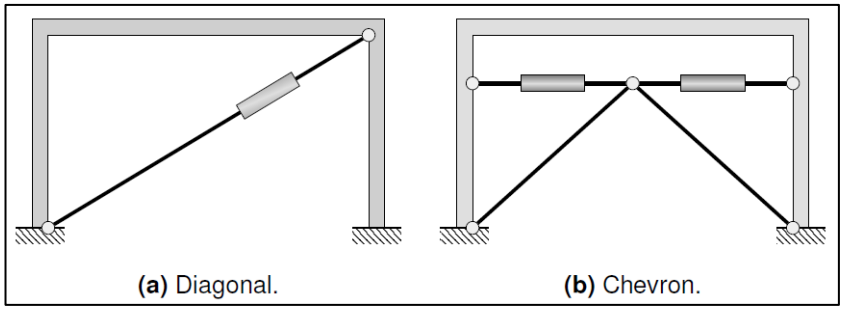
### 5.1.1 Configuración de los dispositivos viscosos

Aguilar y Arias (2019) mencionan que, los dispositivos viscosos se deberán colocar de manera preferencial en zonas donde se produzca velocidades máximas. Su configuración más común

es en Diagonal “a” o Tipo Chevron “b”, aunque existen configuraciones que optimizan la respuesta sísmica, dependiendo de la configuración que presente la estructura y su disponibilidad económica.

**Figura 112**

Configuración de los Dispositivo Viscoso. Tomado de Whittaker y Constantinou (2004).




En la configuración tipo Chevrón los dispositivos que pueden colocarse horizontalmente o en cada diagonal. Si su configuración es horizontal, los dispositivos permiten controlar con mayor efectividad la demanda sísmica. En todas las configuraciones, se deberá contar con elementos rígidos que no presenten deformaciones antes las cargas sísmicas, permitiendo que los dispositivos trabajen adecuadamente (Christopoulos y Filiatrault, 2006).

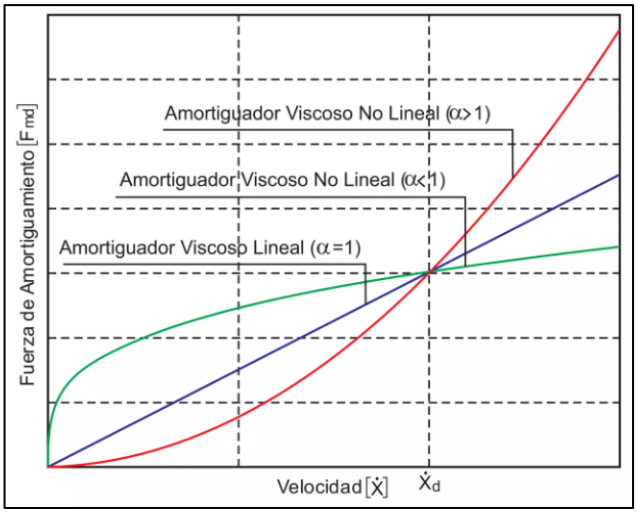
En este análisis se implementará las diagonales tipo chevrón y los dispositivos estarán en el eje de cada diagonal.

### 5.1.2 Tipos de dispositivos viscosos

Álvarez et al. (2023) menciona que, existen dos tipos de dispositivos viscoso: lineales y no lineales. Los cuales, varían en su comportamiento histerético debido a la variación del factor ($\alpha$) como se presenta a continuación:

**Figura 113**

*Variación en Dispositivos Lineales y No lineales. Tomado de Villareal y Oviedo (2009)*




Esta figura presenta una relación lineal entre la fuerza de amortiguamiento y su velocidad para dispositivos lineales. Y su variación a medida que el factor ($\alpha$) se acerca al valor de 0.

$$F(t) = C * \left[\dot{X}\right]^{\alpha} * sgn(\dot{X}) \quad (61)$$

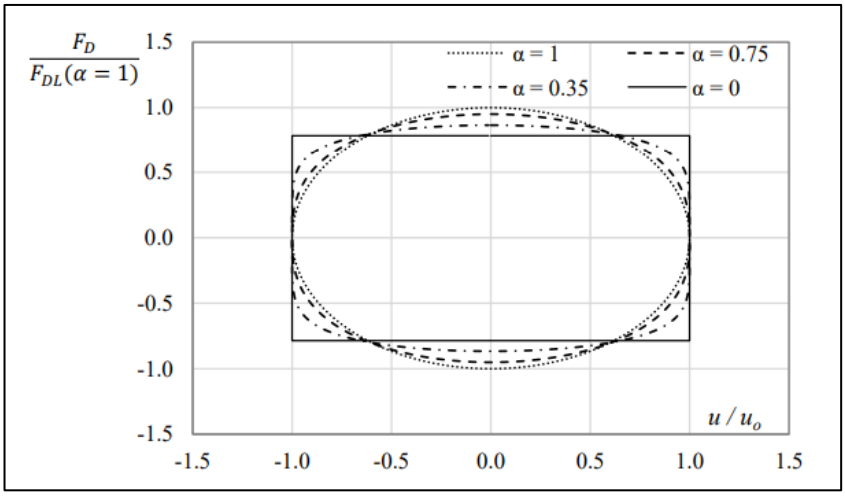
Donde,

- $\boldsymbol{F}$ = Fuerza de amortiguamiento
- $\boldsymbol{C}$ = Coeficiente de relación entre la fuerza de amortiguamiento y su velocidad
- $\dot{\boldsymbol{X}}$ = Velocidad del dispositivo viscoso

La variación del coeficiente ($\alpha$) influye en la formación de áreas de histéresis, las cuales representan la disipación de energía.

**Figura 114**

*Variación en Dispositivos Lineales y No lineales. Tomado de Álvarez et al. (2023)*




Para los dispositivos lineales ($\alpha = 1$), se produce una elipse donde:

- En el punto donde ocurre el desplazamiento máximo ($Velocidad = 0$), la rigidez es igual a 0. Es decir, el disipador no trasmite fuerzas adicionales a las columnas arriostradas, ni a su cimentación. La fuerza de amortiguamiento se encuentra fuera de fase con respecto a las fuerzas elásticas.
- En el punto donde ocurre la velocidad máxima ($Desplazamiento = 0$), si no se desarrolló un diseño adecuado, se presentarán fuerzas mayores a las esperadas.

Con respecto a los dispositivos no lineales ($\alpha\ cercano\ a\ 0$), se produce una forma rectangular donde:

- En el punto donde ocurre el desplazamiento máximo ($Velocidad = 0$), la rigidez es infinita. Es decir, el disipador si trasmite fuerzas adicionales a las columnas arriostradas y a su cimentación. La fuerza de amortiguamiento se encuentra en fase con respecto a las fuerzas elásticas. Este dispositivo no se recomienda para estructuras ubicadas en suelos blandos o con un diseño de cimentación bajo.
- En el punto donde ocurre la velocidad máxima ($Desplazamiento = 0$), si se producen velocidades mayores a las calculadas en el diseño, su fuerza no aumentará con respecto a la esperada.

- El área de histéresis en dispositivos no lineales es menor a el área de los dispositivos lineales. Es decir, requiere menor resistencia en su diseño.

En este análisis se implementará dispositivos lineales y no lineales con el fin de comparar su comportamiento y establecer el dispositivo más adecuado para la estructura.

## 5.2 Metodología de implementación de los dispositivos viscosos

La siguiente metodología de diseño para configurar los dispositivos Viscosos Lineales, parten de la teoría presentada por Álvarez, et al. (2023) y Apaza (2021).

### 5.2.1 Obtención del amortiguamiento objetivo

**1)** Realizar un Análisis Estático No Lineal en la estructura actual, con el fin de obtener:

- El nivel de desempeño de la estructura
- Periodo de la estructura

**2)** Establecer los niveles de desempeño objetivos para la estructura reforzada ($IDI_{Max}$)

**3)** Determinar el desplazamiento máximo de azotea en base a la siguiente ecuación:

$$\delta_{Max} = \frac{IDI_{Max} * H}{COD} \qquad (62)$$

Donde,

- $\boldsymbol{IDI_{Max}}$ = Distorsión de fluencia máxima (Asociada al nivel de desempeño objetivo).
- $\boldsymbol{H}$ = Altura máxima de la estructura.
- $\boldsymbol{COD}$ = Factor de corrección de desplazamiento obtenido en base a la siguiente tabla.

**Tabla 96**

Factor de Corrección COD. Tomado de Terán y Virto (2009)

| Ductilidad Global | *COD* | |
|---|---|---|
| | Mínimo | Máximo |
| 1 | 1.2 | 1.5 |
| 2+ | 1.5 | 2.0 |

**4)** Corregir el desplazamiento de azotea en base a la siguiente ecuación:

$$S_{dmax} = \frac{\delta_{Max}}{\alpha} \qquad (63)$$

Donde,

- $\boldsymbol{\delta_{Max}}$ = Desplazamiento máximo de azotea (Obtenido en el paso 6)
- $\boldsymbol{\alpha}$ = Factor de corrección que se puede determinar mediante la siguiente tabla o con el factor ($\boldsymbol{Co}$) obtenido con el código ASCE 41-13.

**Tabla 97**

Factor de Corrección a. Tomado de Terán y Virto (2009)

| Número de pisos | $\alpha$ | |
|---|---|---|
| | $\mu = 1$ | $\mu = 2+$ |
| 1 | 1.0 | 1.0 |
| 2 | 1.2 | 1.1 |
| 3 | 1.3 | 1.2 |
| 5+ | 1.4 | 1.2 |

$$Co = \emptyset_{1r} * \frac{\sum_1^N m_1 * \emptyset_{1rn}}{\sum_1^N m_1 * \emptyset_{1rn}{}^2} \quad (64)$$

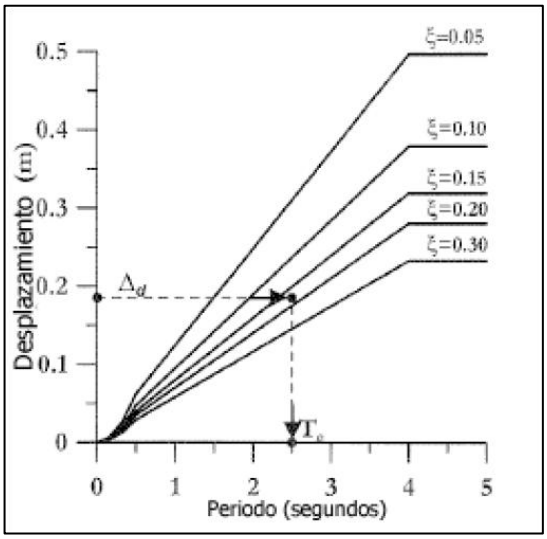
Donde,

- $\emptyset$ = Ordenada de la forma modal
- **m** = Masa sísmica

**5)** Mediante el desplazamiento de azotea corregido y los espectros de desplazamientos con diferentes amortiguamientos, se obtiene el amortiguamiento del dispositivo que presente el periodo inicial de la estructura.

**Figura 115**

Espectro de Desplazamientos para diferentes Amortiguamientos. Tomado de Bono (2011)




### 5.2.2 Cálculo del coeficiente de amortiguamiento

**1)** Determinar el amortiguamiento global requerido por los dispositivos en toda la estructura:

$$\xi_D = \xi_{SP} - \xi_{Req} \quad (65)$$

Donde,

- $\xi_{SP}$ = Amortiguamiento del sistema primario.

- $\boldsymbol{\xi_{Req}}$ = Amortiguamiento requerido (Determinado en la sección: 2.5.2.1)

**2)** Realizar un Análisis Estático No Lineal para conocer la distribución de los cortantes en cada piso en base a las siguientes ecuaciones:

$$Vb = Cs * W_T \quad (66)$$

$$V_{Piso_i} = \frac{H_i * W_i * Vb}{\sum Hi * Wi} \quad (67)$$

$$V_{PisoA_i} = V_{Piso_i} + V_{Piso_{i-1}} \quad (68)$$

Donde,

- $\boldsymbol{Cs}$ = Coeficiente sísmico (0.1g) para conocer la distribución de cortante.
- $\boldsymbol{W_T}$ = Peso total de la estructura.
- $\boldsymbol{H_i}$ = Altura de entrepisos acumulada.
- $\boldsymbol{W_i}$ = Peso por piso acumulado.
- $\boldsymbol{Vb}$ = Cortante Basal de la estructura.
- $\boldsymbol{V_{Piso_i}}$ = Distribución de cortante de entrepiso.
- $\boldsymbol{V_{PisoA_i}}$ = Distribución de cortante acumulado.

**3)** Determinar la longitud de los dispositivos Viscosos y su ángulo de inclinación, en base a las siguientes ecuaciones:

$$L_i = \sqrt{h_i^2 + \frac{Lv_i}{2}^2} \quad (69)$$

$$Ang_{Coseno_i} = \frac{\frac{Lv_i}{2}}{\sqrt{h_i^2 + \frac{Lv_i}{2}^2}} \quad (70)$$

Donde,

- $\boldsymbol{h_i}$ = Altura de entrepiso.
- $\boldsymbol{Lv_i}$ = Longitud de Viga donde se ubicarán los dispositivos.

**4)** Establecer la distribución del modo de vibrar ($\boldsymbol{\emptyset i}$). Se puede asumir una distribución lineal en edificios regulares de baja altura.

**5)** Establecer la distribución del factor alfa teórico ($\boldsymbol{\alpha_j}$), partiendo de un valor del 100% en la planta baja y presentando una distribución uniforme en las siguientes plantas.

**6)** Determinar las deformaciones relativas de entrepiso y la masa de la estructura mediante las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_j * cos^2\theta_j * \emptyset_{rj}^2 \quad (71)$$

$$\frac{W}{g} * \emptyset_i^2 \quad (72)$$

Donde,

- $\boldsymbol{\alpha_j}$ = Factor alfa teórico.
- $\boldsymbol{\theta_j}$ = Angulo de Inclinación de los dispositivos viscosos
- $\emptyset_{\boldsymbol{rj}}$ = Distribución del modo de vibrar de la estructura
- $\boldsymbol{W_i}$ = Peso sísmico de cada piso de la estructura

**7)** Determinar el coeficiente de amortiguamiento global de los dispositivos viscosos, mediante la ecuación presentada para el cálculo del amortiguamiento de dispositivo:

$$C = \frac{4 * \pi * \sum_i \frac{W}{g} * \emptyset_i^2 * \xi_D}{T_{Resp} * \sum_j \alpha_j * cos^2\theta_j * \emptyset_{rj}^2} \quad (73)$$

Donde,

- $\boldsymbol{\alpha_j}$ = Factor alfa teórico.
- $\boldsymbol{\theta_j}$ = Angulo de Inclinación de los dispositivos viscosos.
- $\emptyset_{\boldsymbol{rj}}$ = Distribución del modo de vibrar de la estructura.
- $\boldsymbol{W_i}$ = Peso sísmico de cada piso de la estructura.
- $\boldsymbol{T_{Resp}}$ = Periodo de respuesta inicial de la estructura.
- $\boldsymbol{\xi_D}$ = Amortiguamiento global del dispositivo viscoso.

**8)** Determinar el coeficiente de amortiguamiento para cada dispositivo en cada piso, mediante la siguiente ecuación:

$$C_i = \frac{C * \alpha_j}{\#Disp} \quad (74)$$

Donde,

- $\boldsymbol{\alpha_j}$ = Factor alfa teórico.
- $\boldsymbol{C}$ = Coeficiente de amortiguamiento global
- $\#\boldsymbol{Disp}$ = Número de dispositivos presentes en cada pórtico (2 para configuración Chevron).

### 5.2.3 Cálculo de la diagonal requerida

El código AISCE 360 (2019) presenta las condiciones para evaluar un elemento y verificar su esbeltez, ductilidad, pandeo, resistencia a compresión y tracción.

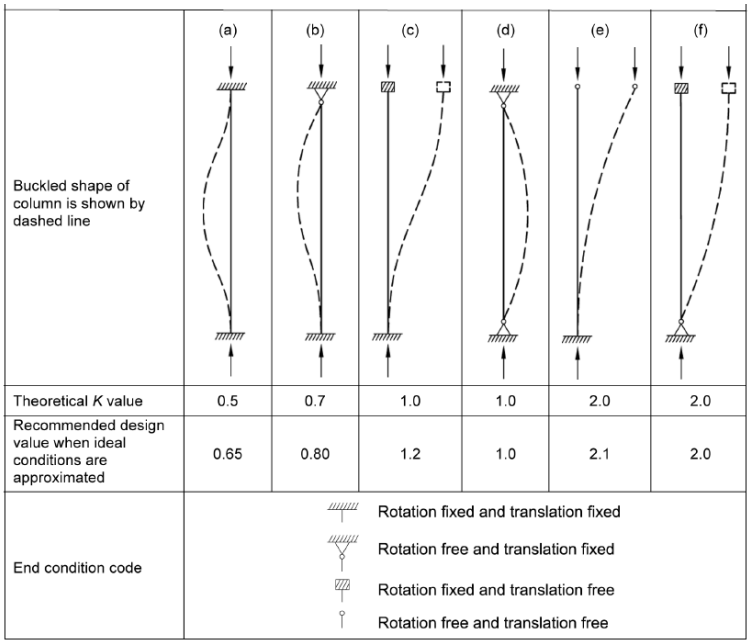
- **Revisión de Esbeltez**

La siguiente metodología permite determinar si el elemento cumple con la condición de esbeltez ($B < 200$).

**a)** Determinar el factor “K” en base a la siguiente tabla, asimiento un empotramiento en ambos extremos.

**Figura 116**

Factor K. Tomado de AISCE 360 (2019)




**b)** Imponerse un valor de esbeltez menor a 200 ($\boldsymbol{E_{Imp}}$)

**c)** Determinar el radio de giro ($\boldsymbol{ry}$) requerido, en base a la siguiente ecuación:

$$ry_{Req} = \frac{K * L}{Esbeltez_{Imp}} \qquad (75)$$

Donde,

- $\boldsymbol{L}$ = Longitud de la diagonal
- $\boldsymbol{Esbeltez_{Imp}}$ = Esbeltez impuesta

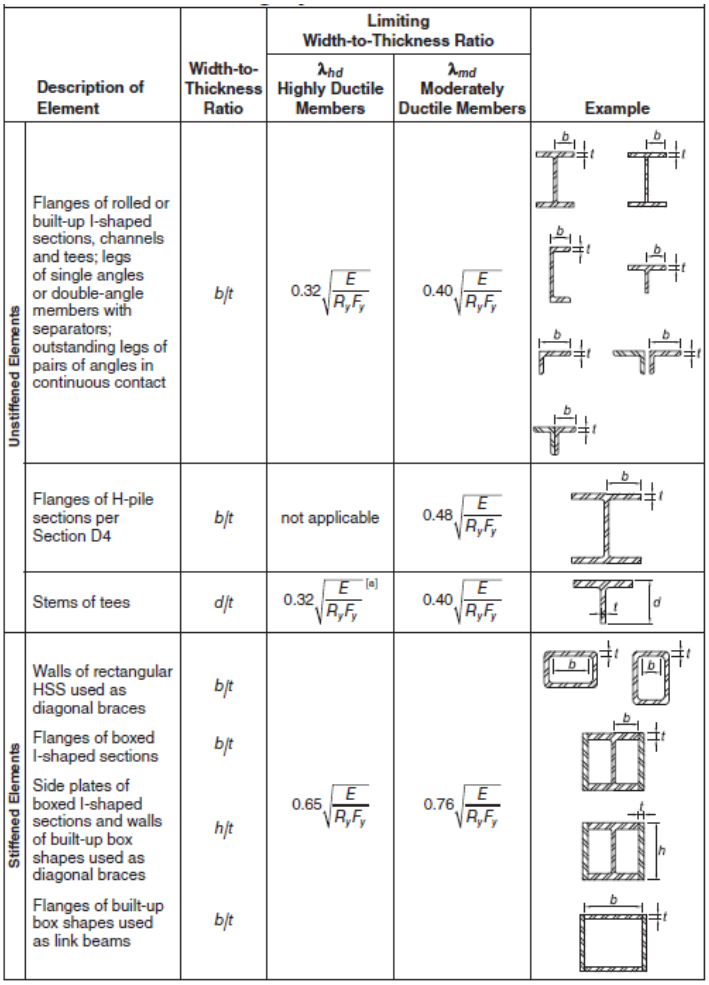
**d)** Comprobar el radio de giro requerido con respecto al radio de giro que presenta el elemento. Si el radio de giro requerido es menor, el elemento cumple con la condición de esbeltez.

- **Revisión de Ductilidad**

La siguiente metodología permite determinar si el elemento presenta alta ductilidad. Para un elemento HSS de alta ductilidad se utiliza la siguiente ecuación, la cual se basan en la siguiente tabla:

**Figura 117**

Cálculo de Elementos de Alta y Moderada Ductilidad. Tomado de AISCE 360 (2019)



| | Description of Element | Width-to-Thickness Ratio | Limiting Width-to-Thickness Ratio: $\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members | Limiting Width-to-Thickness Ratio: $\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members | Example |
|---|---|---|---|---|---|
| Unstiffened Elements | Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact | $b/t$ | $0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | $0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | |
| Unstiffened Elements | Flanges of H-pile sections per Section D4 | $b/t$ | not applicable | $0.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | |
| Unstiffened Elements | Stems of tees | $d/t$ | $0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ [a] | $0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | |
| Stiffened Elements | Walls of rectangular HSS used as diagonal braces | $b/t$ | $0.65\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | $0.76\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ | |
| Stiffened Elements | Flanges of boxed I-shaped sections | $b/t$ | | | |
| Stiffened Elements | Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces | $h/t$ | | | |
| Stiffened Elements | Flanges of built-up box shapes used as link beams | $b/t$ | | | |

**a)** Determinar el valor de alta ductilidad requerido:

$$0.65 * \sqrt{\frac{E}{Ry * Fy}} \qquad (76)$$

Donde,

- $\boldsymbol{E}$ = Módulo de elasticidad
- $\boldsymbol{Fy}$ = Esfuerzo de fluencia
- $\boldsymbol{Ry}$ = Coeficiente determinado en base al tipo de acero, mediante la siguiente ecuación.

**Figura 118**

Coeficientes de Ry y Rt para Diferentes Tipos de Acero. Tomado de AISCE 360 (2019)

| Application | $R_y$ | $R_t$ |
|---|---|---|
| Hot-rolled structural shapes and bars: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.5 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • ASTM A992/A992M | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A588/A588M | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| • ASTM A529 Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.2 |
| • ASTM A529 Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.2 |
| Hollow structural sections (HSS): | | |
| • ASTM A500/A500M Gr. B | 1.4 | 1.3 |
| • ASTM A500/A500M Gr. C | 1.3 | 1.2 |
| • ASTM A501/A501M | 1.4 | 1.3 |
| • ASTM A53/A53M | 1.6 | 1.2 |
| • ASTM A1085/A1085M | 1.25 | 1.15 |
| Plates, Strips and Sheets: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.3 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 42 (290) | 1.3 | 1.0 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A588/A588M | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| Steel Reinforcement: | | |
| • ASTM A615/A615M Gr. 60 (420) | 1.2 | 1.2 |
| • ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550) | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550) | 1.2 | 1.2 |

**b)** Si la relación ($\boldsymbol{b/t}$) que presenta el elemento es menor a la ecuación calculada, el elemento se considera de alta ductilidad.

- **Revisión de Pandeo Elástico y Resistencia a Compresión**

La siguiente metodología permite determinar si el elemento presenta pandeo elástico o inelástico.

**a)** Determinar el esfuerzo crítico de Euler, en base a la siguiente ecuación:

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{Esbeltez^2} \qquad (77)$$

Donde,

- $\boldsymbol{E}$ = Módulo de elasticidad

**b)** Determinar el valor límite de pandeo elástico, en base a la siguiente ecuación:

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (78)$$

Donde,

- $\boldsymbol{E}$ = Módulo de elasticidad
- $\boldsymbol{Fy}$ = Esfuerzo de fluencia

**c)** Si el valor de esbeltez es menor al valor límite determinado en la sección "b", se considera un pandeo elástico.

**d)** Si el pandeo es elástico, el esfuerzo crítico se determina en base a la siguiente ecuación:

$$Fcr = 0.658^{Fy/Fe} * Fy \qquad (79)$$

Donde,

- $\boldsymbol{Fe}$ = Esfuerzo crítico de Euler
- $\boldsymbol{Fy}$ = Esfuerzo de fluencia

**e)** La resistencia a compresión se determina en base la siguiente ecuación:

$$Pn = \phi * A * Fcr \qquad (80)$$

Donde,

- $\phi$ = Factor de reducción a compresión (0.9)
- $\boldsymbol{A}$ = Área de la sección
- $\boldsymbol{Fcr}$ = Esfuerzo crítico

- **Revisión de Resistencia a Tracción**

La siguiente ecuación permite determinar la resistencia a tracción:

$$Py = \phi * A * Fy \qquad (81)$$

Donde,

- $\phi$ = Factor de reducción a tracción
- $\boldsymbol{A}$ = Área de la sección
- $\boldsymbol{Fy}$ = Esfuerzo de fluencia

### 5.3 Configuración de dispositivos viscosos lineales

Estableciendo los umbrales objetivo para los marcos de acero y disipadores, los resultados del análisis estático no lineal y las características de los pórticos arriostrados, se establece los desplazamientos de azotea, en la dirección "X" y "Y".

**Tabla 98**

Niveles de Desempeño Objetivo

| **Niveles de Desempeño Objetivo (Umbrales de Distorsión)** | | |
|---|---|---|
| Marco de Acero | Ocupación Inmediata | Deriva |
| | | 1.0% |
| Disipadores Viscoso | Operacional | Deriva |
| | | 0.2% |

**Tabla 99**

Condiciones de Desempeño en Estructura Sin Reforzar. Espectro de 475 Años

| Condiciones Estructura Sin Reforzar (475 años) | |
|---|---|
| Periodo (s) | 0.768 |
| Altura (m) | 9.65 |
| Desp. Máx (δ) Dir-X (m) | 0.0805 |
| Nivel de Desempeño Dir-X | Prevención de Colapso |
| Desp. Máx (δ) Dir-Y (m) | 0.0915 |
| Nivel de Desempeño Dir-Y | Prevención de Colapso |

**Tabla 100**

*Dimensionamiento del Pórtico Arriostrado*

| Dimensiones del Pórtico Dir-X | |
|---|---|
| **Primera y Segunda Planta** | |
| Altura Columna (m) | 3.2 |
| Largo Viga (m) | 4.47 |
| Angulo de Inclinación Vis (°) | 55.07 |
| **Tercera Planta** | |
| Altura Columna (m) | 3.25 |
| Largo Viga (m) | 4.47 |
| Angulo de Inclinación Vis (°) | 55.48 |

*(a)*

| Dimensiones del Pórtico Dir-Y | |
|---|---|
| **Primera y Segunda Planta** | |
| Altura Columna (m) | 3.2 |
| Largo Viga (m) | 5.85 |
| Angulo de Inclinación Vis (°) | 47.57 |
| **Tercera Planta** | |
| Altura Columna (m) | 3.25 |
| Largo Viga (m) | 5.85 |
| Angulo de Inclinación Vis (°) | 48.01 |

*(b)*

**Tabla 101**

*Desplazamientos de Azotea*

| Desplazamiento de Azotea Dir-X | |
|---|---|
| COD | 1.5 |
| Desp. Máx (δ) Dir-X (m) | 0.0623 |

*(a)*

| Desplazamiento de Azotea Dir-Y | |
|---|---|
| COD | 1.35 |
| Desp. Máx (δ) Dir-Y (m) | 0.0714 |

*(b)*

En base a las características presentadas, se realiza una corrección del desplazamiento de azotea, mediante el código ASCE 41 (2013).

**Tabla 102**

*Corrección Desplazamiento de Azotea (475 Años)*

| Corrección Desplazamiento Dir-X | |
|---|---|
| α | 1.3 |
| Co | 1.50 |
| Co | 1.3 |
| Coeficiente Considerado | 1.497 |
| Desp. Corregido (δ) Dir-X (m) | 0.0416 |
| **Desp. Corregido (δ) Dir-X (cm)** | **4.162** |

*(a)*

| Corrección Desplazamiento Dir-Y | |
|---|---|
| α | 1.3 |
| Co | 1.5 |
| Co | 1.3 |
| Coeficiente Considerado | 1.497 |
| Desp. Corregido (δ) Dir-Y (m) | 0.048 |
| **Desp. Corregido (δ) Dir-Y (cm)** | **4.77** |

*(b)*

La siguiente ecuación, presentada en el código ASCE 41 (2013), establece el factor de reducción para el amortiguamiento en el espectro de diseño.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(100 * \beta)} \quad (82)$$

Donde,

- $\beta$ = Porcentaje de Amortiguamiento

**Tabla 103**

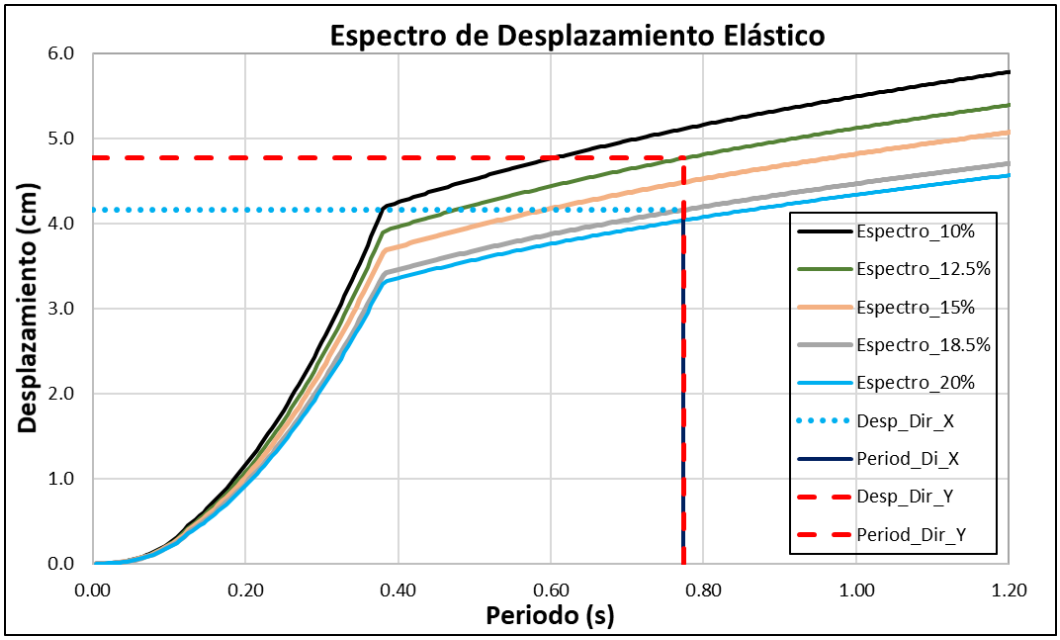
Factor de Reducción de Amortiguamiento

| Factor de Reducción Rξ - ASCE 41-13 | | |
|---|---|---|
| **Amortiguamiento** | **B** | **1/B** |
| 5% | 1.0024 | 0.998 |
| 7.5% | 1.1157 | 0.896 |
| 10% | 1.2131 | 0.824 |
| 15% | 1.3831 | 0.723 |
| 20% | 1.5359 | 0.651 |

Mediante el espectro de diseño y los factores de reducción de amortiguamiento, se obtienen los espectros de desplazamiento para diferentes porcentajes de amortiguamiento. En base al espectro de azotea corregido se determina el porcentaje de amortiguamiento requerido, que presente el periodo de la estructura sin reforzar.

**Figura 119**

Espectros de Desplazamiento Elástico de 475 Años




Los espectros de desplazamiento indican que, para la dirección X un amortiguamiento de 18.5% presenta un periodo de 0.773s. Y para la dirección Y un amortiguamiento de 12.5% presenta un periodo de 0.774s, coincidiendo con el periodo de la estructura de 0.768s.

**Tabla 104**

Porcentaje de Amortiguamiento Requerido (475 Años)

| Análisis en la Dirección (X) | |
|---|---|
| **Desplazamiento Objetivo (cm) - Dir_X** | 4.162 |
| **Periodo_5%** | 0.345 |
| **Periodo_7.5%** | 0.364 |
| **Periodo_10%** | 0.379 |
| **Periodo_12.5%** | 0.475 |
| **Periodo_15%** | 0.591 |
| **Periodo_18.5%** | 0.773 |
| **Periodo_20%** | 0.859 |

*(a)*

| Análisis en la Dirección (Y) | |
|---|---|
| **Desplazamiento Objetivo (cm) - Dir_Y** | 4.771 |
| **Periodo_5%** | 0.369 |
| **Periodo_7.5%** | 0.447 |
| **Periodo_10%** | 0.603 |
| **Periodo_12.5%** | 0.774 |
| **Periodo_15%** | 0.963 |
| **Periodo_18.5%** | 1.260 |
| **Periodo_20%** | 1.400 |

*(b)*

Estableciendo el porcentaje de amortiguamiento en cada dirección, se presenta a continuación la configuración de la estructura llevada a cabo en cada nivel.

**Figura 120**

*Implementación de Dispositivos Viscosos Planta Baja y 1ra Planta Alta*

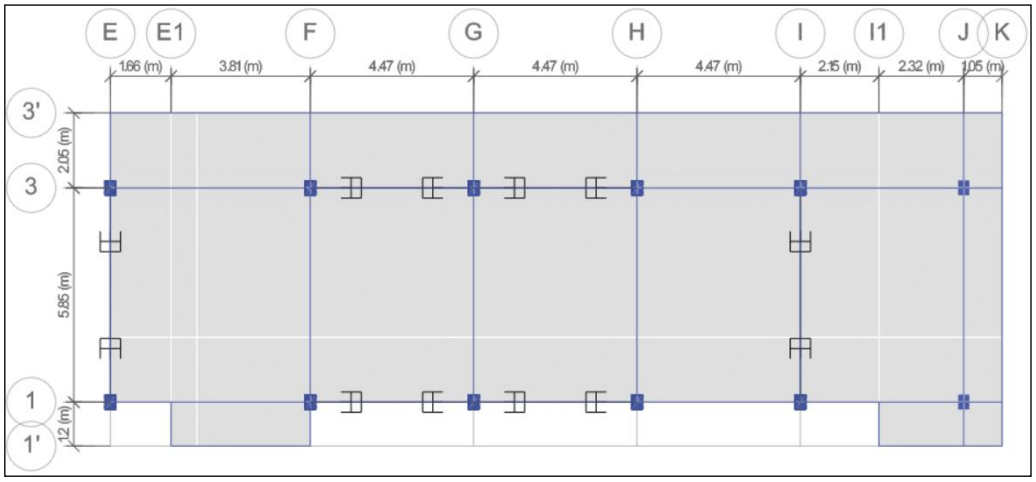
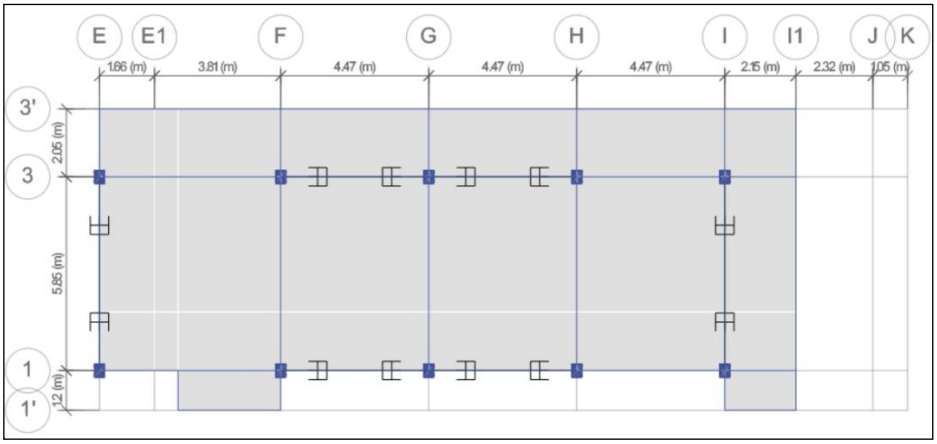



**Figura 121**

Implementación de Dispositivos Viscosos 2da Planta Alta



Esta configuración se seleccionó en base a las siguientes consideraciones:

- Los dispositivos Viscosos implementados en todos los pisos se encuentran en los mismos ejes de la estructura.
- La implementación de los dispositivos no invade el acceso a las aulas del colegio ni irrumpe por completo las ventanas de cada aula.
- La implementación de los dispositivos no irrumpe la estética del colegio.
- Con respecto a la dirección “X”, la implementación continua de los dispositivos Viscosos proporciona mayor inercia, mejorando su resistencia antes las fuerzas sísmicas.
- Con respecto a la dirección “Y”, en un diseño preliminar se consideró la implementación adicional de los dispositivos Viscosos en el eje G, con el fin de proporcionar mayor resistencia. Sin embargo, al no ser un eje totalmente concéntrico, la estructura presentaba mayor torsión en el segundo modo de vibración, reduciendo la capacidad de sus columnas.

En base a las ecuaciones de diseño presentadas, se obtiene el coeficiente de diseño para cada dispositivo viscoso lineal, en cada dirección de la estructura.

**Tabla 105**

*Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X*

| **Coeficiente de Dispositivos en la Dirección X** | |
|---|---|
| **Periodo de respuesta (s)** | 0.77 |
| **C (Ton-s/m)** | 411.63 |
| **W Total (Ton) =** | 392.452 |
| **No. Marcos dispositivo** | 4 |
| **Long Crujia c/Disipador (m)** | 4.47 |
| **No. de Disipadores por Nivel por Marco** | 2 |
| **Tresp (sistema primario) (s)** | 0.77 |
| **ξ sistema primario** | 0.025 |
| **ξ requerido** | 0.185 |
| **ξ dispositivo** | 0.16 |
| **Coef. Sismico (g)** | 0.1000 |
| **Vb (Ton)** | 39.2 |
| **Vb/marco (Ton)** | 9.8 |

**Tabla 106**

Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X

| **Piso** | **Hi (m)** | **wi (Ton)** | **HiWi (ton-m)** | **V (Ton)** | **L (m)** | **Coseno** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 9.65 | 39.30 | 379.27 | 7.47 | 3.94 | 0.57 |
| 2 | 6.40 | 151.23 | 967.85 | 26.52 | 3.90 | 0.57 |
| 1 | 3.20 | 201.92 | 646.15 | 39.25 | 3.90 | 0.57 |

**Tabla 107**

Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección X

| φi | α teórica | α práctica | φri | φri^2 | α*φri^2*cos^2 | Wi/g*φi^2 | C (ton-s/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9.65 | 0.48 | 0.61 | 3.2500 | 10.563 | 2.07 | 373.1 | 126 |
| 6.40 | 0.63 | 0.61 | 3.2000 | 10.240 | 2.05 | 631.4 | 126 |
| 3.20 | 1.00 | 1.07 | 3.2000 | 10.240 | 3.59 | 210.8 | 220 |

**Tabla 108**

Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y

| Coeficiente de Dispositivos en la Dirección Y | |
|---|---|
| **Periodo de respuesta (s)** | 0.77 |
| **C (Ton-s/m)** | 181.89 |
| **W Total (Ton) =** | 392.452 |
| **No. Marcos dispositivo** | 2 |
| **Long Crujia c/Disipador (m)** | 5.85 |
| **No. de Disipadores por Nivel por Marco** | 2 |
| **Tresp (sistema primario) (s)** | 0.77 |
| **ξ sistema primario** | 0.025 |
| **ξ requerido** | 0.125 |
| **ξ dispositivo** | 0.10 |
| **Coef. Sismico (g)** | 0.1000 |
| **Vb (Ton)** | 39.2 |
| **Vb/marco (Ton)** | 19.6 |

**Tabla 109**

Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y

| Piso | Hi (m) | wi (Ton) | HiWi (ton-m) | V (Ton) | L (m) | Coseno |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 9.65 | 39.30 | 379.27 | 7.47 | 4.37 | 0.67 |
| 2 | 6.40 | 151.23 | 967.85 | 26.52 | 4.34 | 0.67 |
| 1 | 3.20 | 201.92 | 646.15 | 39.25 | 4.34 | 0.67 |

**Tabla 110**

Configuración de Dispositivos Viscosos Lineales Dirección Y

| φi | α teórica | α práctica | φri | φri^2 | α*φri^2*cos^2 | Wi/g*φi^2 | C (ton-s/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9.65 | 0.48 | 0.67 | 3.2500 | 10.563 | 3.14 | 373.1 | 60 |
| 6.40 | 0.63 | 0.67 | 3.2000 | 10.240 | 3.10 | 631.4 | 60 |
| 3.20 | 1.00 | 1.00 | 3.2000 | 10.240 | 4.66 | 210.8 | 91 |

### 5.4 configuración de dispositivos viscosos no lineales

Siguiendo la metodología descrita por Álvarez et al (2022) se determinan los coeficientes de los dispositivos viscosos no lineales a partir de los coeficientes obtenidos en los dispositivos viscosos lineales, mediante las siguientes ecuaciones.

$$C_{NL} = \frac{(\omega * \mu_O)^{1-\alpha}}{\beta} * C_L \qquad (83)$$

Donde,

$$\beta = \frac{2^{2+\propto} * \Gamma^2\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)}{\pi * \Gamma(2+\alpha)} \qquad (84)$$

Donde,

- $\boldsymbol{\omega}$ = Frecuencia angular de la estructura
- $\boldsymbol{\mu_O}$ = Desplazamiento máximo
- $\boldsymbol{\alpha}$ = Exponente de velocidad que determina la no linealidad
- $\boldsymbol{C_L}$ = Coeficiente viscoso lineal
- $\boldsymbol{\beta}$ = Constante de amortiguamiento
- $\boldsymbol{\Gamma}$ = Función gama

Aplicando estas ecuaciones, las siguientes tablas presentan los coeficientes de los dispositivos no lineales para un $\boldsymbol{\alpha}$ de 0.4 y 0.2.

**Tabla 111**

Configuración de Dispositivos No Lineales Dirección X

| **Coeficientes No Lineales Aplicados en la Dirección X** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **α** | 1 | **α** | 0.4 | **α** | 0.2 |
| **T (s)** | 0.668 | **ω (rad/s)** | 9.41 | **ω (rad/s)** | 9.41 |
| **u0 (m)** | 0.017 | **β** | 1.140 | **β** | 1.201 |
| **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** | **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** | **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** |
| 126 | 125546 | 36.00 | 36004 | 23.54 | 23541 |
| 126 | 125546 | 36.00 | 36004 | 23.54 | 23541 |
| 220 | 220221 | 63.15 | 63155 | 41.29 | 41293 |

**Tabla 112**

Configuración de Dispositivos No Lineales Dirección Y

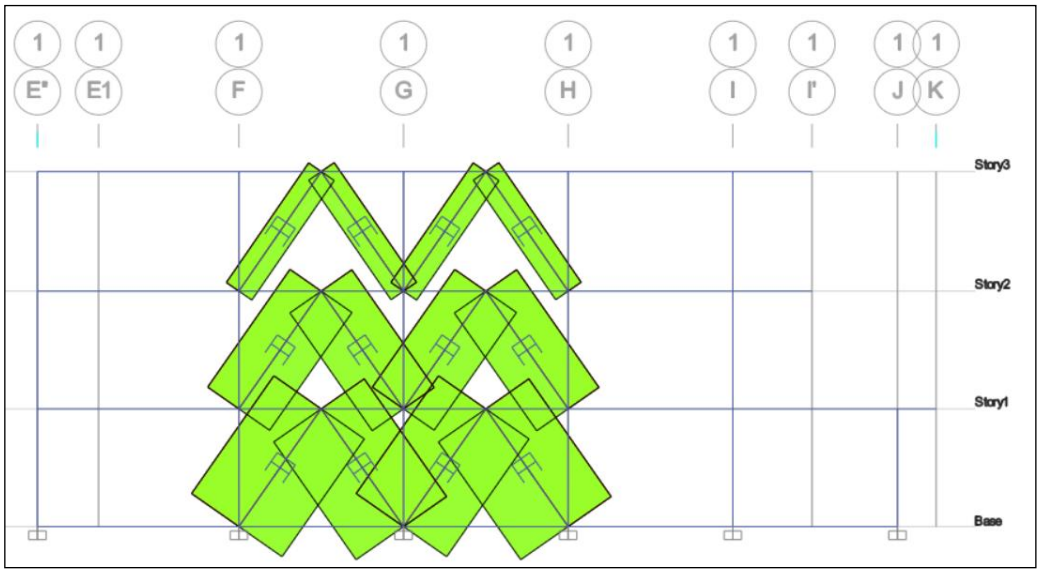
| **Coeficientes No Lineales Aplicados en la Dirección Y** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **α** | 1 | **α** | 0.4 | **α** | 0.2 |
| **T (s)** | 0.668 | **ω (rad/s)** | 9.41 | **ω (rad/s)** | 9.41 |
| **u0 (m)** | 0.017 | **β** | 1.140 | **β** | 1.201 |
| **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** | **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** | **C (ton-s/m)** | **C (Kg-s/m)** |
| 126 | 125546 | 36.00 | 36004 | 23.54 | 23541 |
| 126 | 125546 | 36.00 | 36004 | 23.54 | 23541 |
| 220 | 220221 | 63.15 | 63155 | 41.29 | 41293 |

## 5.5 Evaluación de pórticos arriostrados

La implementación de los dispositivos viscosos lineales y no lineales en la estructura y su evaluación en el software ETABS permite obtener las cargas axiales máximas aplicadas en las columnas y vigas que forman el pórtico arriostrado, con el fin de reforzar las columnas que contienen los dispositivos viscosos.

**Figura 122**

*Carga Axial Máxima del Dispositivo Viscoso*




Las siguientes tablas presentan las cargas axiales aplicadas en cada dispositivo BRB, en cada eje y en cada dirección de la estructura.

**Tabla 113**

*Cargas Máximas en la Dirección X*

| Máximas Cargas en la Dirección X - Eje 1 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Link** | **F-G (Izq)** | **F-G (Der)** | **G-H (Izq)** | **G-H (Der)** |
| Planta Baja (Kgf) | 72685 | 72025 | 72470 | 72250 |
| 1ra Planta Alta (Kgf) | 47997 | 47919 | 47929 | 47982 |
| 2da Planta Alta (Kgf) | 11689 | 11456 | 11580 | 11477 |
| **Máximas Cargas en la Dirección X - Eje 3** | | | | |
| **Link** | **F-G (Izq)** | **F-G (Der)** | **G-H (Izq)** | **G-H (Der)** |
| Planta Baja (Kgf) | 73567 | 72760 | 73269 | 73071 |
| 1ra Planta Alta (Kgf) | 48573 | 48465 | 48494 | 48531 |
| 2da Planta Alta (Kgf) | 14610 | 14295 | 14340 | 14272 |

**Tabla 114**

*Cargas Máximas en la Dirección X*

| Máximas Cargas en la Dirección Y - Eje E'' | | |
|---|---|---|
| **Link** | **1-3 (Izq)** | **1-3 (Der)** |
| Planta Baja (Kgf) | 56930 | 58731 |

| | | |
|---|---|---|
| 1ra Planta Alta (Kgf) | 36106 | 36588 |
| 2da Planta Alta (Kgf) | 12235 | 12261 |
| **Máximas Cargas en la Dirección Y - Eje I** | | |
| **Link** | **1-3 (Izq)** | **1-3 (Der)** |
| Planta Baja (Kgf) | 71358 | 73945 |
| 1ra Planta Alta (Kgf) | 37125 | 37254 |
| 2da Planta Alta (Kgf) | 11765 | 11412 |

Las máximas cargas que se presentan en cada eje, de cada dirección, son aplicadas en una estructura que no contiene los dispositivos, con el fin de evaluar las columnas y vigas que forman el pórtico arriostrado mediante el software ETABS.

El análisis indica que la estructura requiere un reforzamiento en sus columnas para soportar las fuerzas axiales aplicadas. En base a esto, se plantean las siguientes secciones que refuerzan los elementos y permiten el correcto funcionamiento de los dispositivos.

**Figura 123**

*Detalles de Columnas Reforzadas*

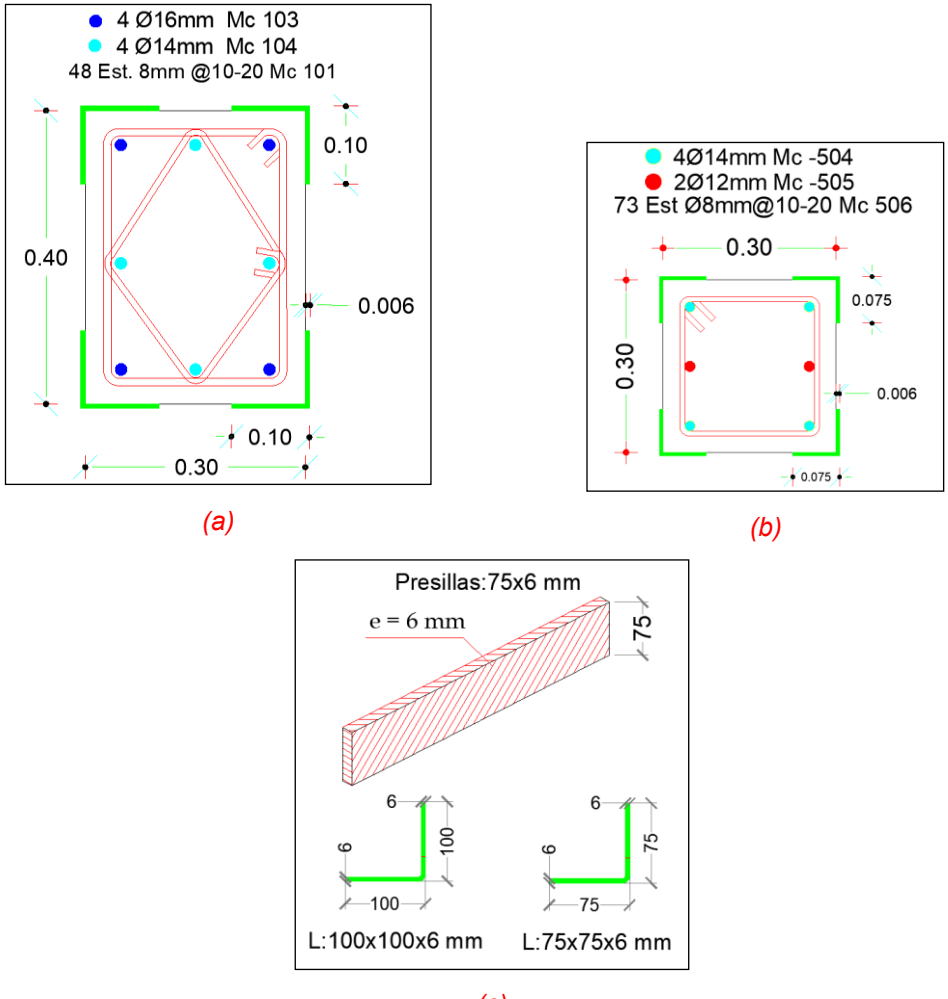
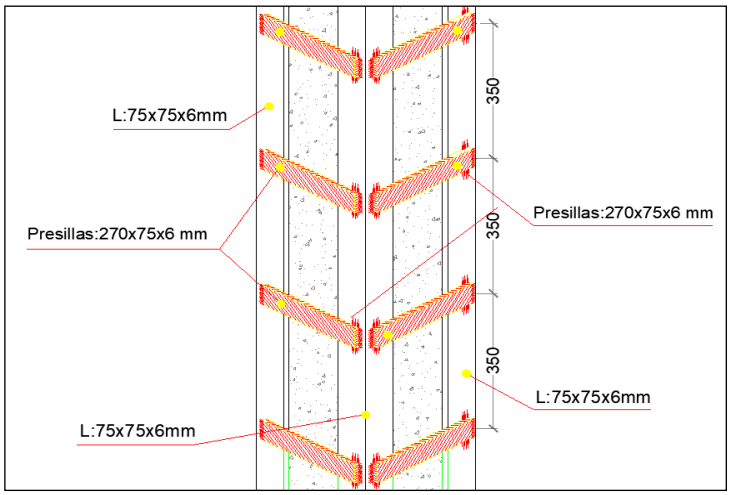


**Figura 124**

Detalles de Columnas Reforzadas




Este reforzamiento presenta las siguientes características:

- Las columnas de la planta baja y 1ra planta alta de 30x40cm se refuerzan con ángulos de acero A36 de 10cm de largo y 6mm de espesor.
- Las columnas de la 2da planta alta de 30x30cm se refuerzan con ángulos de acero A36 de 7.5cm de largo y 6mm de espesor.
- Cada 35cm se colocarán presillas soldadas de 7.5cm de alto y 6mm de espesor, las cuales unen los ángulos de acero.

Este reforzamiento de las columnas, mediante placas de acero reduce el periodo de 0.768 a 0.668s como se presenta a continuación.

**Figura 125**

*Comparativa de la Estructura con Placas de Acero – Dirección: X*

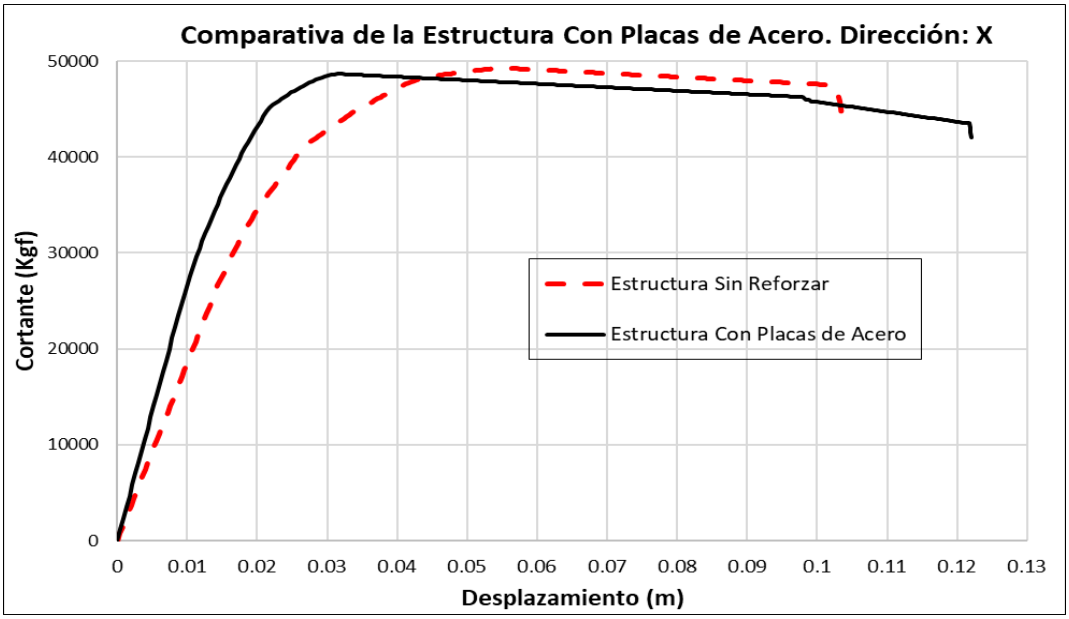
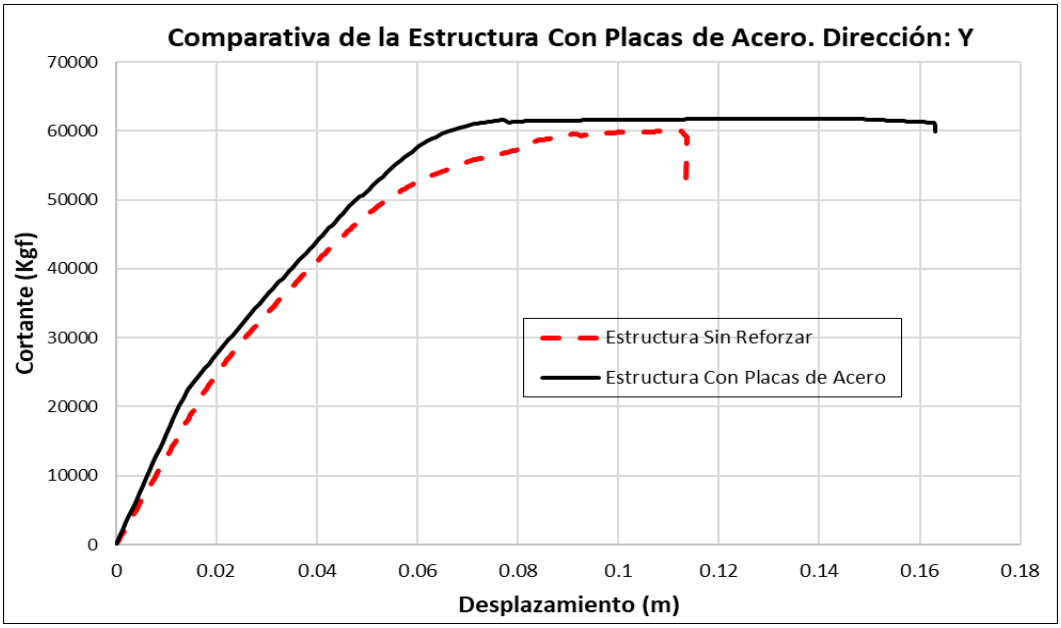


**Figura 126**

Comparativa de la Estructura con Placas de Acero – Dirección: Y




### 5.5.1 Rótulas plásticas en columnas reforzadas

Siguiendo la metodología presentada para el diseño de rótulas plásticas, se realiza un recalculo de las rótulas en las columnas reforzadas con placas de acero como se presenta a continuación:

**Columna de Concreto Reforzada en Planta Baja de 30 cm x 40 cm. Dirección X-X**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable:

**Tabla 115**

*Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Columna Reforzada de 30cm x 40cm. Dir: X-X. Planta Baja | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Kg*cm) | 5504605.59 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (kg*cm) | 133293.6 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000138 |

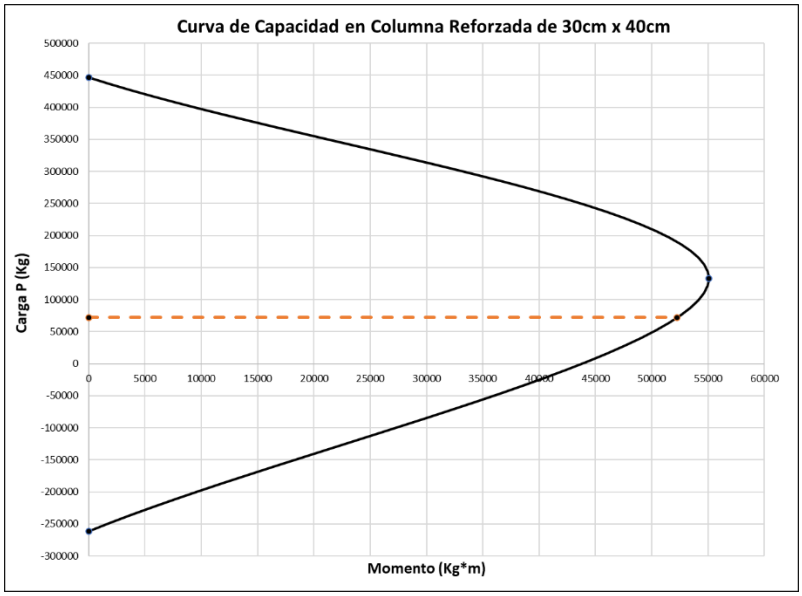
**Tabla 116**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30cmx40cm. Dir: X-X. Planta Baja | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 446928.955 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 133293.6 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -261239.995 |

**Figura 127**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 117**

Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X

| **Columna Reforzada de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 71959.530 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.250 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.007 |
| Parámetro 2 | >=0.006 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 142.3296 |
| Vu/b*d (MPa) | 13.958 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.877 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

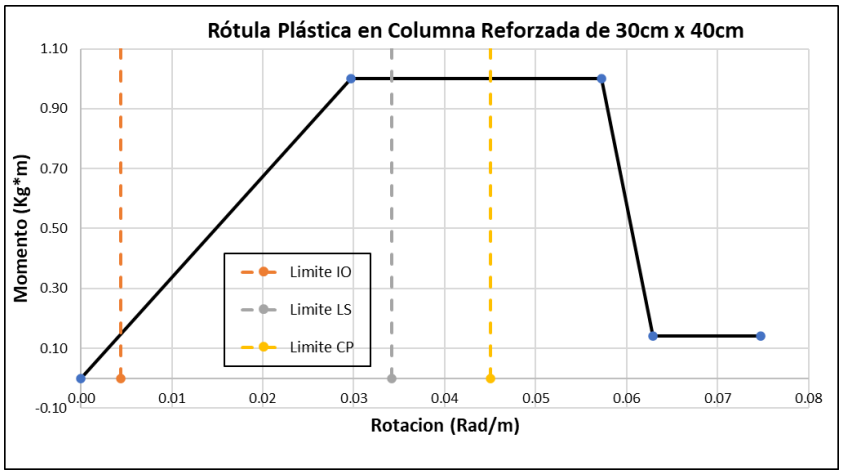
**Tabla 118**

*Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Diseño de Rótula de Columna Reforzada de 30cm x 40cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.028 | 0.045 | 0.140 | 0.004 | 0.034 | 0.045 |

**Figura 128**

*Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*




**Columna de Concreto Reforzada en Planta Baja de 30 cm x 40 cm. Dirección Y-Y**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable:

**Tabla 119**

*Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Columna Reforzada de 30cm x 40cm. Dir: Y-Y. Planta Baja | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Kg*cm) | 3904515.23 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (kg*cm) | 128764.8 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000190 |

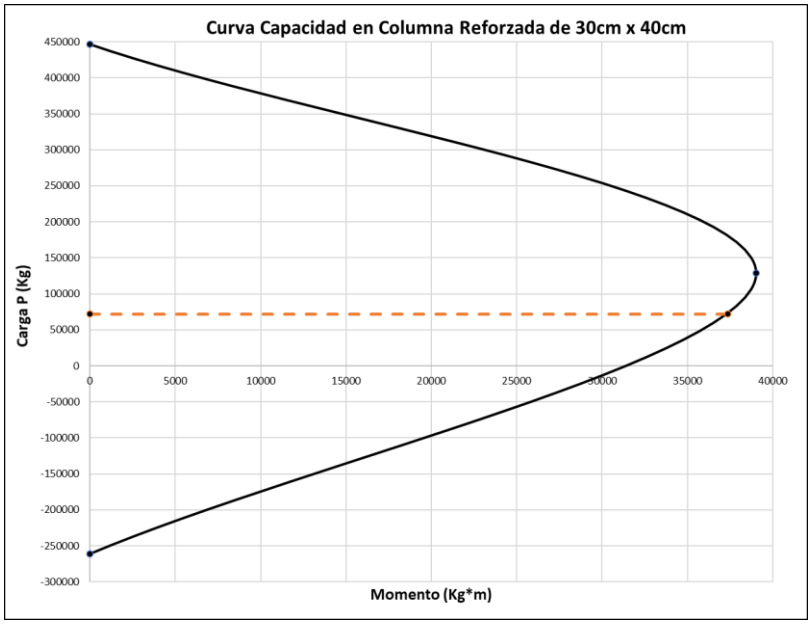
**Tabla 120**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30cmx40cm. Dir: Y-Y. Planta Baja | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 446928.955 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 128764.8 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -261239.995 |

**Figura 129**

Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 121**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| **Columna Reforzada de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 71959.530 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.250 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0050 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 147.3355 |
| Vu/b*d (MPa) | 14.449 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.978 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

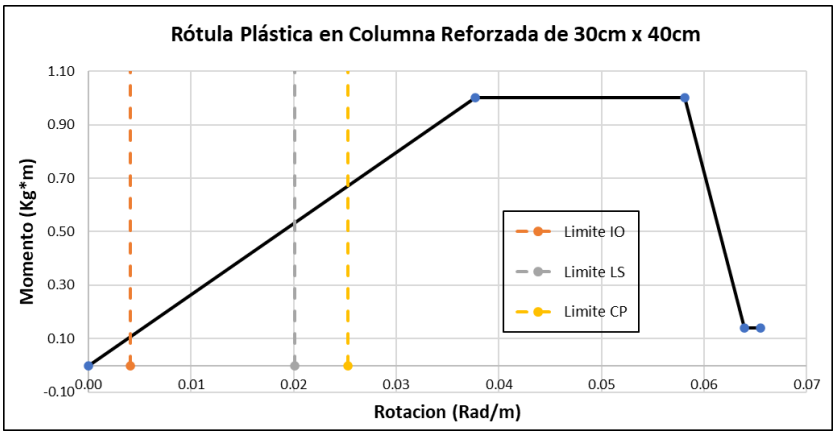
**Tabla 122**

*Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Diseño de Rótula de Columna Reforzada de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.020 | 0.025 | 0.140 | 0.004 | 0.020 | 0.025 |

**Figura 130**

*Rótulas Plástica Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*




**Columna de Concreto Reforzada en 1ra Planta Alta de 30 cm x 40 cm. Dirección X-X**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 123**

*Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Columna Reforzada de 30cm x 40cm. Dir: X-X. 1ra Planta Alta | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Kg*cm) | 5504605.59 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (kg*cm) | 133293.6 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000138 |

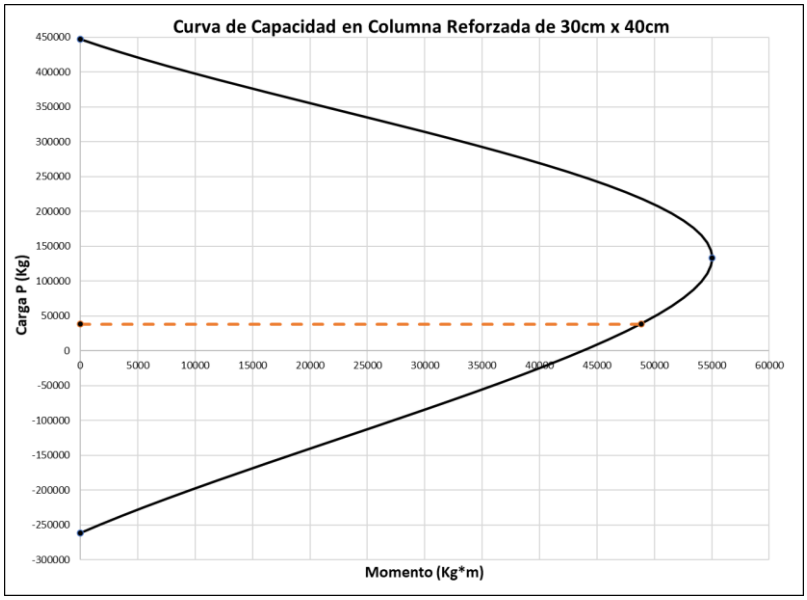
**Tabla 124**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30cmx40cm. Dir: X-X. 1ra Planta Alta | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 446928.955 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 133293.6 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -261239.995 |

**Figura 131**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 125**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| **Columna Reforzada de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 38062.030 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.132 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.007 |
| Parámetro 2 | >=0.006 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 142.3296 |
| Vu/b*d (MPa) | 13.958 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.877 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

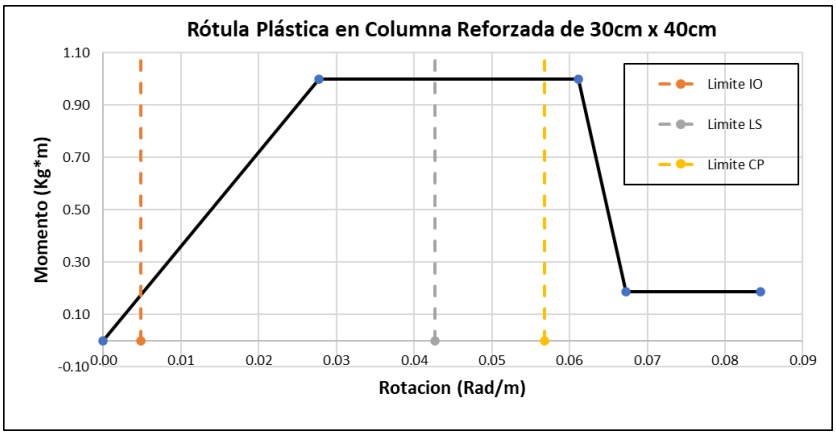
**Tabla 126**

*Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*

| Diseño de Rótula de Columna Reforzada de 30cm x 40cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.033 | 0.057 | 0.187 | 0.005 | 0.043 | 0.057 |

**Figura 132**

*Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirX-X*




**Columna de Concreto Reforzada en 1ra Planta Alta de 30 cm x 40 cm. Dirección Y-Y**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 127**

*Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Columna Reforzada de 30cm x 40cm. Dir: Y-Y. 1ra Planta Alta | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Kg*cm) | 3904515.23 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (kg*cm) | 128764.8 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000190 |

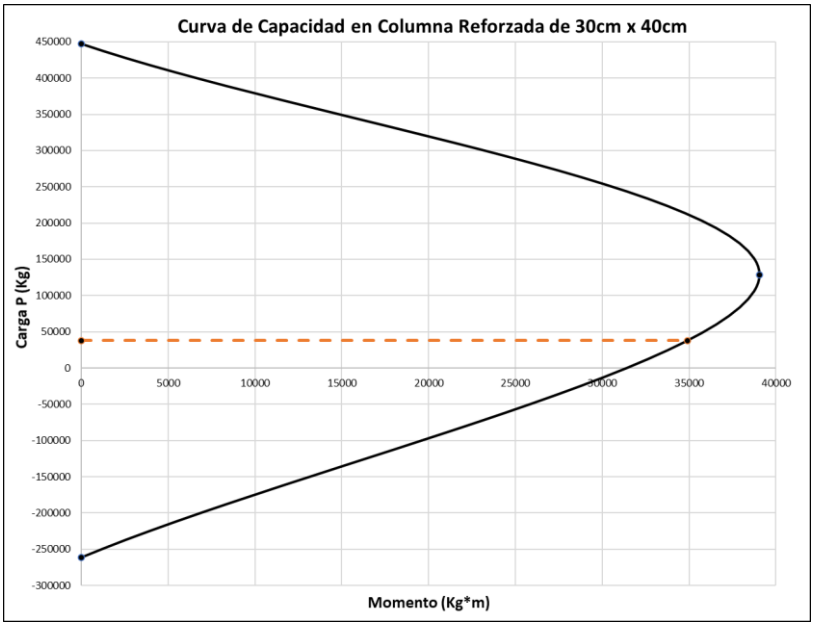
**Tabla 128**

*Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30cmx40cm. Dir: Y-Y. 1ra Planta Alta | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 446928.955 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 128764.8 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -261239.995 |

**Figura 133**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 129**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| **Columna Reforzada de 30cm x 40cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 38062.030 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.132 |
| Parámetro 1 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.0050 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 147.3355 |
| Vu/b*d (MPa) | 14.449 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 2.978 |
| Parámetro 3 | >=0.5 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

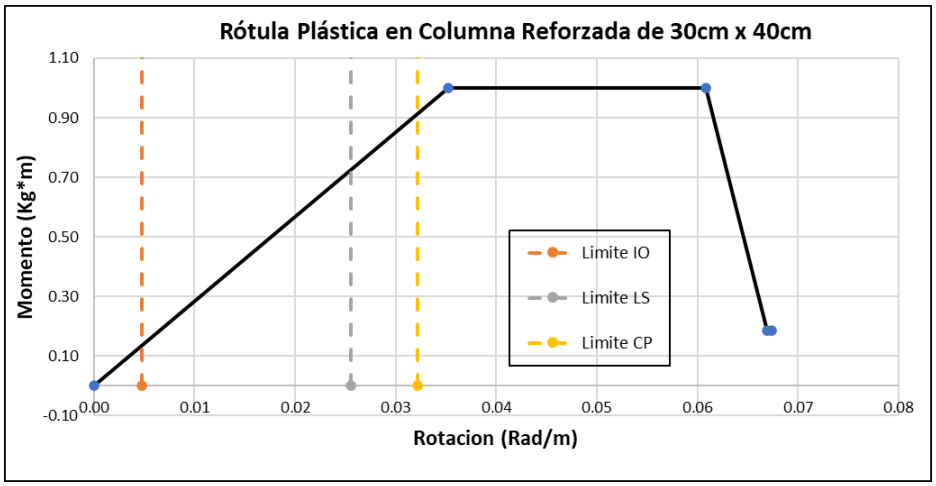
**Tabla 130**

*Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*

| Diseño de Rótula de Columna Reforzada de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.026 | 0.032 | 0.187 | 0.005 | 0.026 | 0.032 |

**Figura 134**

*Rótulas Plástica Columna Reforzada de 30x40cm. DirY-Y*




**Columna de Concreto Reforzada en 2da Planta Alta de 30 cm x 30 cm**

En base a las características que presenta el elemento se determina el momento y carga máxima probable.

**Tabla 131**

*Momentos y Cargas Probables en Columna Reforzada de 30x30cm.*

| Columna Reforzada de 30cm x 30cm | |
|---|---|
| Mom. Max Probable (Kg*cm) | 2650591.17 |
| Carga P - Mom. Max Prob. (kg*cm) | 96940.8 |
| Φ Max. Probable (Rad/cm) | 0.000189 |

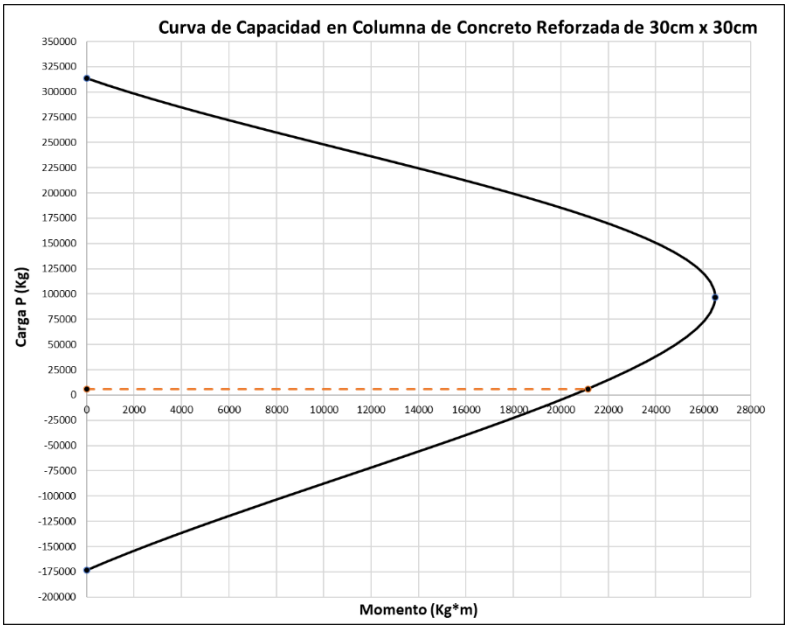
**Tabla 132**

Elementos de Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x30cm.

| Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30cmx30cm | |
|---|---|
| Carga Máxima que puede soportar la columna | 313342.625 |
| Carga aplicada con Momento Máximo Probable | 96940.8 |
| Carga Con Concreto agrietado. Trabaja el acero | -173192.386 |

**Figura 135**

*Diagrama Curva de Capacidad en Columna Reforzada de 30x30cm*




Posterior al análisis, se establecen los parámetros de diseño analizando la condición que clasifica:

**Tabla 133**

*Parámetros de Rótula Plástica en Columna Reforzada de 30x30cm*

| **Columna Reforzada de 30cm x 30cm** | |
|---|---|
| **Condición 1, 2 o 3 en que Clasifica** | |
| Vp/Vo - ACI 318 | Condición 1 |
| Vp/Vo - ASCE 41-13 | Condición 1 |
| **Parámetro 1** | |
| C. Axial Pu (Kg) | 5623.990 |
| P/ (Ag*F'c) | 0.026 |
| Parámetro 1 | <=0.1 |
| **Parámetro 2** | |
| Cuantía p | 0.003 |
| Parámetro 2 | Interpolar Entre 0.1 - 0.6 |
| **Parámetro 3** | |
| Vu/b*d (kg/cm2) | 51.3003 |
| Vu/b*d (MPa) | 5.031 |
| F'c (MPa) | 23.536 |
| v / (b*d*fc^0.5) | 1.037 |
| Parámetro 3 | 51.300 |

En base a los resultados del parámetro 3, se interpola las variables y se obtiene el diseño de la rótula.

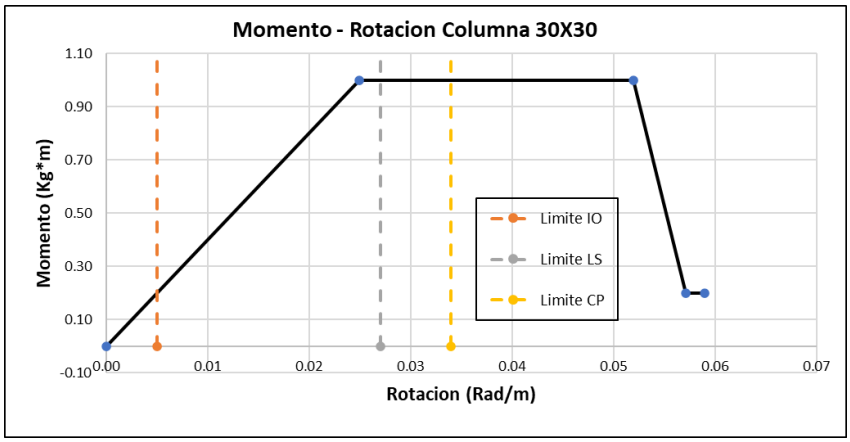
**Tabla 134**

*Diseño de Rótula en Columna Reforzada de 30x30cm*

| Diseño de Rótula de Columna Reforzada de 30cm x 30cm | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| a | b | c | IO | LS | CP |
| 0.027 | 0.034 | 0.200 | 0.005 | 0.027 | 0.034 |

**Figura 136**

*Rótulas Plástica en Columna Reforzada de 30x30cm*




## 5.6 Diseño de diagonales

Siguiendo la metodología de evaluación, se seleccionan los elementos estructurales que contendrán los dispositivos viscosos.

- **Selección del Dispositivo:**

**Tabla 135**

*Perfiles para Diseño de Diagonal*

| Perfil: | HSS_5x5x1/2 |
|---|---|
| ry (in) | 1.82 |
| ry (m) | 0.046 |
| Area (in2) | 7.88 |
| Area (m2) | 0.0051 |
| Inercia (in4) | 26.00 |
| Inercia (m4) | 0.0000108 |
| Z (In3) | 13.10 |
| b/t | 7.78 |

*(a)*

| Perfil: | HSS_5x5x3/8 |
|---|---|
| ry (in) | 1.87 |
| ry (m) | 0.047 |
| Area (in2) | 6.18 |
| Area (m2) | 0.0040 |
| Inercia (in4) | 21.70 |
| Inercia (m4) | 0.0000090 |
| Z (In3) | 10.6 |
| b/t | 11.3 |

*(b)*

- **Revisión de Esbeltez:**

**Tabla 136**

*Revisión de Esbeltez*

| 1. Revisión de Esbeltez (Dir_X) | |
|---|---|
| K | 1.0 |
| Esbeltez Impueta <200 | 150 |

| 1. Revisión de Esbeltez (Dir_Y) | |
|---|---|
| K | 1.0 |
| Esbeltez Impueta <200 | 150 |

| Planta Baja (Dir_X) | |
|---|---|
| ry (m) Requerido | 0.0260 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x1/2 | Cumple |
| Esbeltez Real | 84.429 |
| **1ra Planta Alta (Dir_X)** | |
| ry (m) Requerido | 0.0260 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x3/8 | Cumple |
| Esbeltez Real | 82.172 |
| **2da Planta Alta (Dir_X)** | |
| ry (m) Requerido | 0.0263 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x3/8 | Cumple |
| Esbeltez Real | 83.035 |

*(a)*

| Planta Baja (Dir_Y) | |
|---|---|
| ry (m) Requerido | 0.0289 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x1/2 | Cumple |
| Esbeltez Real | 93.774 |
| **1ra Planta Alta (Dir_Y)** | |
| ry (m) Requerido | 0.0289 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x3/8 | Cumple |
| Esbeltez Real | 91.267 |
| **2da Planta Alta (Dir_Y)** | |
| ry (m) Requerido | 0.0291 |
| ry (m) Perfil HSS 5x5x3/8 | Cumple |
| Esbeltez Real | 92.046 |

*(b)*

- **Revisión de Ductilidad:**

**Tabla 137**

*Revisión de Ductilidad*

| 2. Alta Ductilidad | | |
|---|---|---|
| Ry | 1.4 | ASTM A500 |
| **Planta Baja (Dir_X y Dir_Y)** | | |
| b/t | 7.78 | HSS_5x5x1/2 |
| Alta Ductilidad | | 13.230 |
| b/t | | Cumple |
| **1ra Planta Alta (Dir_X y Dir_Y)** | | |
| b/t | 11.3 | HSS_5x5x3/8 |
| Alta Ductilidad | | 13.230 |
| b/t | | Cumple |
| **2da Planta Alta (Dir_X y Dir_Y)** | | |
| b/t | 11.3 | HSS_5x5x3/8 |
| Alta Ductilidad | | 13.230 |
| b/t | | Cumple |

- **Revisión de Resistencia a Compresión**

**Tabla 138**

*Revisión de Resistencia a Compresión Dir_X*

| 4. Revisión de Resistencia a Compresión (Dir_X) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Planta Baja (Dir_X)** | | **1ra Planta Alta (Dir_X)** | | **2da Planta Alta (Dir_X)** | |
| Esfuerzo Crítico de Euler | | Esfuerzo Crítico de Euler | | Esfuerzo Crítico de Euler | |
| Fe (Ksi) | 40.152 | Fe (Ksi) | 42.389 | Fe (Ksi) | 41.512 |
| L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | | L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | | L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | |
| E. Límite | 113.432 | E. Límite | 113.432 | E. Límite | 113.432 |
| Esbeltez | 84.429 | Esbeltez | 82.172 | Esbeltez | 83.035 |
| Condición: | Pandeo Elastico | Condición: | Pandeo Elastico | Condición: | Pandeo Elastico |
| Esfuerzo Crítico | | Esfuerzo Crítico | | Esfuerzo Crítico | |
| Fcr (Ksi) | 29.690 | Fcr (Ksi) | 30.518 | Fcr (Ksi) | 30.202 |

| Resistencia a Compresión | | Resistencia a Compresión | | Resistencia a Compresión | |
|---|---|---|---|---|---|
| ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 |
| Pn (Kip) | 210.564 | Pn (Kip) | 169.742 | Pn (Kip) | 167.981 |
| Condición P. Baja: | Cumple | Condición 1ra P. Alta: | Cumple | Condición 2da P. Alta: | Cumple |

**Tabla 139**

*Revisión de Resistencia a Compresión Dir_Y*

| **4. Revisión de Resistencia a Compresión (Dir_Y)** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Planta Baja (Dir_Y)** | | **1ra Planta Alta (Dir_Y)** | | **2da Planta Alta (Dir_Y)** | |
| Esfuerzo Crítico de Euler | | Esfuerzo Crítico de Euler | | Esfuerzo Crítico de Euler | |
| Fe (Ksi) | 32.548 | Fe (Ksi) | 34.361 | Fe (Ksi) | 33.782 |
| L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | | L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | | L. de Esbeltez para Pandeo Elástico | |
| E. Límite | 113.432 | E. Límite | 113.432 | E. Límite | 113.432 |
| Esbeltez | 93.774 | Esbeltez | 91.267 | Esbeltez | 92.046 |
| Condición: | Pandeo Elastico | Condición: | Pandeo Elastico | Condición: | Pandeo Elastico |
| Esfuerzo Crítico | | Esfuerzo Crítico | | Esfuerzo Crítico | |
| Fcr (Ksi) | 26.287 | Fcr (Ksi) | 27.194 | Fcr (Ksi) | 26.911 |
| Resistencia a Compresión | | Resistencia a Compresión | | Resistencia a Compresión | |
| ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 |
| Pn (Kip) | 186.424 | Pn (Kip) | 151.251 | Pn (Kip) | 149.680 |
| Condición P. Baja: | Cumple | Condición 1ra P. Alta: | Cumple | Condición 2da P. Alta: | Cumple |

- **Revisión Resistencia a Tracción**

**Tabla 140**

*Revisión de Resistencia a Tracción*

| **5. Revisión de Resistencia a Tracción (Dir_X)** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Planta Baja (Dir_X)** | | **1ra Planta Alta (Dir_X)** | | **2da Planta Alta (Dir_X)** | |
| ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 |
| Py (Ksi) | 354.600 | Py (Ksi) | 278.100 | Py (Ksi) | 278.100 |
| Condición P. Baja: | Cumple | Condición 1ra P. Alta: | Cumple | Condición 2da P. Alta: | Cumple |
| **5. Revisión de Resistencia a Tracción (Dir_Y)** | | | | | |
| **Planta Baja (Dir_Y)** | | **1ra Planta Alta (Dir_Y)** | | **2da Planta Alta (Dir_Y)** | |
| ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 | ϕ | 0.9 |
| Py (Ksi) | 354.6 | Py (Ksi) | 278.1 | Py (Ksi) | 278.1 |
| Condición P. Baja: | Cumple | Condición 1ra P. Alta: | Cumple | Condición 2da P. Alta: | Cumple |

## 5.7 Análisis lineal estático y dinámico de la estructura reforzada

### 5.7.1 Modos de vibración

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

Modelando la estructura, con los dispositivos viscosos lineales y no lineales, y configurando las cargas de diseño se establece los modos de vibración que presentan el 90% de masa

total de participación, como lo define la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 141**

*Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos Lineales*

| MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISPOSITIVOS VISCOSOS LINEALES | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Modos** | **Periodo (s)** | **Dir_X** | **Dir_Y** | **Rot_Z** | **SumUX** | **SumUY** |
| 1 | 0.668 | 0.000 | 0.999 | 0.001 | 0.001 | 0.763 |
| 2 | 0.62 | 0.220 | 0.004 | 0.777 | 0.188 | 0.766 |
| 3 | 0.573 | 0.779 | 0.001 | 0.220 | 0.842 | 0.766 |
| 4 | 0.233 | 0.025 | 0.385 | 0.590 | 0.845 | 0.849 |
| 5 | 0.207 | 0.193 | 0.527 | 0.280 | 0.870 | 0.915 |
| 6 | 0.197 | 0.779 | 0.069 | 0.152 | 0.973 | 0.921 |
| 7 | 0.138 | 0.219 | 0.222 | 0.559 | 0.979 | 0.940 |
| 8 | 0.127 | 0.744 | 0.153 | 0.103 | 0.999 | 0.952 |
| 9 | 0.107 | 0.014 | 0.578 | 0.408 | 0.999 | 1.000 |
| 10 | 0.093 | 0.082 | 0.002 | 0.916 | 0.999 | 1.000 |

La estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.668s debido a las columnas reforzadas con placas de acero. La estructura presenta rotación en el 2do modo de vibrar como dominante, con un valor de 77.7%.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Tabla 142**

*Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos No Lineales $\alpha$ = 0.4*

| • MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISPOSITIVOS VISCOSOS NO LINEALES | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Modos** | **Periodo (s)** | **Dir_X** | **Dir_Y** | **Rot_Z** | **SumUX** | **SumUY** |
| 1 | 0.455 | 0.002 | 0.971 | 0.027 | 0.002 | 0.818 |
| 2 | 0.397 | 0.772 | 0.015 | 0.213 | 0.693 | 0.826 |
| 3 | 0.364 | 0.219 | 0.020 | 0.760 | 0.887 | 0.833 |
| 4 | 0.169 | 0.019 | 0.608 | 0.373 | 0.889 | 0.924 |
| 5 | 0.147 | 0.722 | 0.133 | 0.144 | 0.962 | 0.935 |

La estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.455s debido a las columnas reforzadas y la no linealidad de los dispositivos viscosos. Con respecto a los dispositivos lineales, la estructura reduce el eje dominante de rotación de 77.7% a 21.3%.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Tabla 143**

*Modos de Vibración Estructura Reforzada con Dispositivos Viscosos No Lineales $\alpha$ = 0.2*

| • MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA CON DISPOSITIVOS VISCOSOS NO LINEALES | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Modos** | **Periodo (s)** | **Dir_X** | **Dir_Y** | **Rot_Z** | **SumUX** | **SumUY** |
| 1 | 0.376 | 0.003 | 0.959 | 0.038 | 0.002 | 0.835 |
| 2 | 0.322 | 0.801 | 0.018 | 0.181 | 0.732 | 0.846 |
| 3 | 0.293 | 0.187 | 0.031 | 0.783 | 0.901 | 0.857 |
| 4 | 0.143 | 0.018 | 0.603 | 0.379 | 0.903 | 0.941 |

La estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.376s debido a las columnas reforzadas y la no linealidad de los dispositivos viscosos. Con respecto a los dispositivos lineales, la estructura reduce el eje dominante de rotación de 77.7% a 18.1%.

### 5.7.2 Desplazamientos y derivas estáticas (espectro de 475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 137**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)*

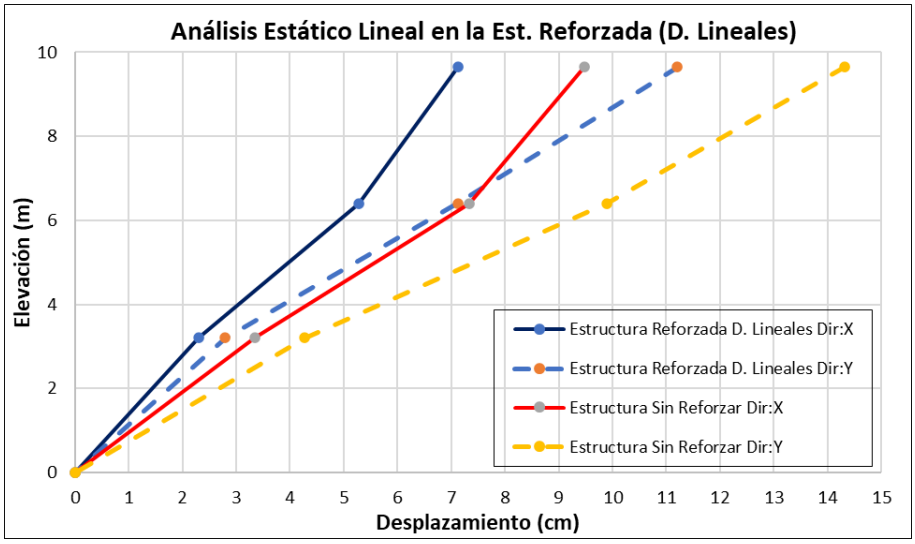
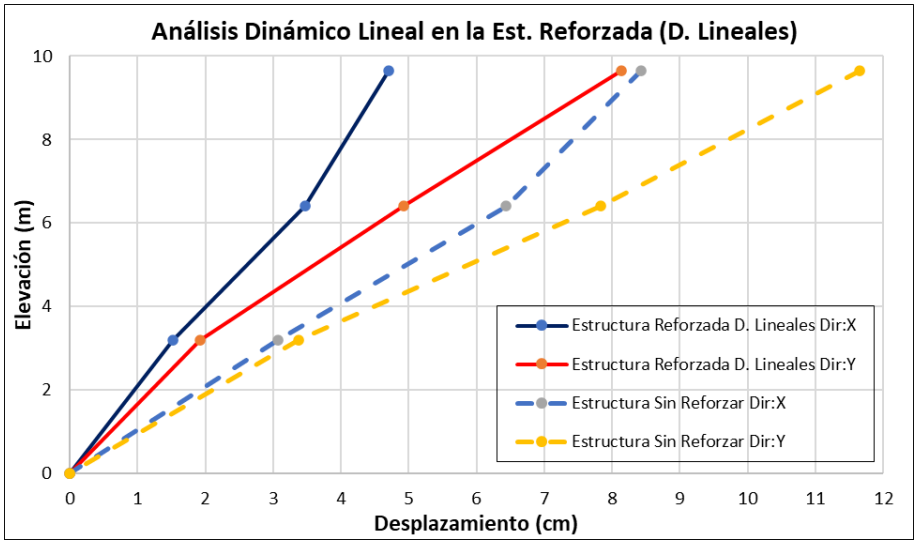


**Figura 138**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 9.5cm a 7.1cm y en la dirección “Y” de 14.3cm a 11.2cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 8.4 a 4.7cm y en la dirección “Y” de 11.7 a 8.1cm.

**Figura 139**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)*

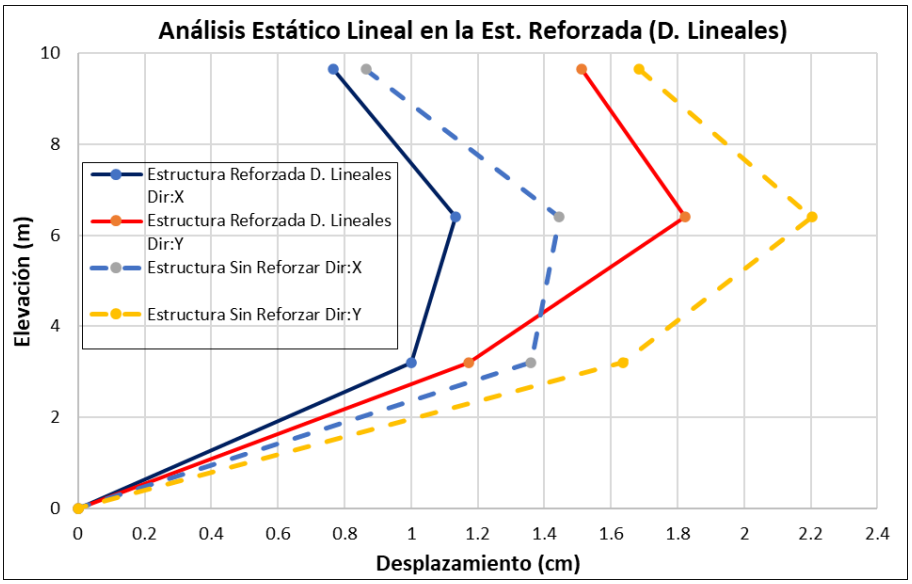
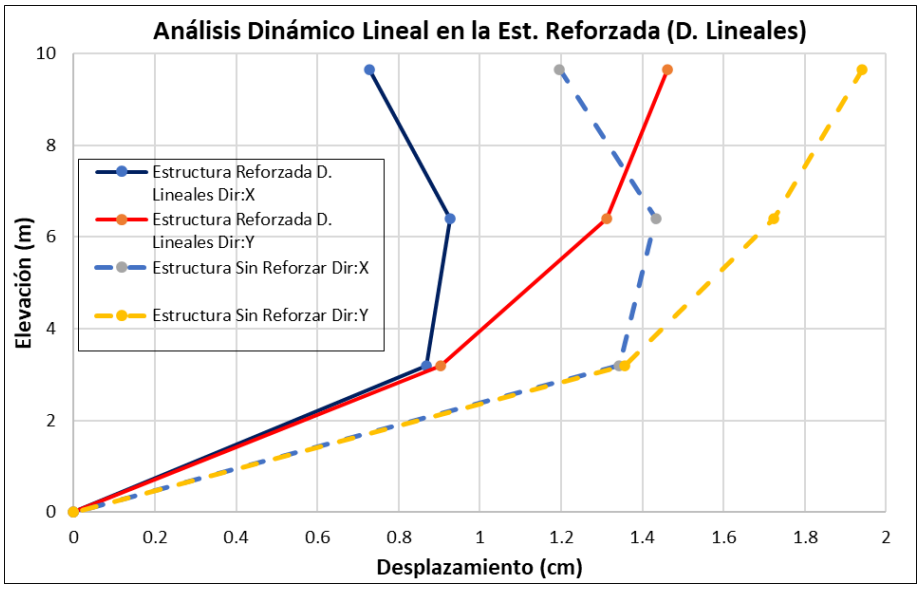


**Figura 140**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos Lineales (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección "X" de 1.5 a 1.1% y en la dirección "Y" de 2.2 a 1.8%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección "X" de 1.4 a 0.9% y en la dirección "Y" de 1.9 a 1.5%.

Las derivas en la dirección "X" y "Y" de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 141**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*

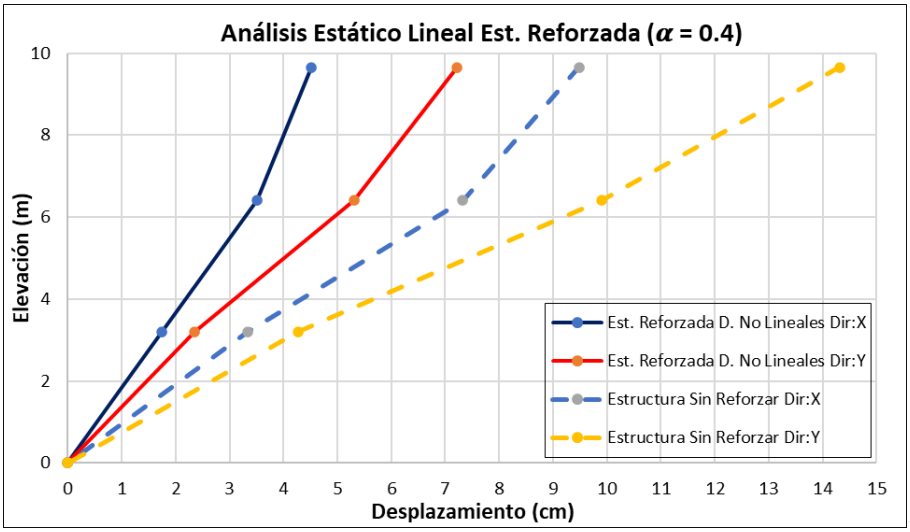
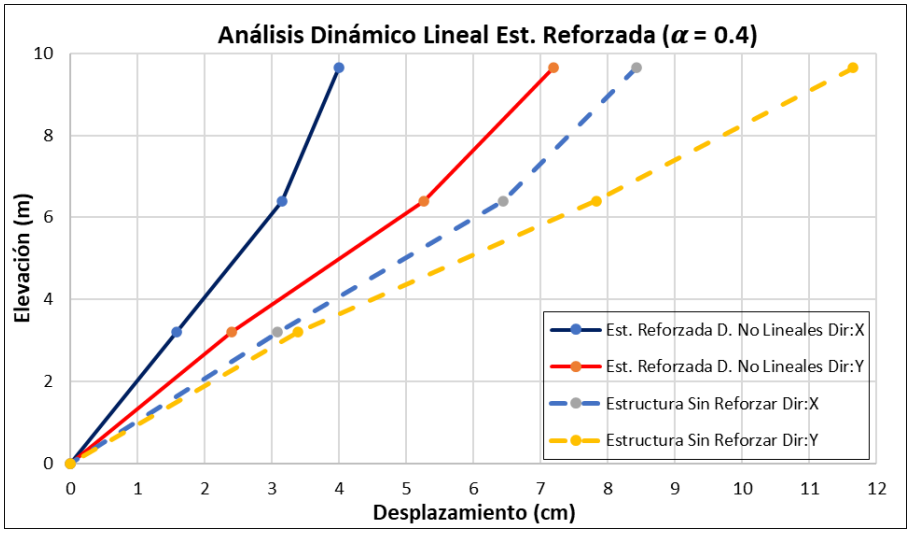


**Figura 142**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 9.5cm a 4.5cm y en la dirección “Y” de 14.3cm a 7.2cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 8.4 a 4.0cm y en la dirección “Y” de 11.7 a 7.2cm.

**Figura 143**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*

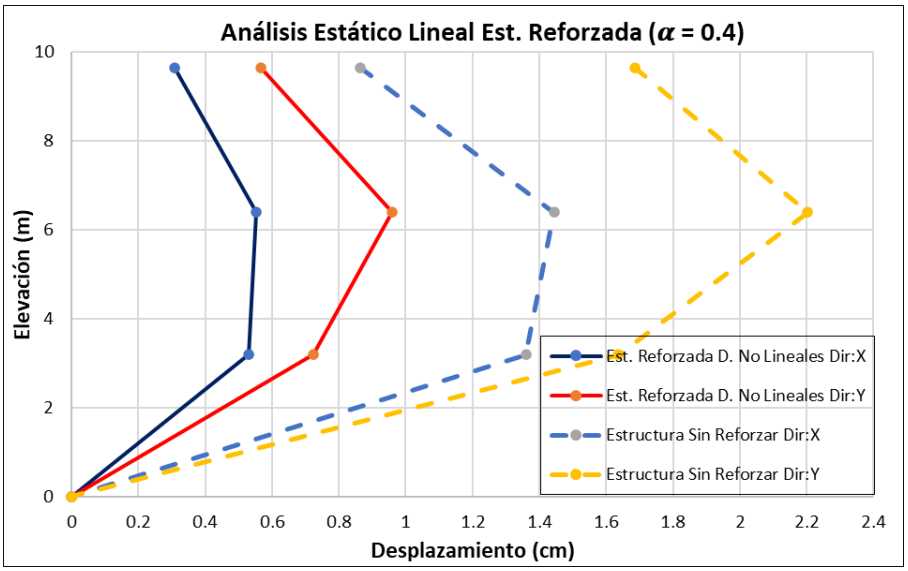
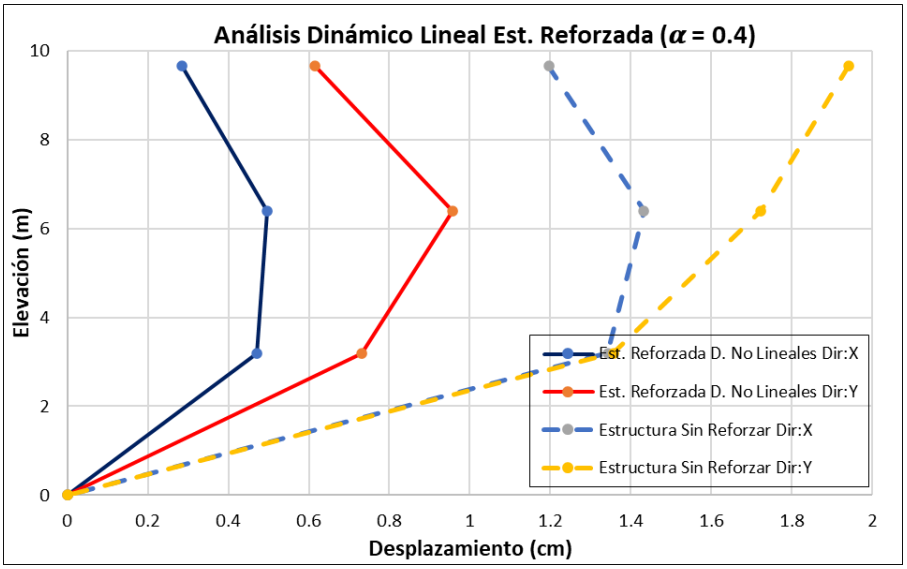


**Figura 144**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección "X" de 1.5 a 0.6% y en la dirección "Y" de 2.2 a 1.0%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección "X" de 1.4 a 0.5% y en la dirección "Y" de 1.9 a 1.0%.

Las derivas en la dirección "X" y "Y" de la estructura reforzada no superan el límite de 1% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado y no estructurales.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 145**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*

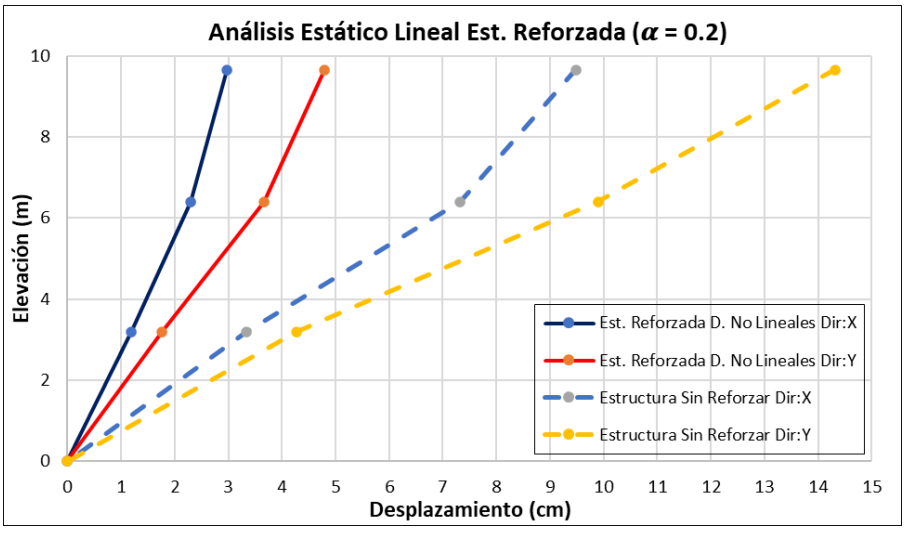
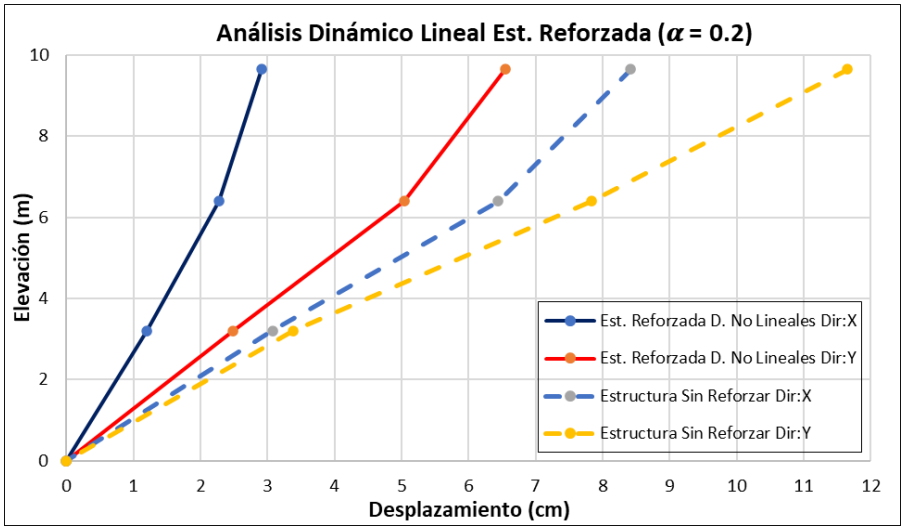


**Figura 146**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 9.5cm a 3.0cm y en la dirección “Y” de 14.3cm a 4.8cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 8.4 a 2.9cm y en la dirección “Y” de 11.7 a 6.6cm.

**Figura 147**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*

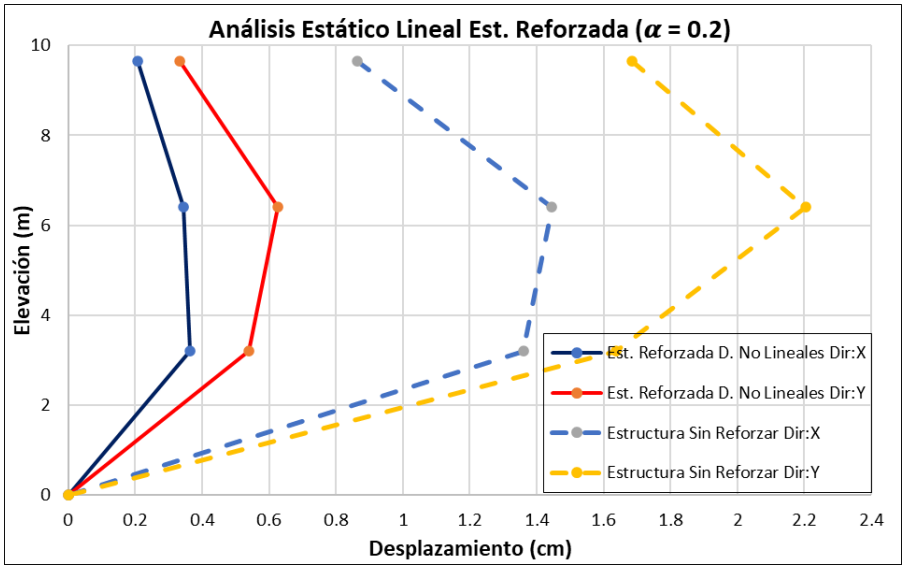
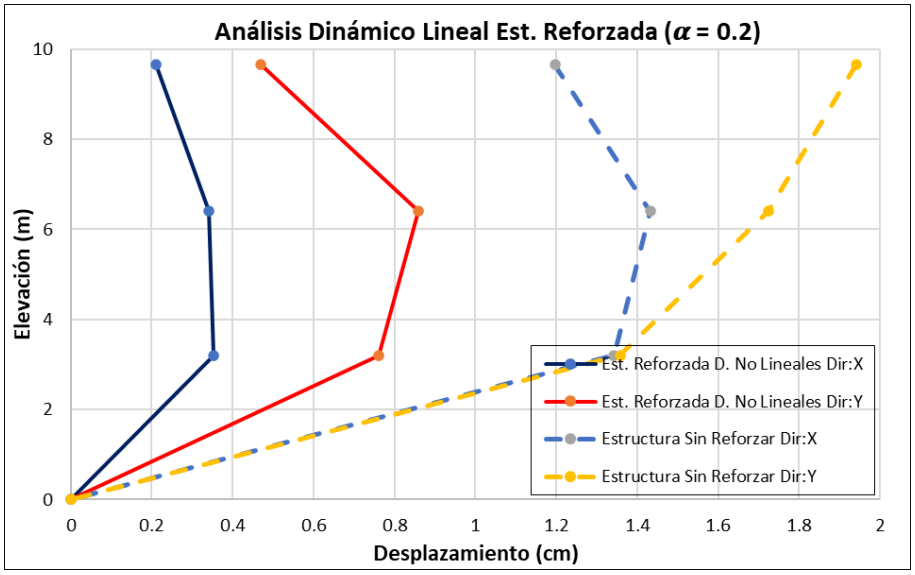


**Figura 148**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*




Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección "X" de 1.5 a 0.3% y en la dirección "Y" de 2.2 a 0.6%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección "X" de 1.4 a 0.3% y en la dirección "Y" de 1.9 a 0.9%.

Las derivas en la dirección "X" y "Y" de la estructura reforzada no superan el límite de 1% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado y no estructurales.

### 5.7.3 Desplazamientos y derivas estáticas (espectro de 2475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 149**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*

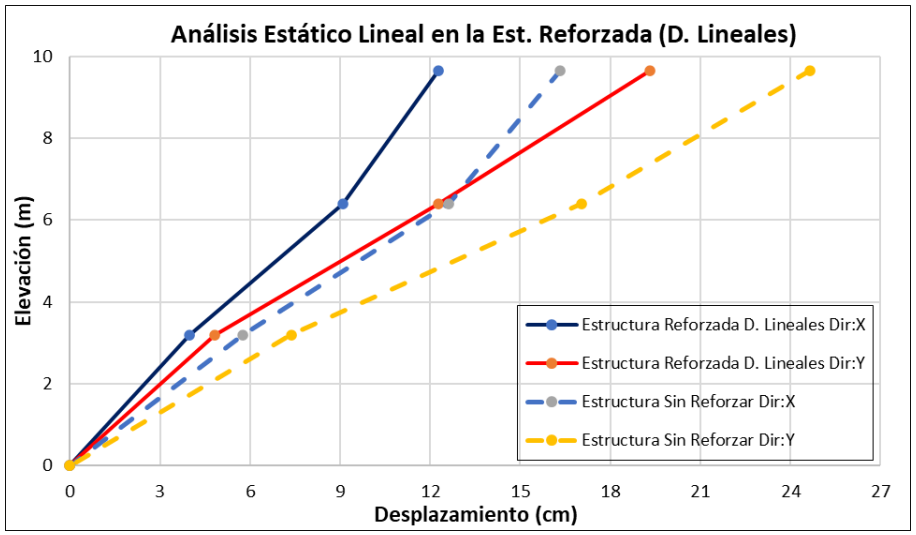
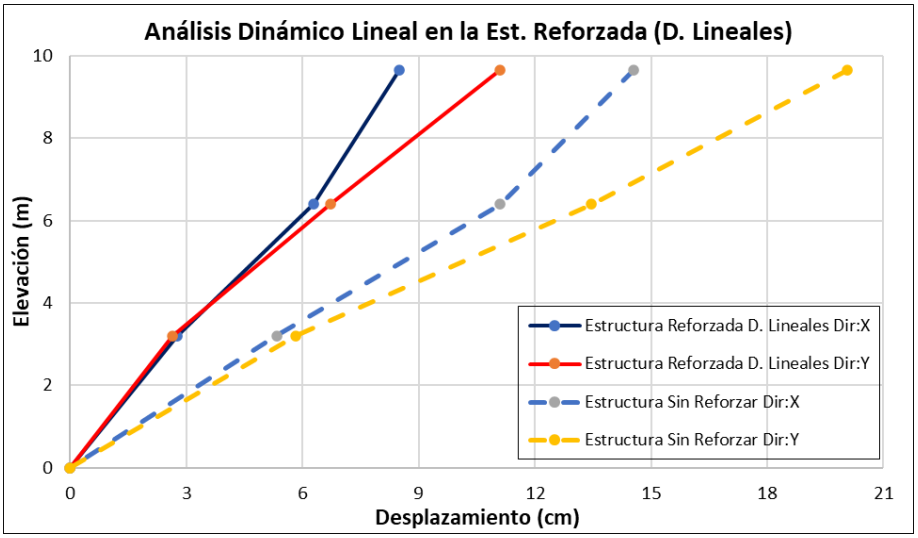


**Figura 150**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 16.3cm a 12.3cm y en la dirección “Y” de 24.7cm a 19.3cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 14.5 a 8.5cm y en la dirección “Y” de 20.1 a 11.1cm.

**Figura 151**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*

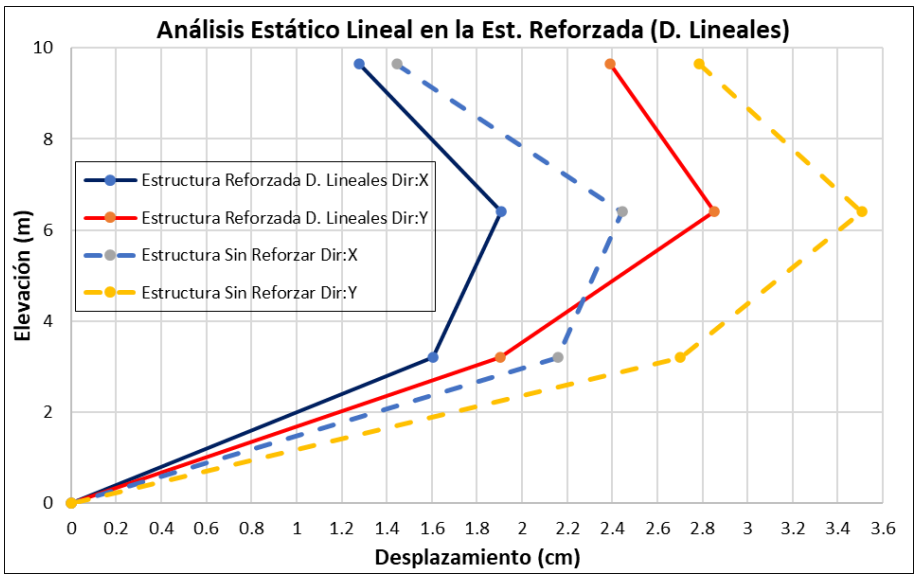
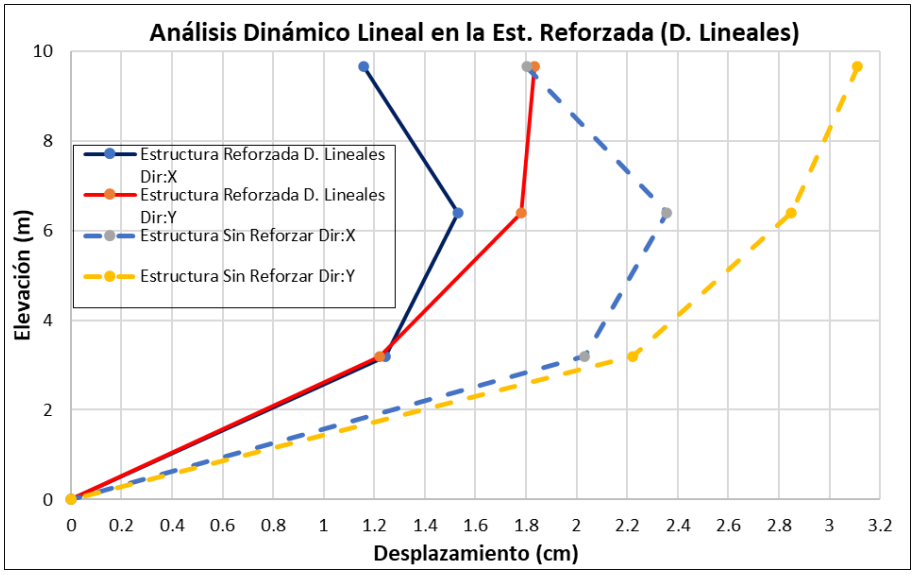


**Figura 152**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos Lineales (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 1.9% y en la dirección “Y” de 3.5 a 2.9%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 1.5% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.8%.

Con respecto al análisis dinámico lineal, las derivas en la dirección “X” y “Y” de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 153**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*

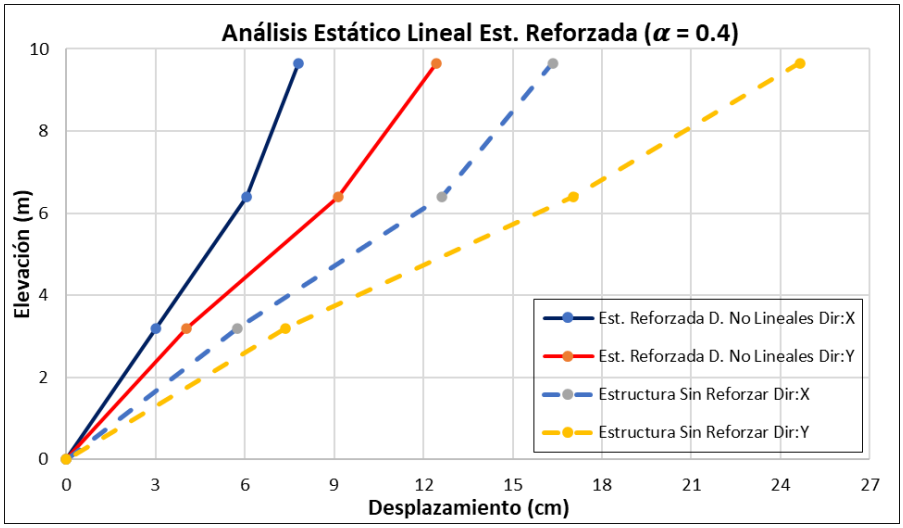
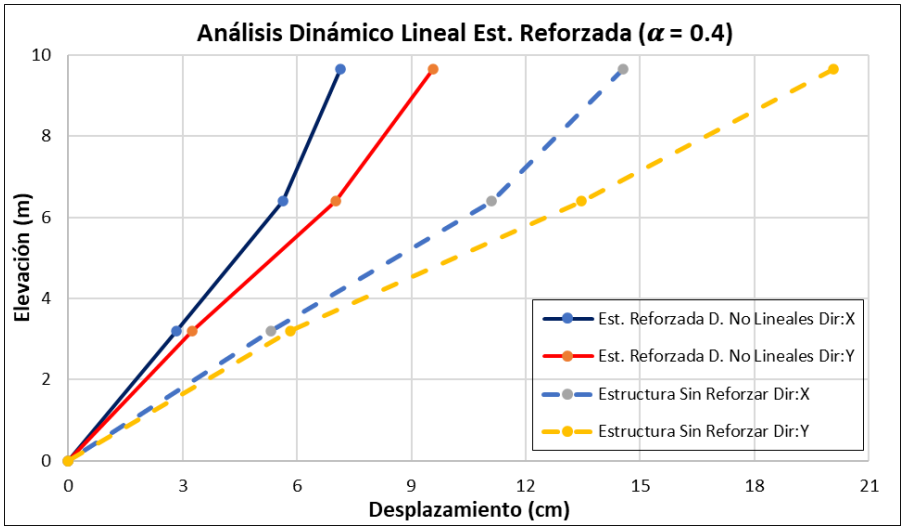


**Figura 154**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 16.3cm a 7.8cm y en la dirección “Y” de 24.7cm a 12.5cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 14.5 a 7.1cm y en la dirección “Y” de 20.1 a 9.6cm.

**Figura 155**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*

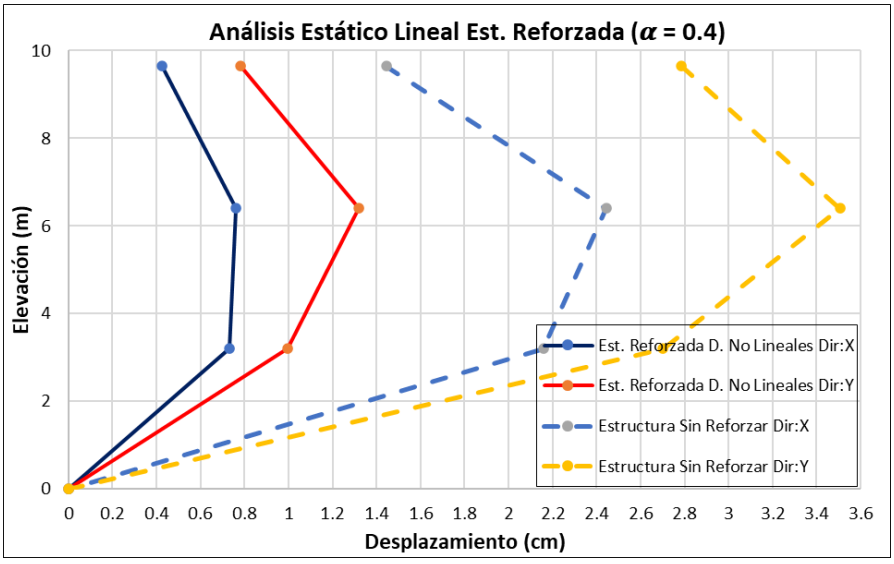
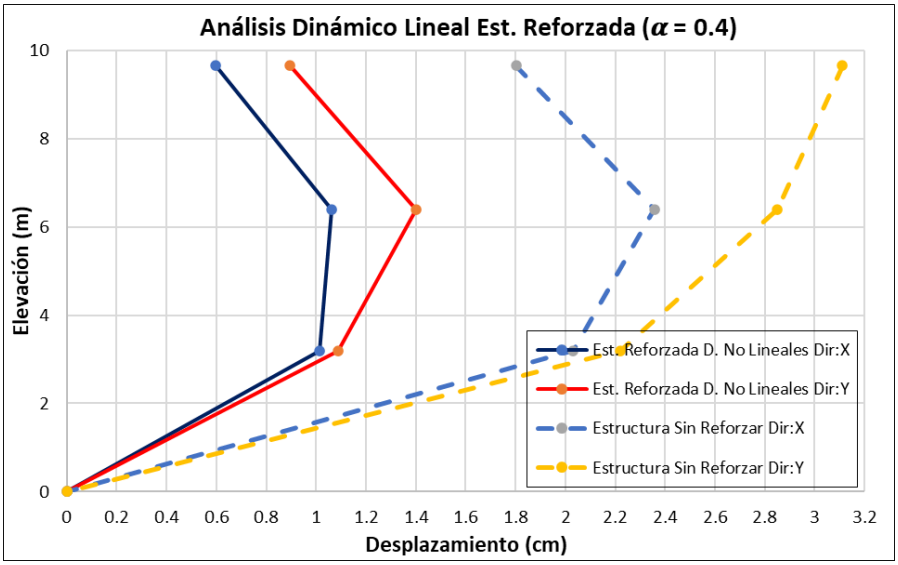


**Figura 156**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 0.8% y en la dirección “Y” de 3.5 a 1.3%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 1.1% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.4%.

Con respecto al análisis dinámico lineal, las derivas en la dirección “X” y “Y” de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 157**

*Desplazamiento Estático Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*

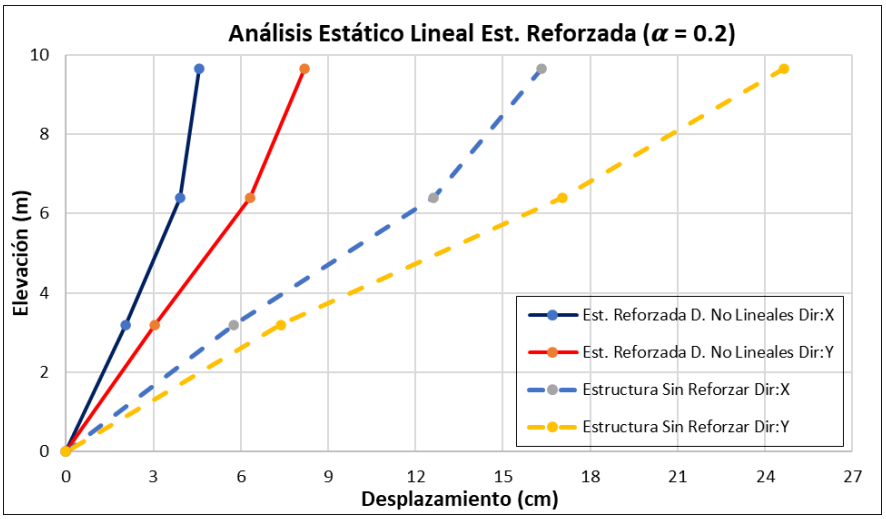
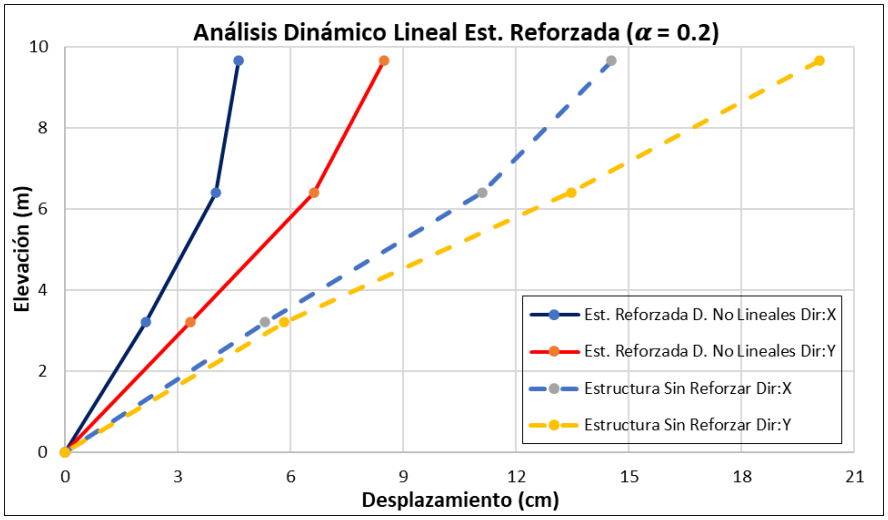


**Figura 158**

*Desplazamiento Dinámico Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en el desplazamiento estático lineal en la dirección “X” de 16.3cm a 4.6cm y en la dirección “Y” de 24.7cm a 8.2cm. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 14.5 a 4.6cm y en la dirección “Y” de 20.1 a 8.5cm.

**Figura 159**

*Deriva Estática Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*

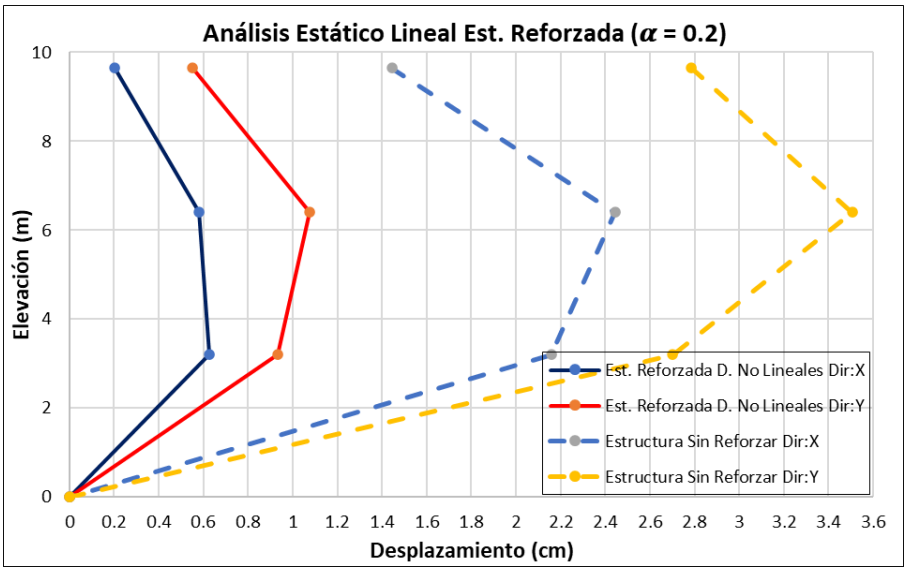
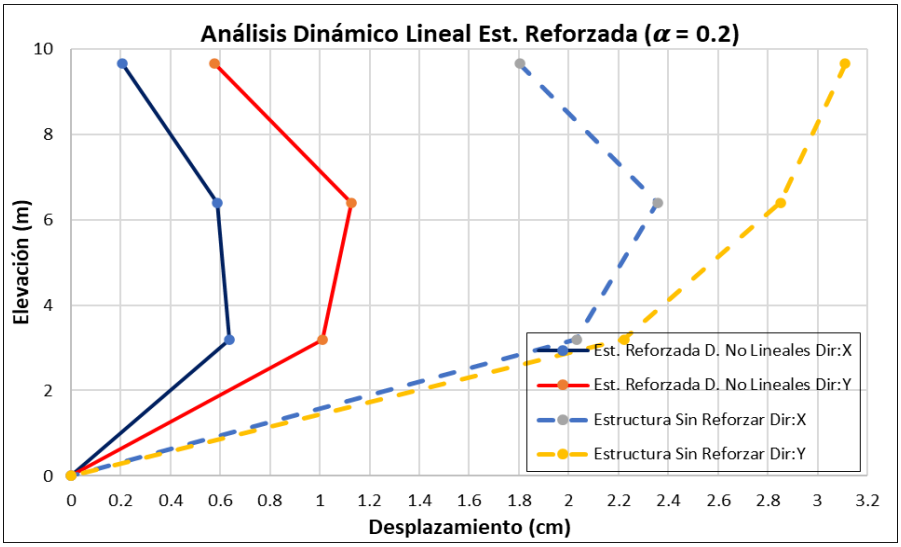


**Figura 160**

*Deriva Dinámica Lineal. Disp. Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*




Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 0.6% y en la dirección “Y” de 3.5 a 1.1%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 0.6% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.1%.

Con respecto al análisis dinámico lineal, las derivas en la dirección “X” y “Y” de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) elementos de hormigón armado.

## 5.8 Análisis no lineal estático de la estructura reforzada

Ingresando los espectros de diseño y los dispositivos viscosos lineales y no lineales calculados, se realiza el análisis no lineal estático con el fin de obtener las curvas de capacidad, los puntos de desempeño y las derivas de piso, como se presenta a continuación

### 5.8.1 Punto de desempeño para el espectro de 475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales. Dirección: X**

**Tabla 144**

*Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 43502.46 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 2682868.57 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 5248.38 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 49452.09 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 29671.25 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |

| | |
|---|---|
| d(0,6*Vy) (m) | 0.011313 |

**Tabla 145**

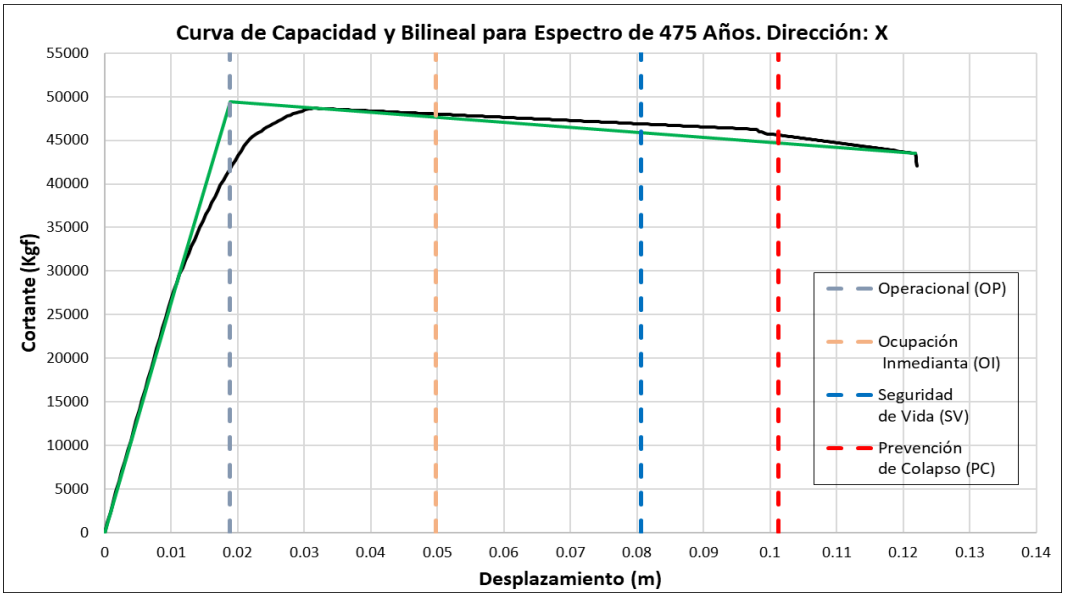
*Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.12175 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 2622689.76 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.019 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 5248.38 |
| Error | -0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 49452.09 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 161**

*Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 146**

*Límites de Desempeño Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*

| **Límites de Desempeño en Curva de Capacidad** | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.0189 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.0497 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.0806 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.1012 |
| Nivel Colapso (C) | 0.1217 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 147**

*Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 6.00E-05 | 9230.47 | 9230.47 | 0.5538282 | 3.32297E-05 |
| Story 2 | 5.70E-05 | 42352.27 | 33121.8 | 1.8879426 | 0.000107613 |
| Story 1 | 3.10E-05 | 82283.07 | 39930.8 | 1.2378548 | 3.83735E-05 |
| **Sumatoria** | | | 82283.07 | 3.6796256 | 0.000179216 |

**Tabla 148**

*Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*

| **Coeficiente Co** | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0.0001 |
| Co Calculado | 1.23 |
| Co Considerado | 1.23 |

**Tabla 149**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Est. Reforzada. Viscoso Lineal* Dir:X.

| **Aceleración Espectral Efectiva** | | **Coeficiente Cm** | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.668 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.676 | Realción μ | 0.504 |
| Sa (g) | 0.337 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 82283.07 | 60 | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.982 |
| δ (m) | 0.0804 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.0007 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013) se debe realizar una corrección de la Bilineal, permitiendo obtener el punto de desempeño de la estructura en la dirección (X) para el espectro de 475 años.

**Tabla 150**

*Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*

| **Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 48138.451 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 1725.246 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 43521.574 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 26112.944 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.00977 |

**Tabla 151**

*Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*

| Análisis Bilineal - Dirección: X Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.0804 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 2671584.59 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0163 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 1725.25 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 43521.57 |

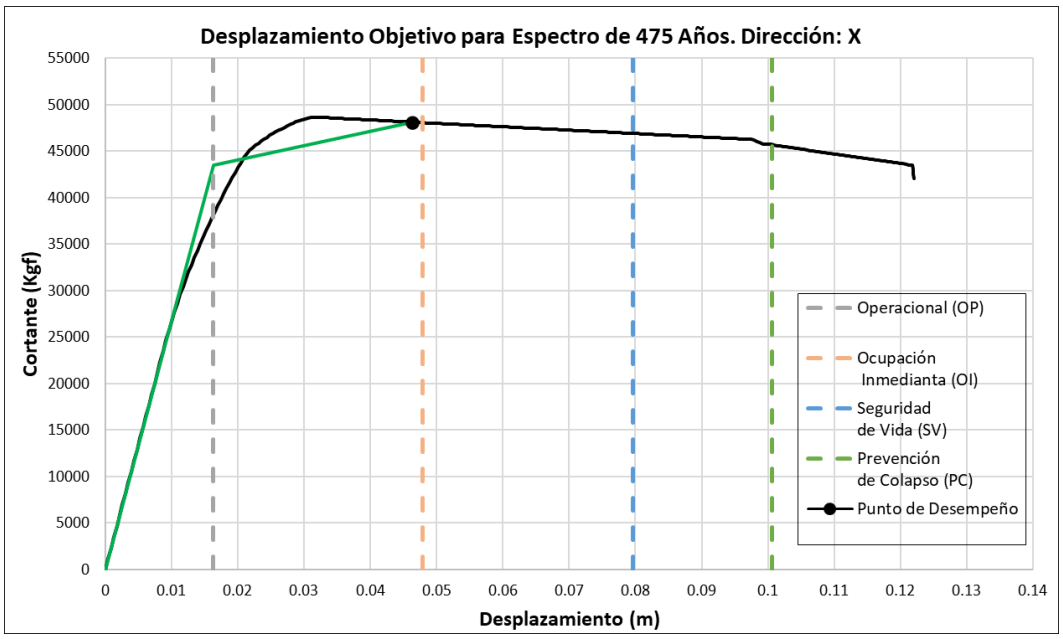
**Tabla 152**

Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.668 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.676 | Realción μ | 0.504 |
| Sa (g) | 0.337 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 82283.07 | a | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.984 |
| δ (m) | 0.0463 | **Coeficiente C2** | |
| Vc (δ) Kgf | 48134.37 | C2 | 1.0005 |

**Figura 162**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X.*



La estructura presenta una mayor curva de capacidad debido al refuerzo de las columnas arriostradas, con una resistencia cortante máxima de 48678kgf con respecto a la resistencia de 49285gf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 12.2cm con respecto a los 10.4cm de la estructura sin reforzar.
La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata cercano a su límite, para la dirección "X", cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 4.6cm con respecto a los 8.1cm de la estructura sin reforzar.

- **Dispositivos Viscosos Lineales. Dirección: Y**

**Tabla 153**

*Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 61181.35 |
| **Cálculo de Rigidez Inicial** | |
| Ki (kgf/m) | 1604859.10 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 8365.74 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 60338.80 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 36203.28 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.030051 |

**Tabla 154**

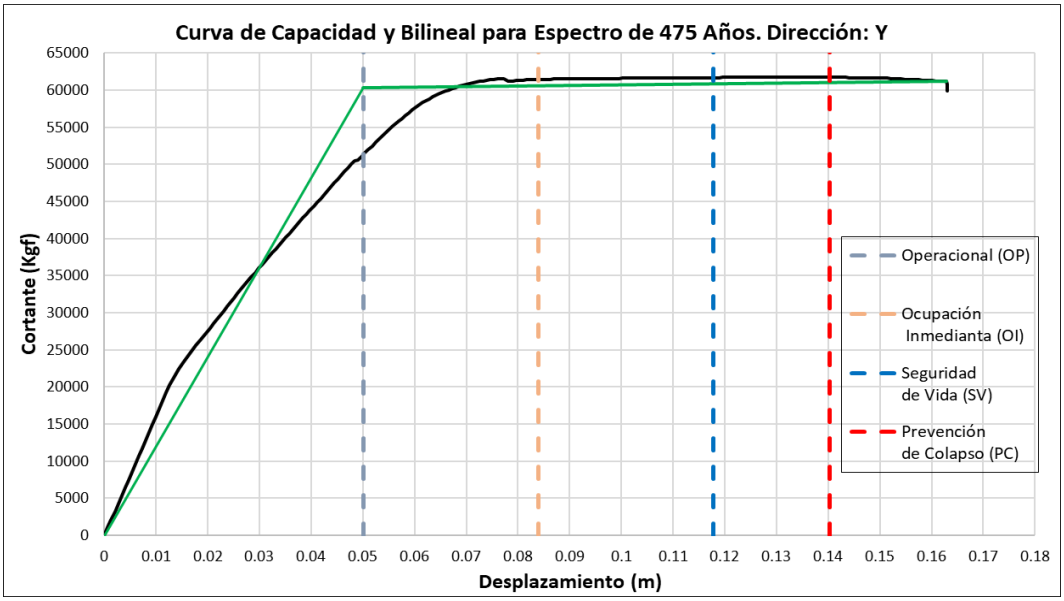
*Análisis Bilineal. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| **Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años** | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.16290 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1204725.41 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.050 |
| **Cálculo Bilineal** | |
| Abilineal (Kgf*m) | 8365.74 |
| Error | 0.000001% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 60338.80 |

Esto permite graficar la curva de capacidad y bilineal como se presenta a continuación:

**Figura 163**

Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y




Los límites de desempeño se establecen en base a SEAOC (1995).

**Tabla 155**

Límites de Desempeño Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y.

| Límites de Desempeño en Curva de Capacidad | |
|---|---|
| Nivel Operacional (OP) | 0.0501 |
| N. Ocupación Inmediata (OI) | 0.0839 |
| N. Seguridad de Vida (SV) | 0.1178 |
| N. Prevención de Colapso (PC) | 0.1403 |
| Nivel Colapso (C) | 0.1629 |

Mediante la metodología descrita por el código ASCE 41 (2013) se definen los coeficientes que permiten establecer el punto de desempeño.

**Tabla 156**

*Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| Coeficiente Co | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **X-Dir Ø (m)** | **M-Acum (kg)** | **Masa Piso (Kg)** | **M*Ø** | **mØ²** |
| Story 3 | 8.00E-05 | 9230.47 | 9230.47 | 0.7384376 | 5.9075E-05 |
| Story 2 | 7.80E-05 | 42352.27 | 33121.8 | 2.5835004 | 0.000201513 |
| Story 1 | 3.40E-05 | 82283.07 | 39930.8 | 1.3576472 | 4.616E-05 |
| **Sumatoria** | | | 82283.07 | 4.6795852 | 0.000306748 |

**Tabla 157**

*Coeficiente Co Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| Coeficiente Co | |
|---|---|
| Co Tablas | 3 pisos |
| | 1.2 |
| Ø1r | 0.00008 |
| Co Calculado | 1.22 |
| Co Considerado | 1.22 |

**Tabla 158**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desplazamiento Obj. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| Aceleración Espectral Efectiva | | Coeficiente Cm | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.688 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.794 | Realción μ | 0.347 |
| Sa (g) | 0.283 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 82283.07 | a | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.983 |
| δ (m) | 0.0532 | **Coeficiente C2** | |
| | | C2 | 1.0008 |

Como especifica el código ASCE 41 (2013) se debe realizar una corrección de la Bilineal, permitiendo obtener el punto de desempeño de la estructura en la dirección (X) para el espectro de 475 años.

**Tabla 159**

*Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Cortante (Kgf) | 53491.89 |
| **Cálculo de Área de la Curva** | |
| A.C (kgf*m) | 1666.99 |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 19169.779 |
| 0.6*Vy (Kgf) | 11501.867 |
| **Desplazamiento del Vy (60%)** | |
| d(0,6*Vy) (m) | 0.00717 |

**Tabla 160**

*Análisis Bilineal Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y.*

| Análisis Bilineal - Dirección: Y Espectro de 475 Años | |
|---|---|
| Desp Máximo (m) | 0.0543 |
| **Cálculo de Rigidez Efectiva** | |
| Ke (Kgf/m) | 1204725.406 |
| **Cálculo de Desp. De Fluencia** | |
| dy (m) | 0.0501 |
| **Cálculo Bilineal** | |

| | |
|---|---|
| Abilineal (Kgf*m) | 1666.988 |
| Error | 0.000004% |
| **Cálculo de Cortante de Fluencia** | |
| Vy (Kgf) | 19169.78 |

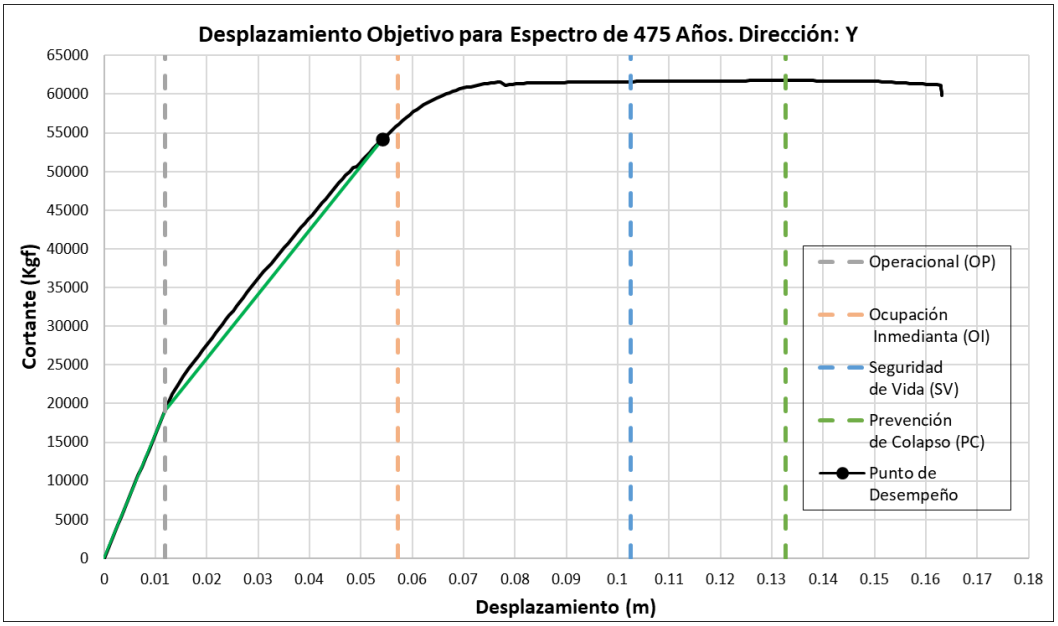
**Tabla 161**

*Coeficiente Cm, C1, C2 y Desp. Corregido. Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*

| **Aceleración Espectral Efectiva** | | **Coeficiente Cm** | |
|---|---|---|---|
| P. Inicial Ti (s) | 0.688 | Cm Tabla | 0.9 |
| P. Efectivo Te (s) | 0.794 | Realción μ | 0.347 |
| Sa (g) | 0.283 | **Coeficiente C1** | |
| W (Kg) | 82283.07 | a | 60 |
| **Desplazamiento Objetivo** | | C1 | 0.983 |
| δ (m) | 0.0543 | **Coeficiente C2** | |
| Vc (δ) Kgf | 54210.81 | C2 | 1.0008 |

**Figura 164**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*




La estructura presenta una mayor curva de capacidad, con una resistencia cortante máxima de 61765kgf con respecto a la resistencia de 59969kgf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 16.3cm con respecto a los 11.4cm de la estructura sin reforzar. La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata cercano a su límite, para la dirección “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 5.4cm con respecto a los 9.2cm de la estructura sin reforzar.

Siguiendo la metodología descrita y llevada cabo, se determina la curva de capacidad y punto de desempeño para los dispositivos viscosos no lineales de 0.4 y 0.2 en los espectros de diseño de 475 años.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4). Dirección: X**

**Figura 165**

*Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*

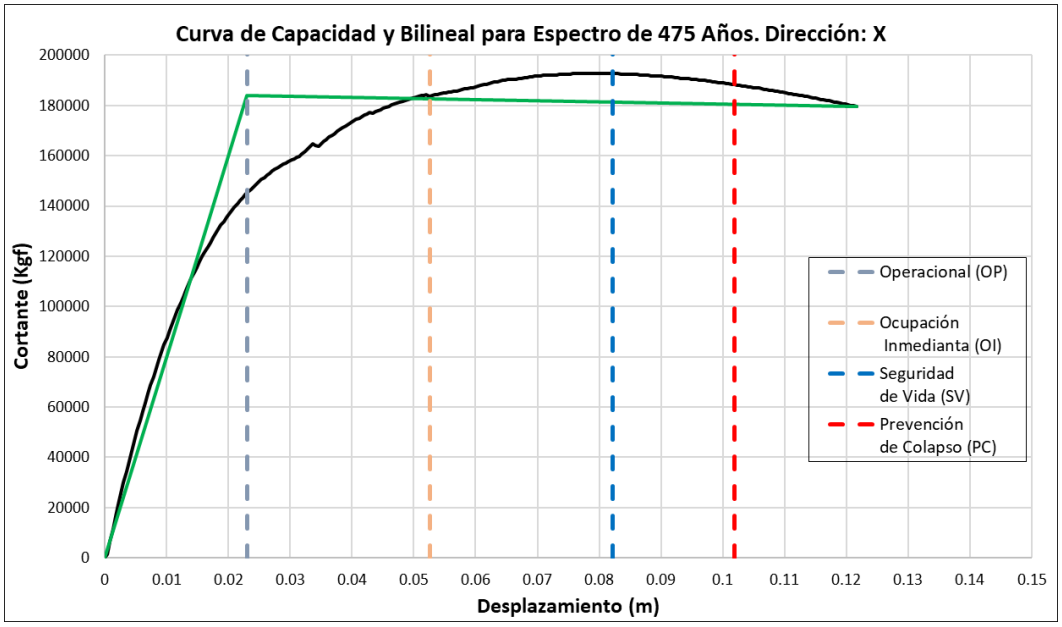
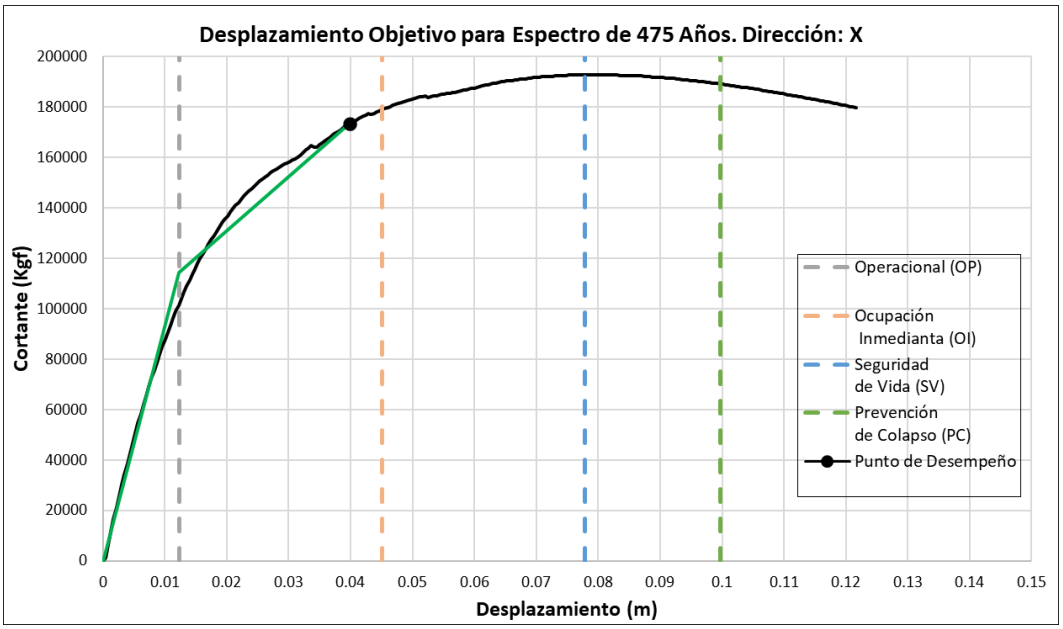



**Figura 166**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*




La estructura presenta una mayor curva de capacidad debido al refuerzo de las columnas arriostradas y los dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$=0.4), con una resistencia cortante máxima de 179635kgf con respecto a la resistencia de 49285gf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 12.2cm con respecto a los 10.4cm de la estructura sin reforzar. La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección “X”,

cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 4.0cm con respecto a los 8.1cm de la estructura sin reforzar.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4). Dirección: Y**

**Figura 167**

*Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:Y.*

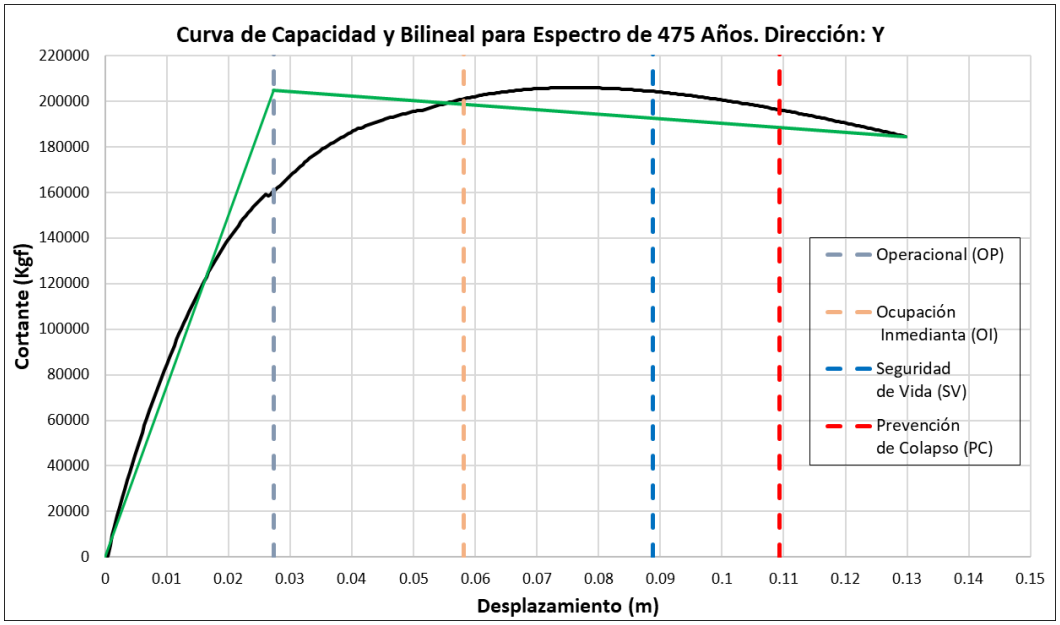
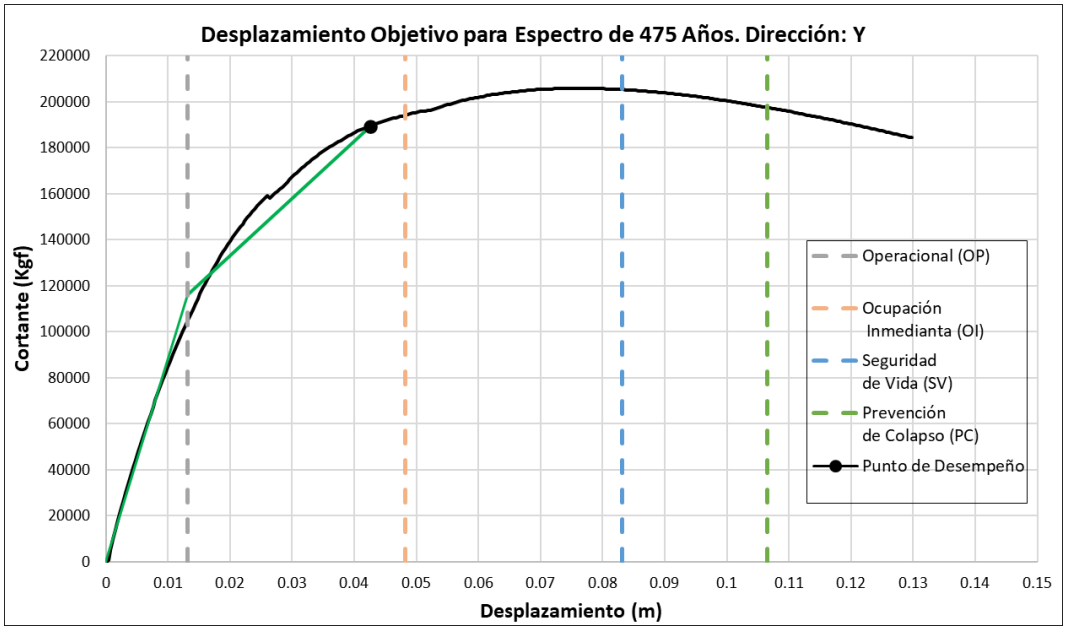



**Figura 168**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:X*




La estructura presenta una mayor curva de capacidad debido al refuerzo de las columnas arriostradas y los dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$=0.4), con una resistencia cortante máxima de 184420kgf con respecto a la resistencia de 49285gf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 13.0cm con

respecto a los 10.4cm de la estructura sin reforzar. La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 4.3cm con respecto a los 8.1cm de la estructura sin reforzar.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2). Dirección: X**

**Figura 169**

*Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X.*

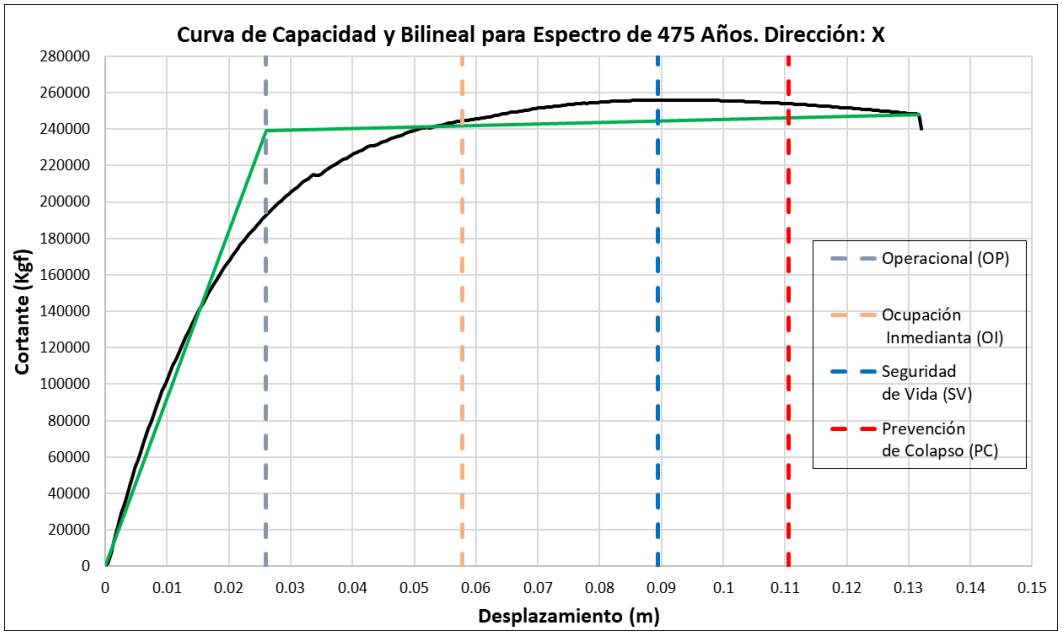
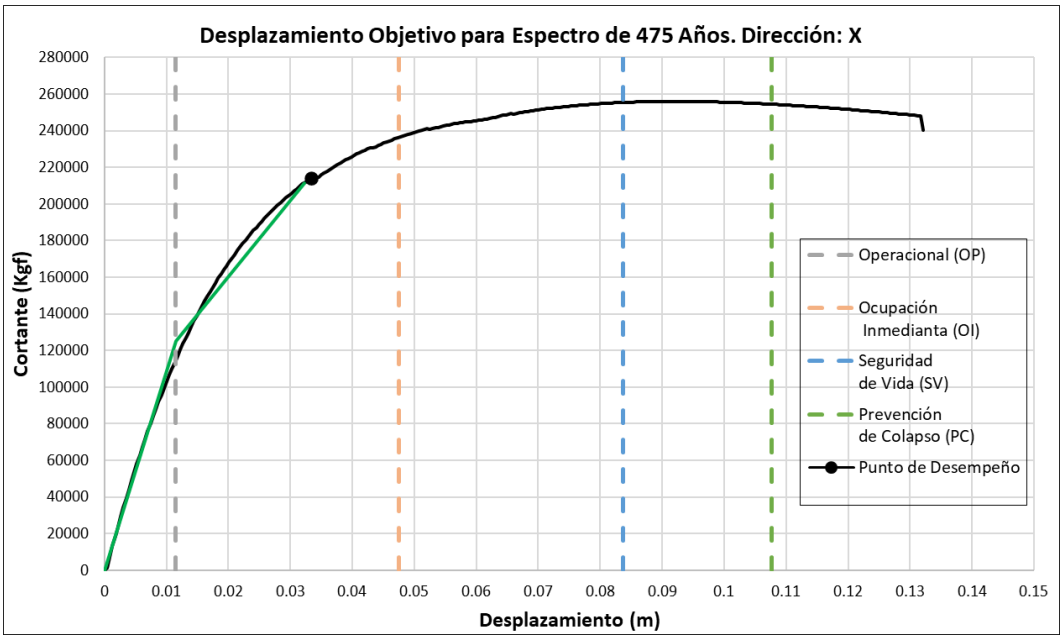



**Figura 170**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X*



La estructura presenta una mayor curva de capacidad debido al refuerzo de las columnas arriostradas y los dispositivos viscosos no lineales (α=0.2), con una resistencia cortante máxima de 248086kgf con respecto a la resistencia de 49285gf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 13.1cm con respecto a los 10.4cm de la estructura sin reforzar. La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección "X", cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 3.3cm con respecto a los 8.1cm de la estructura sin reforzar.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2). Dirección: Y**

**Figura 171**

*Curva de Capacidad y Bilineal Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y.*

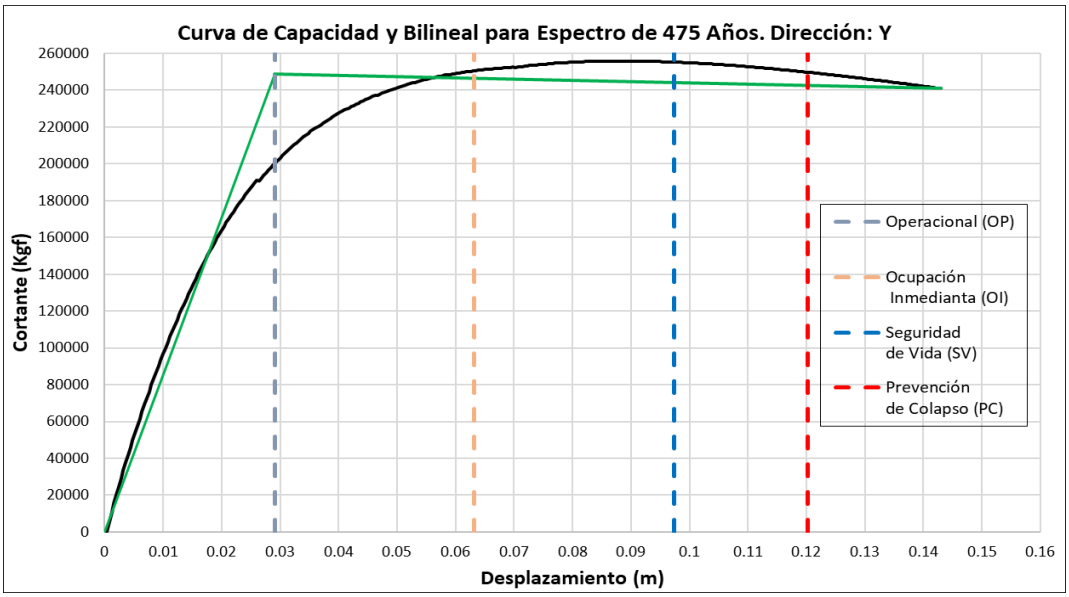
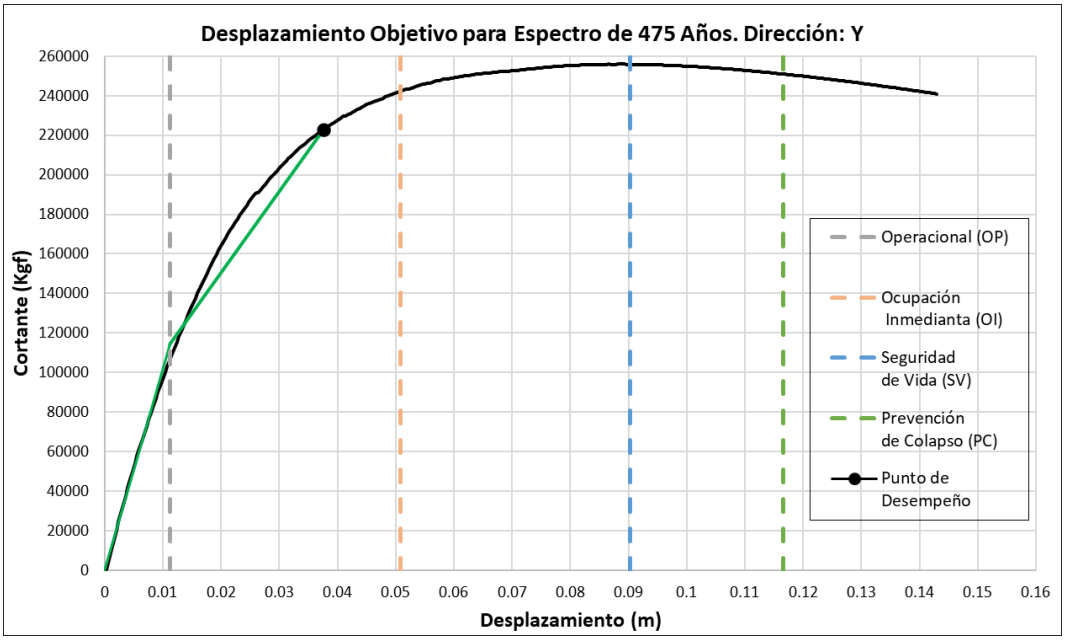


**Figura 172**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y*




La estructura presenta una mayor curva de capacidad debido al refuerzo de las columnas arriostradas y los dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$=0.2), con una resistencia cortante máxima de 240906kgf con respecto a la resistencia de 49285gf de la estructura sin reforzar. Por otro lado, la curva de capacidad presenta un desplazamiento máximo de 14.3cm con respecto a los 10.4cm de la estructura sin reforzar. La curva de capacidad de la estructura reforzada logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 3.8cm con respecto a los 8.1cm de la estructura sin reforzar.

### 5.8.2 Punto de desempeño para el espectro de 2475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 173**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:X*

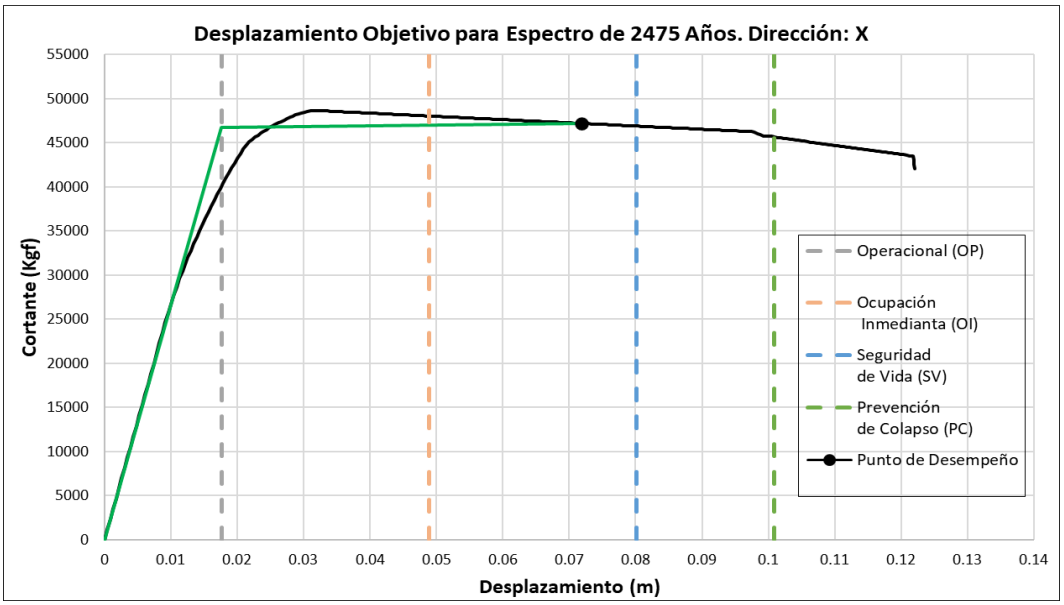
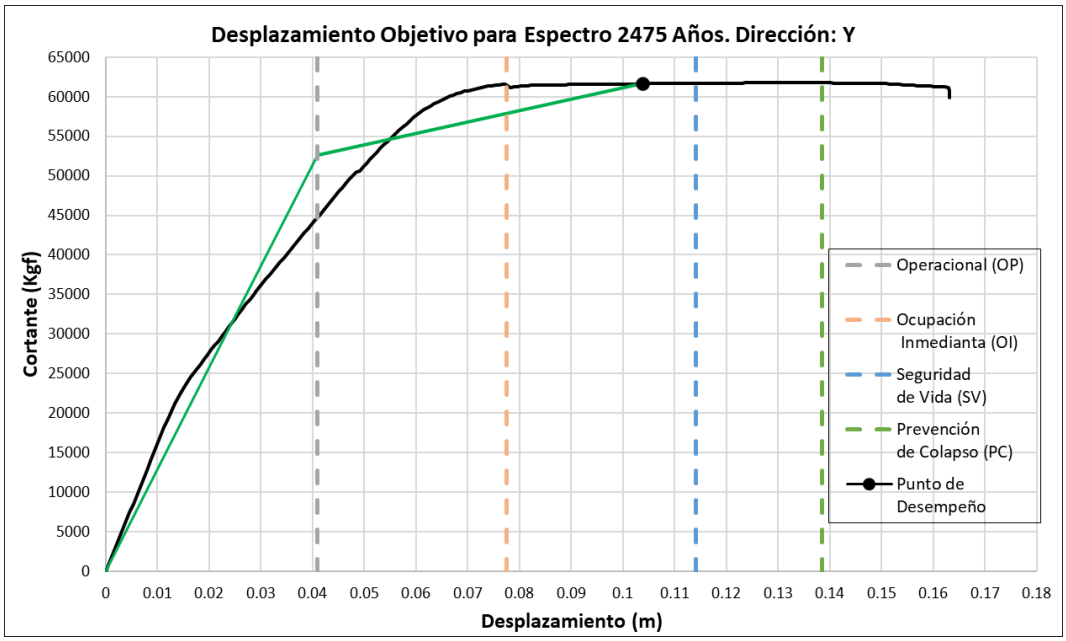



**Figura 174**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso Lineal Dir:Y*




Las curvas de capacidad de la estructura reforzada logran el nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 7.2 y 10.4cm respectivamente. Los desplazamientos presentados en la estructura sin reforzar son de 12.6 y 12.7cm respectivamente.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 175**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 04 Dir:X*

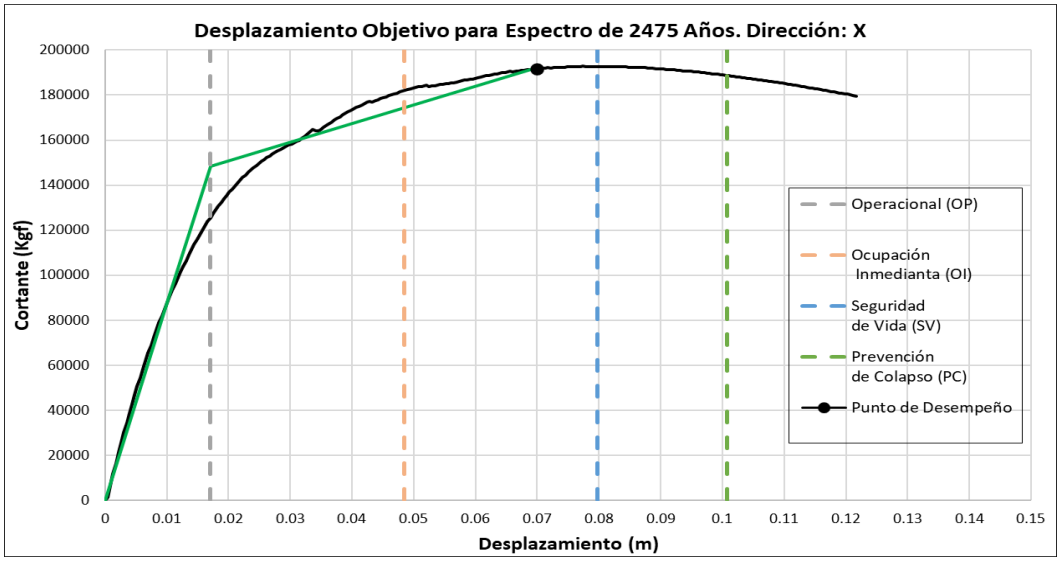
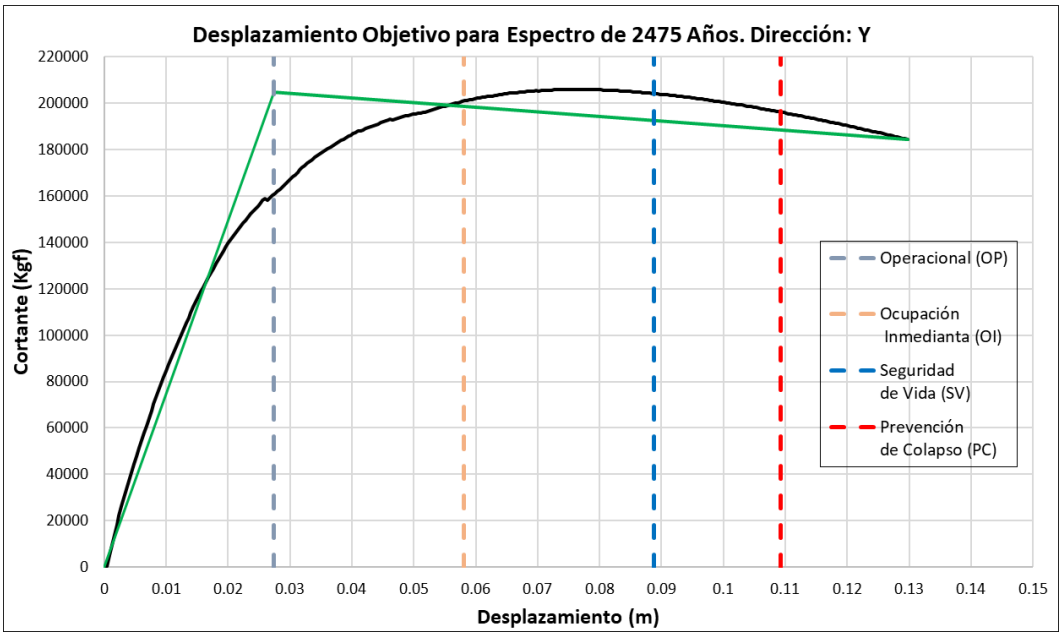



**Figura 176**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.4 Dir:Y*




Las curvas de capacidad de la estructura reforzada logran el nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 7.0 y 7.6cm respectivamente. Los desplazamientos presentados en la estructura sin reforzar son de 12.6 y 12.7cm respectivamente.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 177**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:X*

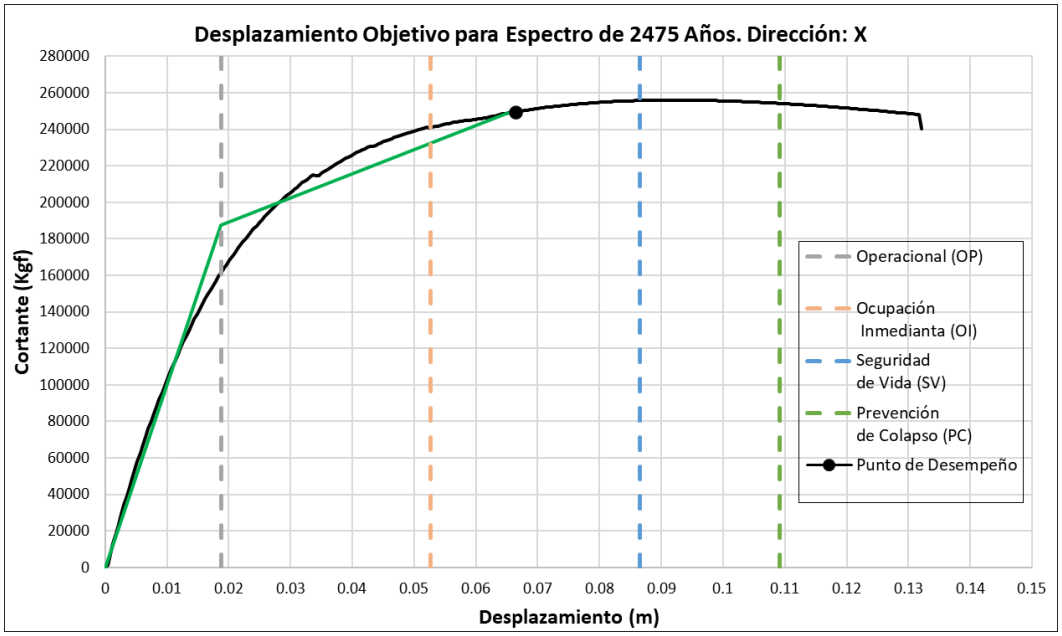
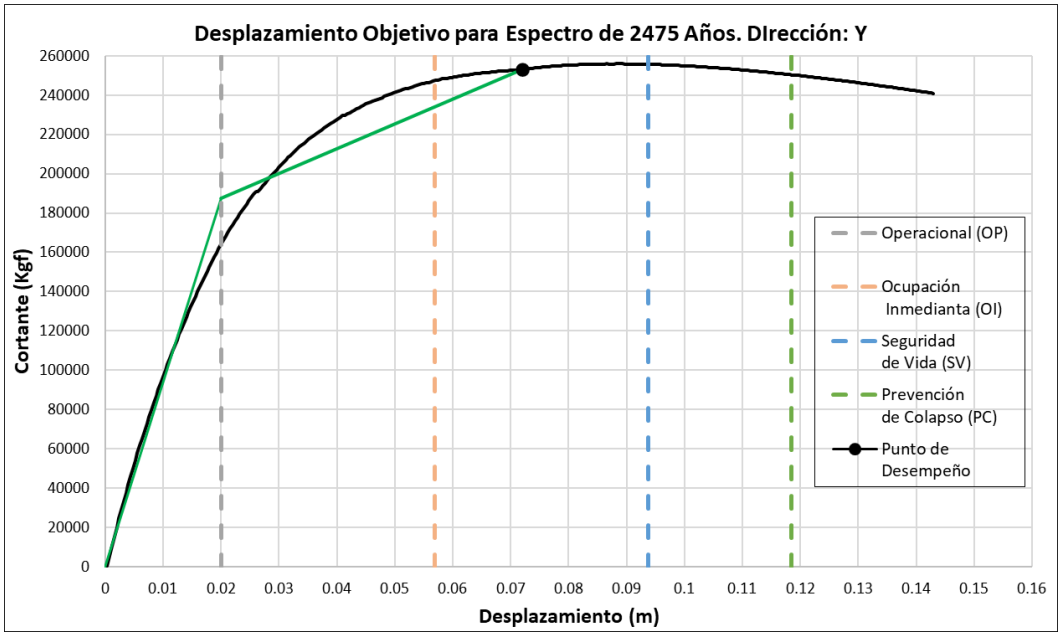



**Figura 178**

*Desplazamiento Objetivo Est. Reforzada. Viscoso No Lineal 0.2 Dir:Y*




Las curvas de capacidad de la estructura reforzada logran el nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación. El desplazamiento objetivo logrado es de 6.6 y 7.2cm respectivamente. Los desplazamientos presentados en la estructura sin reforzar son de 12.6 y 12.7cm respectivamente.

### 5.8.3 Derivas de piso para espectro de 475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

En la **Figura 179**, la línea continua representa las derivas de piso de la estructura reforzada con dispositivos viscosos lineales, mientras que la línea negra entrecortada corresponde a la estructura sin reforzar, utilizada como referencia. La comparación de ambas curvas permite identificar de forma directa el efecto del reforzamiento en la reducción de las derivas de piso para el espectro de diseño de 475 años, en la dirección X

**Figura 180**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

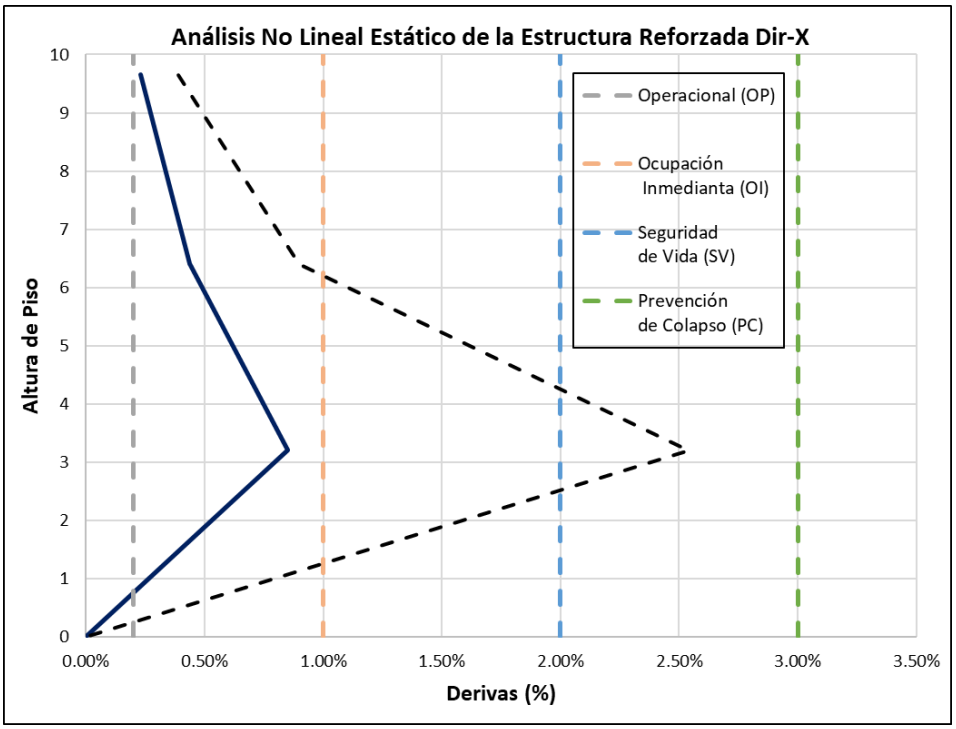
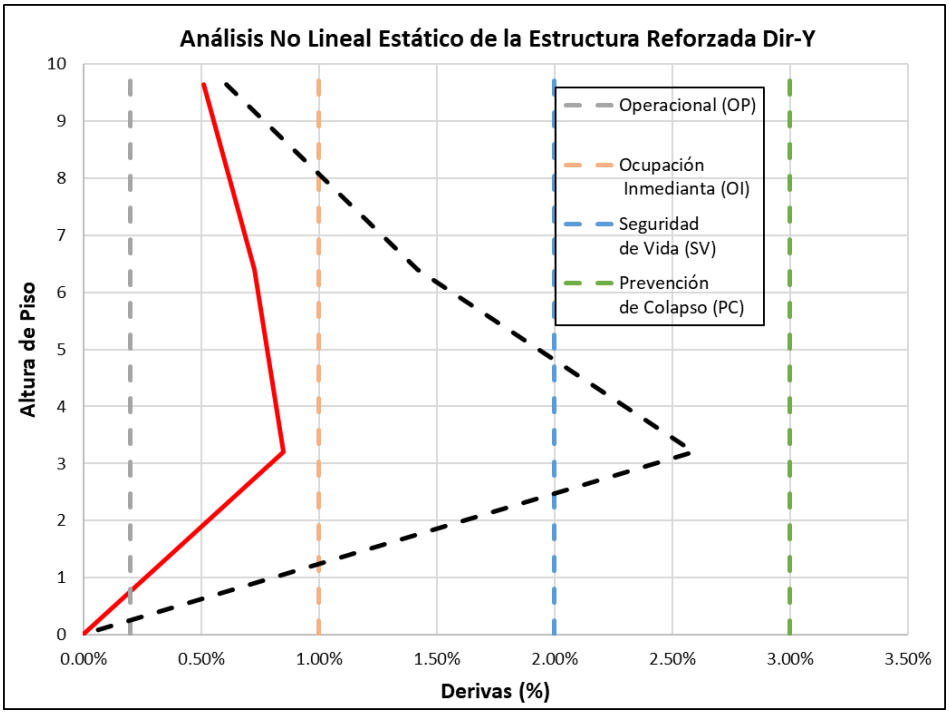


**Figura 181**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*




Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de 475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, en concordancia con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.5 a 0.9% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 2.6 a 0.9% para la dirección en “Y”.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 182**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*

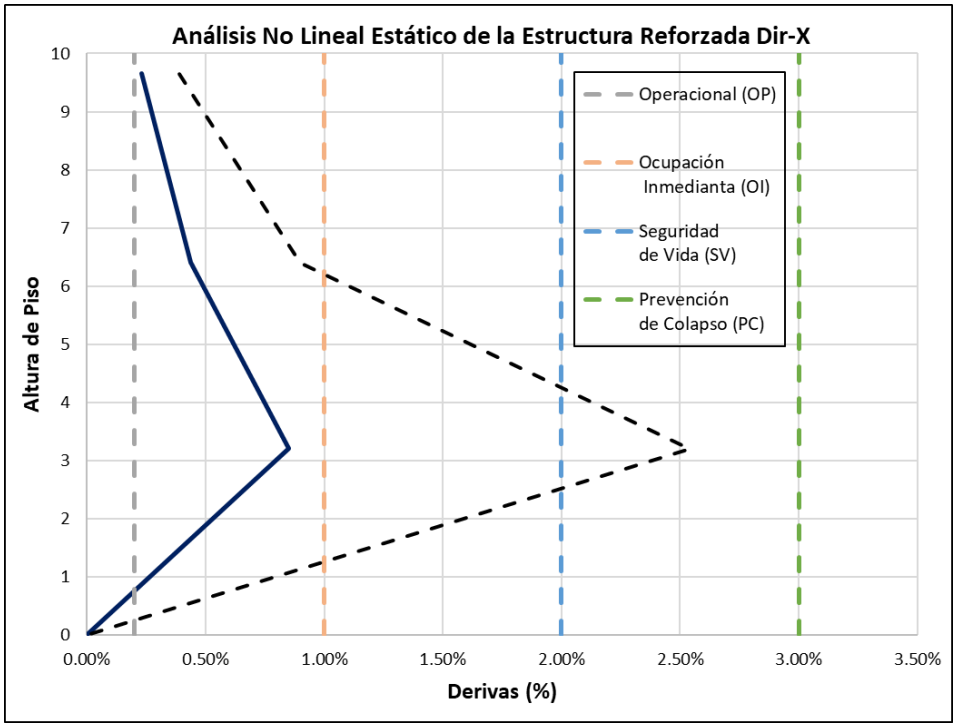
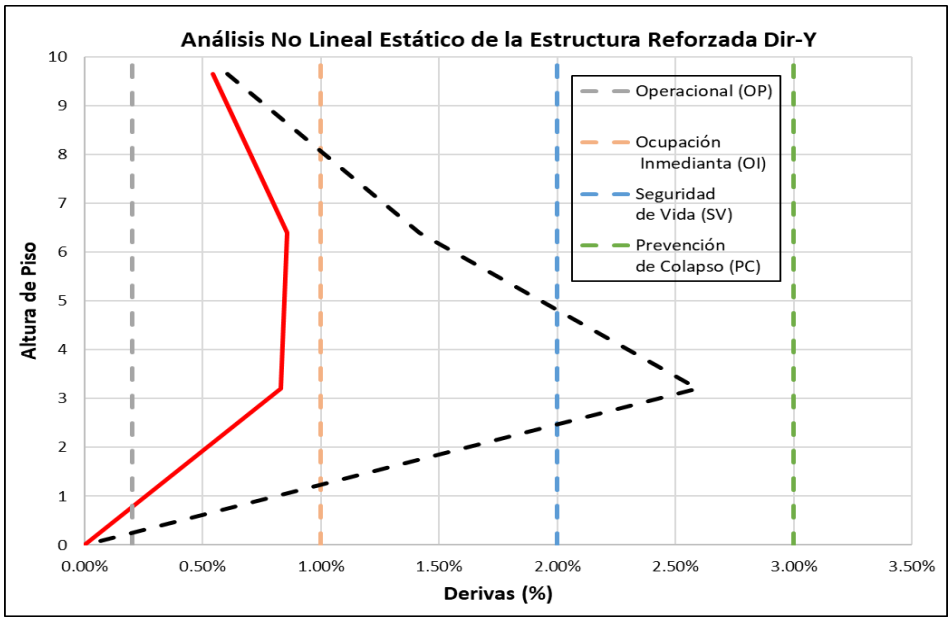



**Figura 183**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*




Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de 475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, en concordancia

con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.5 a 0.82% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 2.6 a 0.84% para la dirección en “Y”.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 184**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

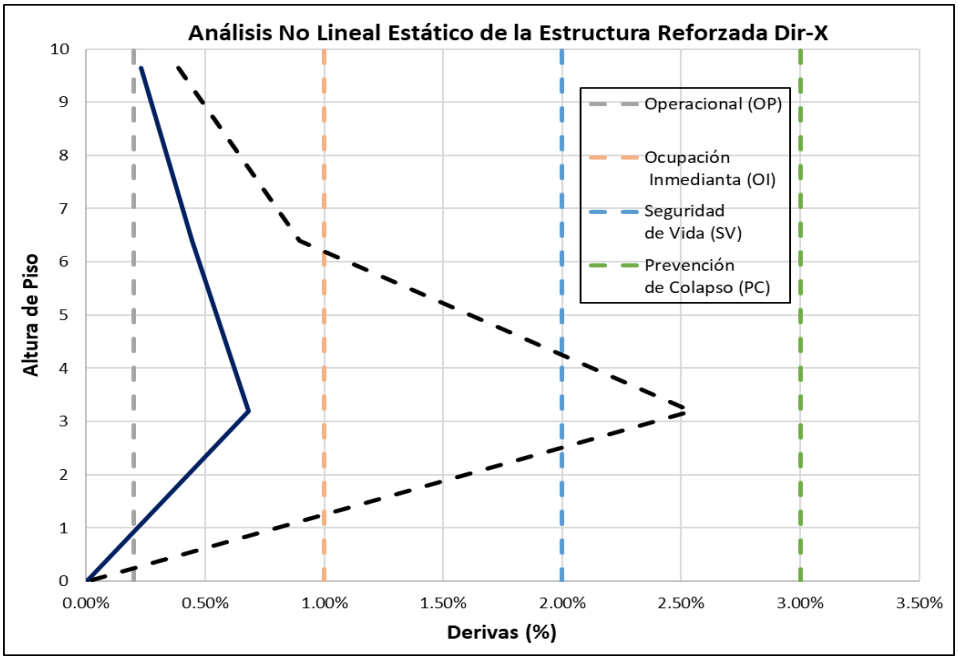
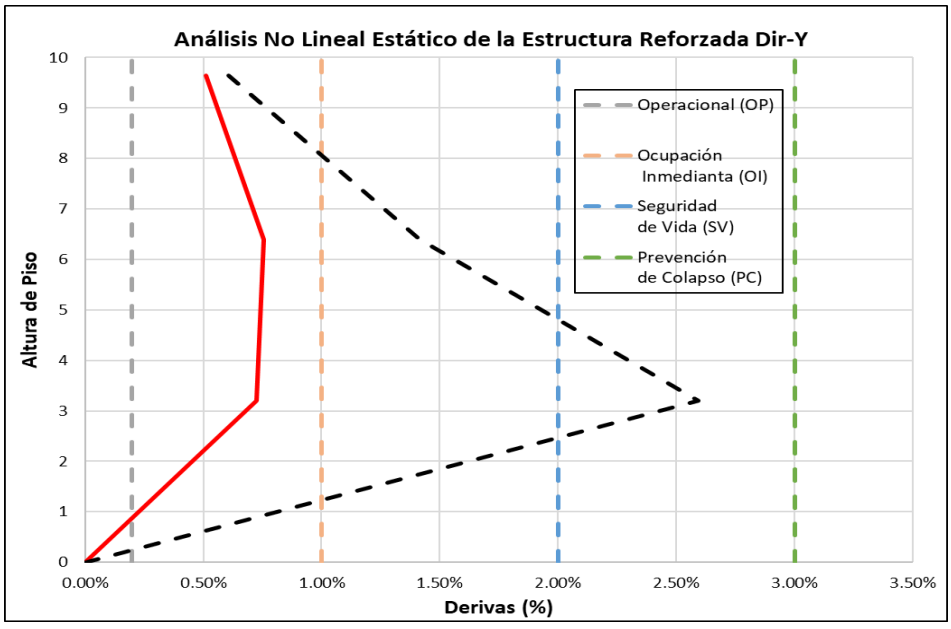



**Figura 185**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*




Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de

475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, en concordancia con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.5 a 0.68% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 2.6 a 0.75% para la dirección en “Y”.

### 5.8.4 Derivas de piso para espectro de 2475 años

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 186**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

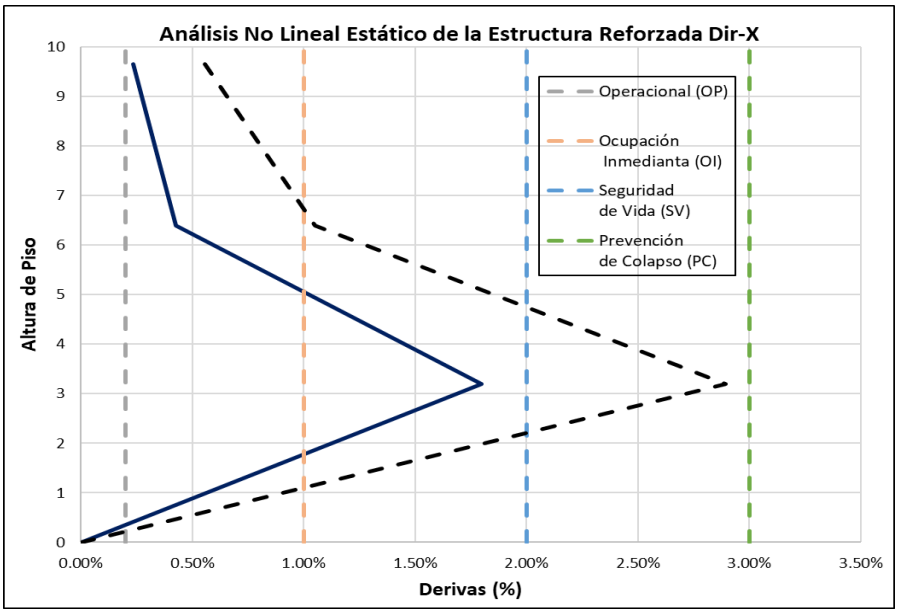
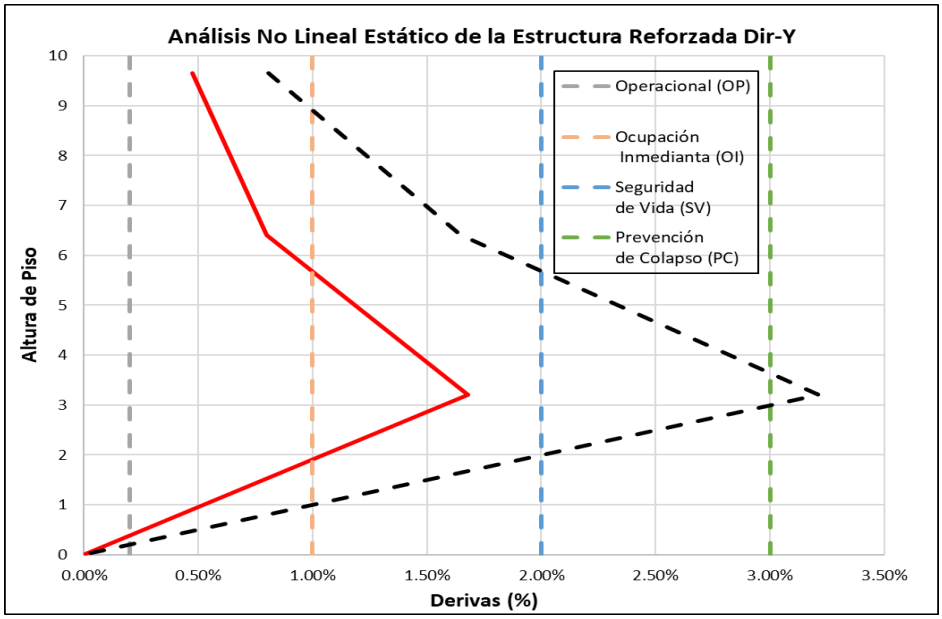


**Figura 187**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*




Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de 2475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, en concordancia con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.9 a 1.8% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 3.2 a 1.7% para la dirección en “Y”.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 188**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*

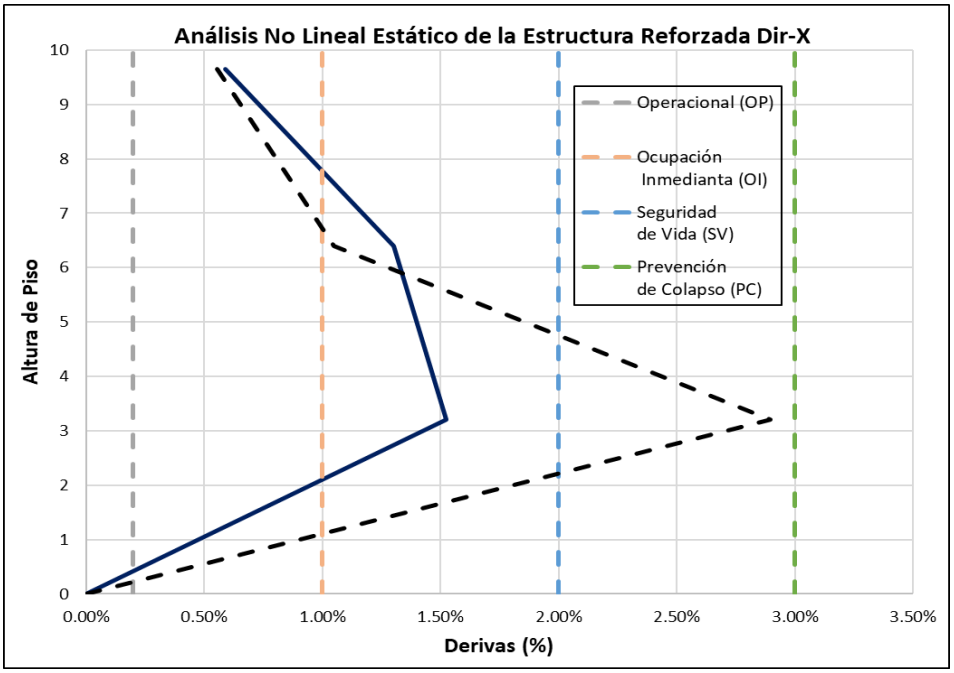
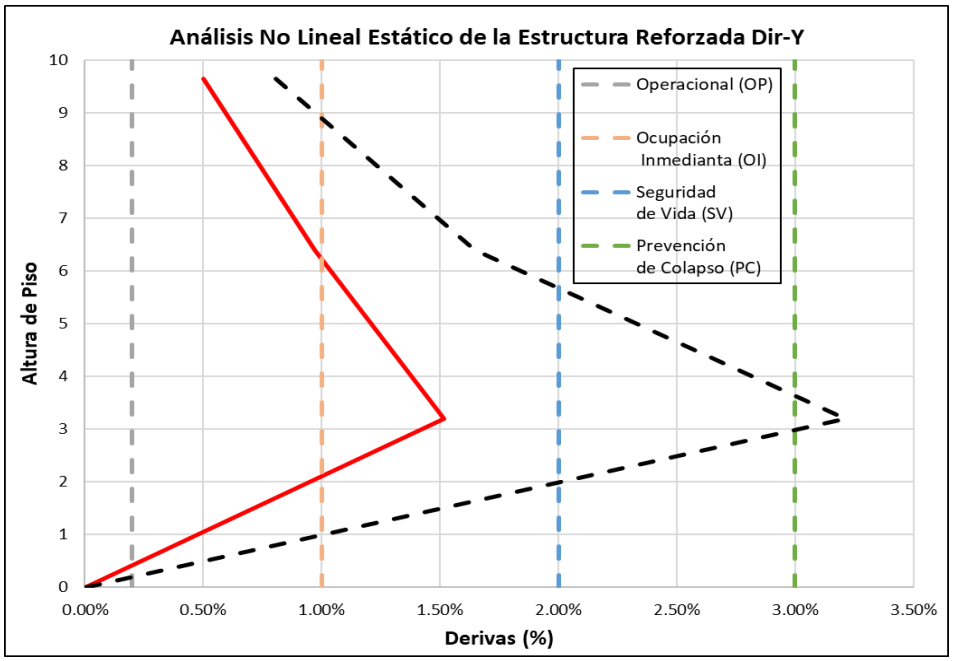



**Figura 189**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*




Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de 2475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, en concordancia con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.9 a 1.55% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 3.2 a 1.51% para la dirección en “Y”.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 190**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

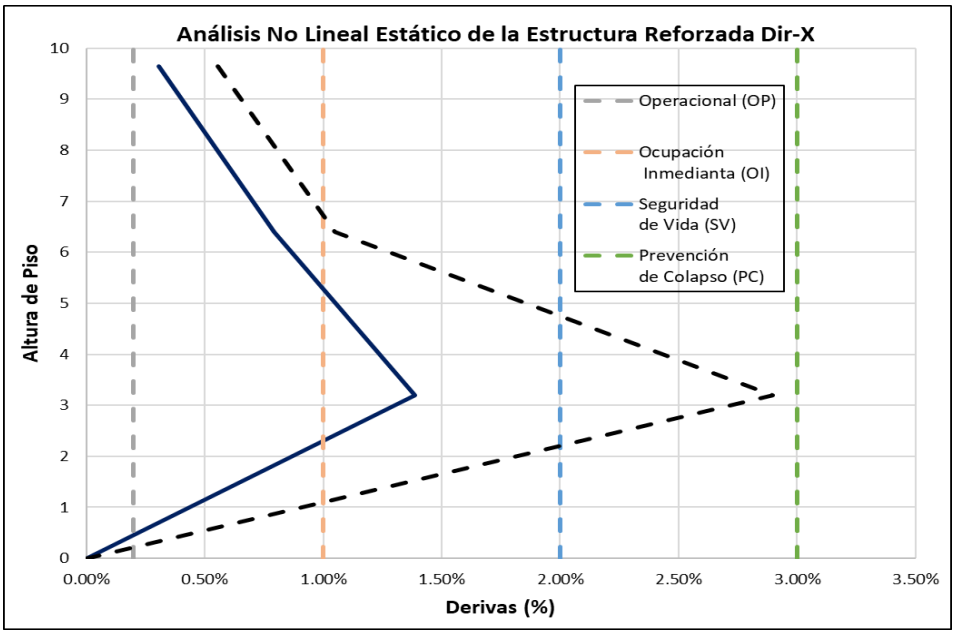
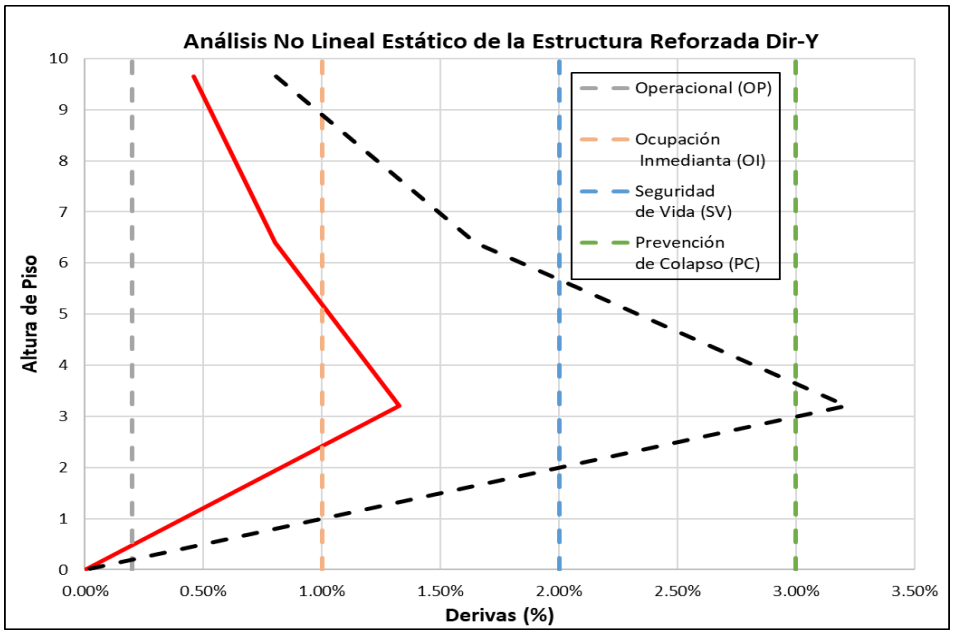



**Figura 191**

*Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*



Las derivas de piso de la estructura reforzada en la dirección “X” y “Y”, para el espectro de 2475 años, presenta un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, en concordancia con los resultados presentado en el punto de desempeño.

El reforzamiento presenta una reducción de deriva máxima de 2.9 a 1.39% con respecto a la presentada en la estructura sin reforzar para la dirección “X” y una reducción de 3.2 a 1.32% para la dirección en “Y”.

## 5.9 Análisis no lineal dinámico de la estructura reforzada

Ingresado los 11 pares de señales sísmicas corregidas y escaladas, junto a los dispositivos BRB en el software ETABS se realiza el análisis no lineal dinámico, con el fin de obtener las derivas, aceleraciones de piso y desplazamientos residuales en el análisis de 475 y 2475 años.

### 5.9.1 Derivas de piso para los espectros de 475 años

Obteniendo las derivas de piso máximas en cada señal sísmica, se calcula la deriva de piso promedio en las direcciones “X” y “Y”

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 192**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (475 Años)*

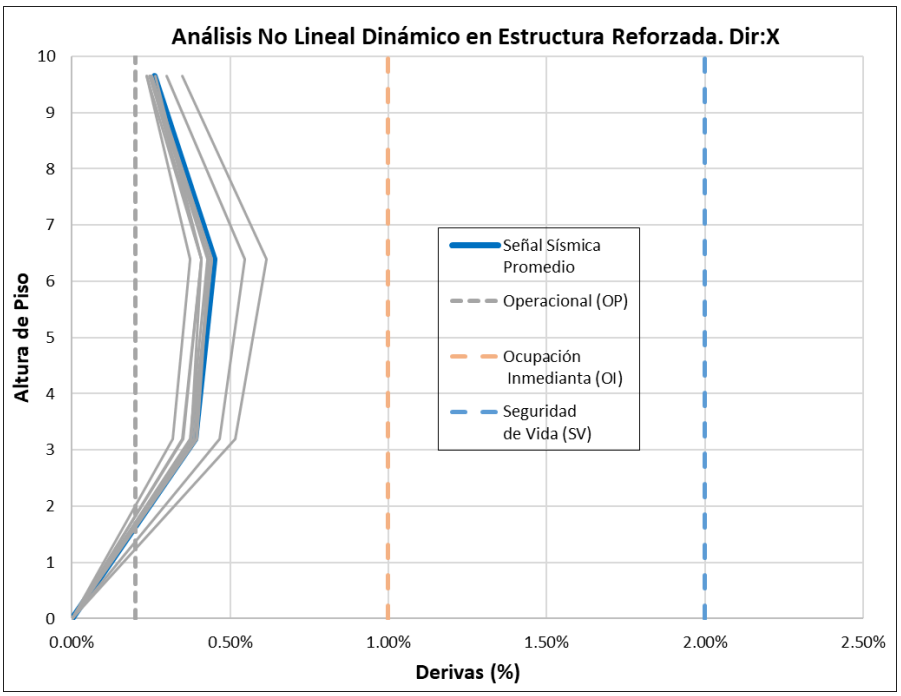
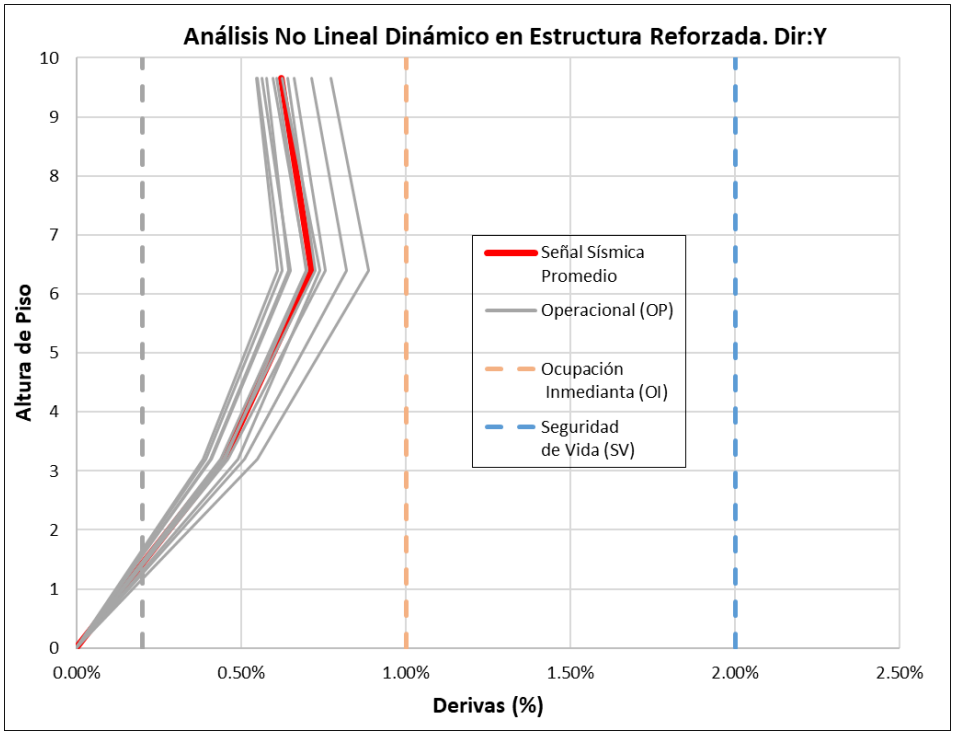


**Figura 193**

Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (475 Años)




Las derivas de piso promedio de 475 años, para la estructura reforzada, presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 194**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (475 Años)*

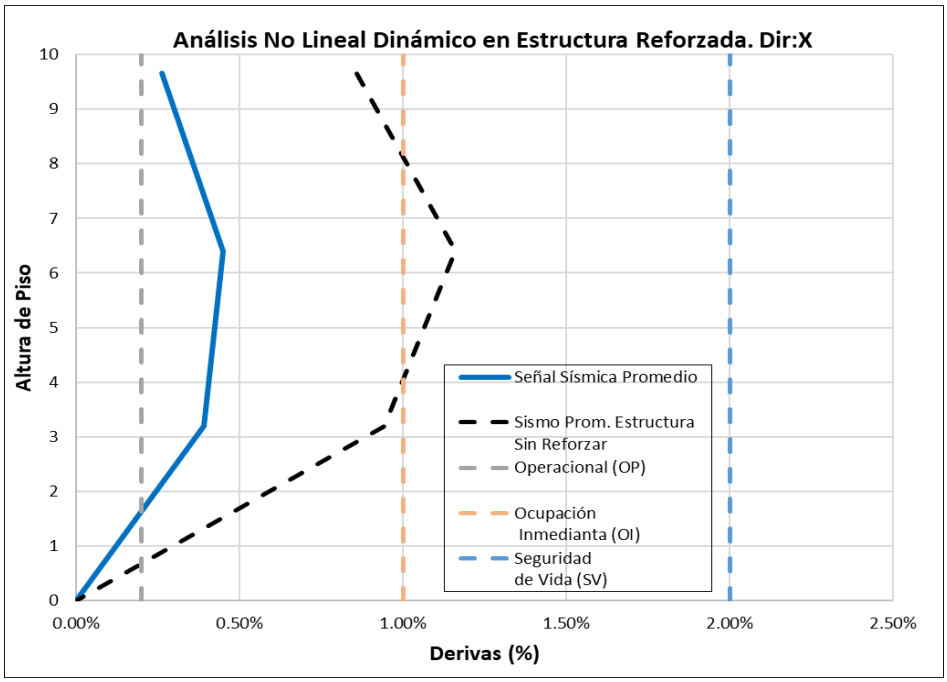
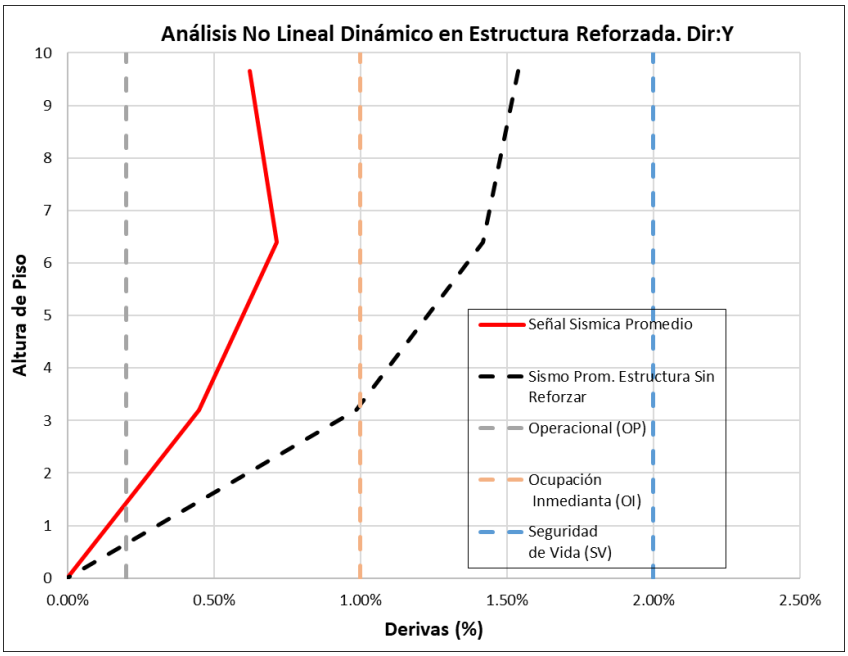


**Figura 195**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (475 Años)*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.2 a 0.5%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.5 a 0.7%. Cumpliendo con el límite del 1y 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para mampostería y elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 196**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (475 Años)*

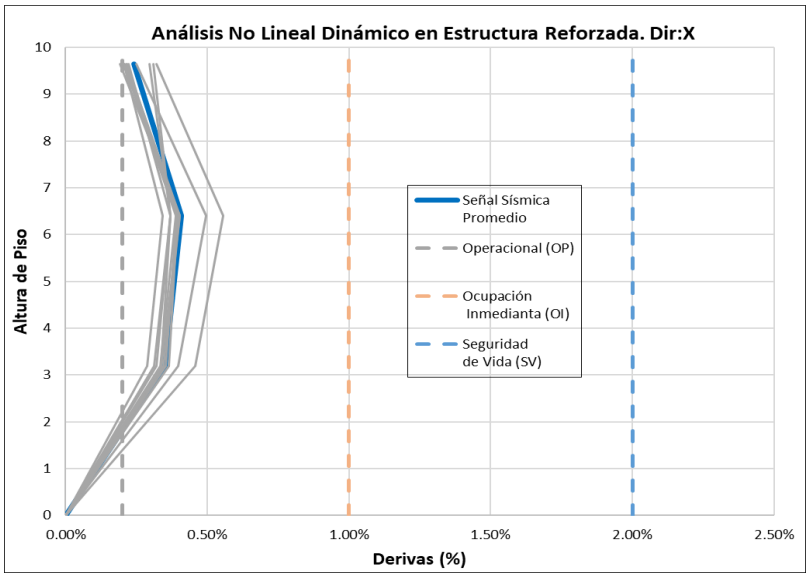
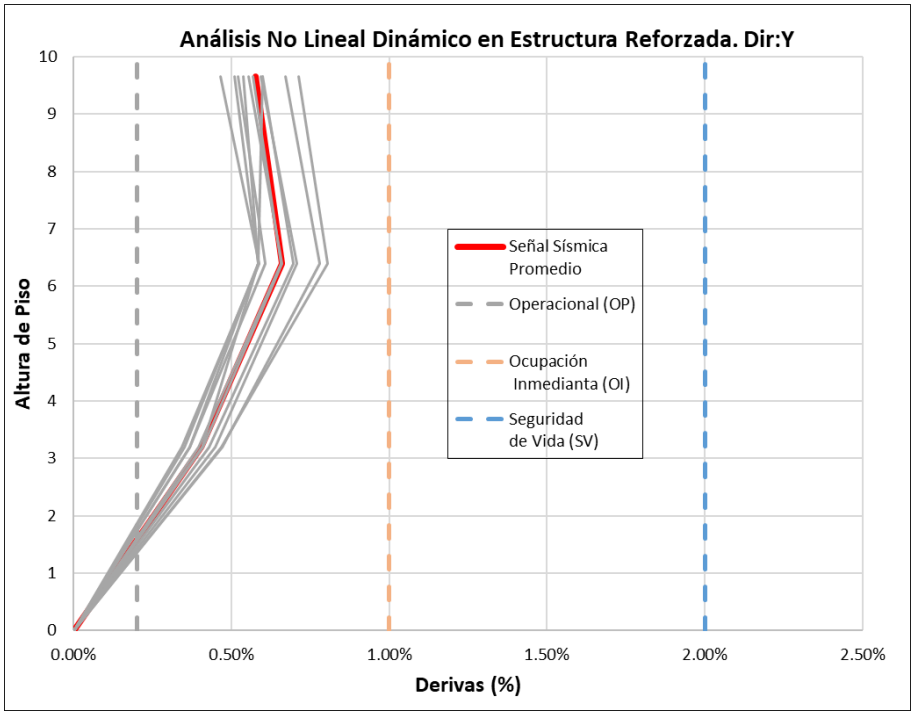


**Figura 197**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (475 Años)*




Las derivas de piso promedio referidas al periodo de retorno de 475 años nos indican que, en ambas direcciones, la estructura reforzada llega a un nivel de desempeño sísmico de Ocupación inmediata - un resultado que, además, coincide con los resultados obtenidos en los respectivos análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 198**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (475 Años)*

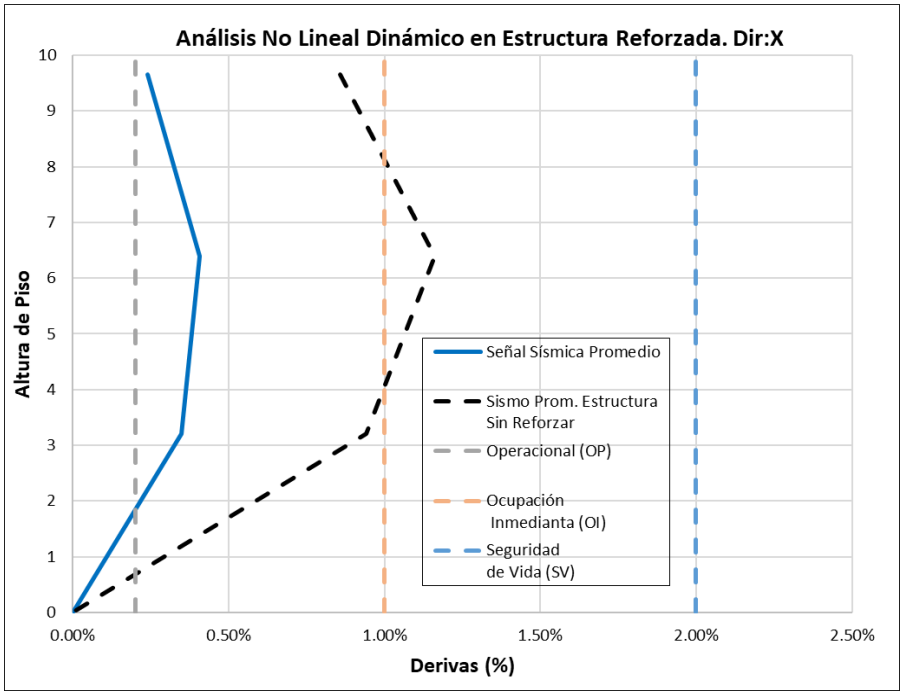
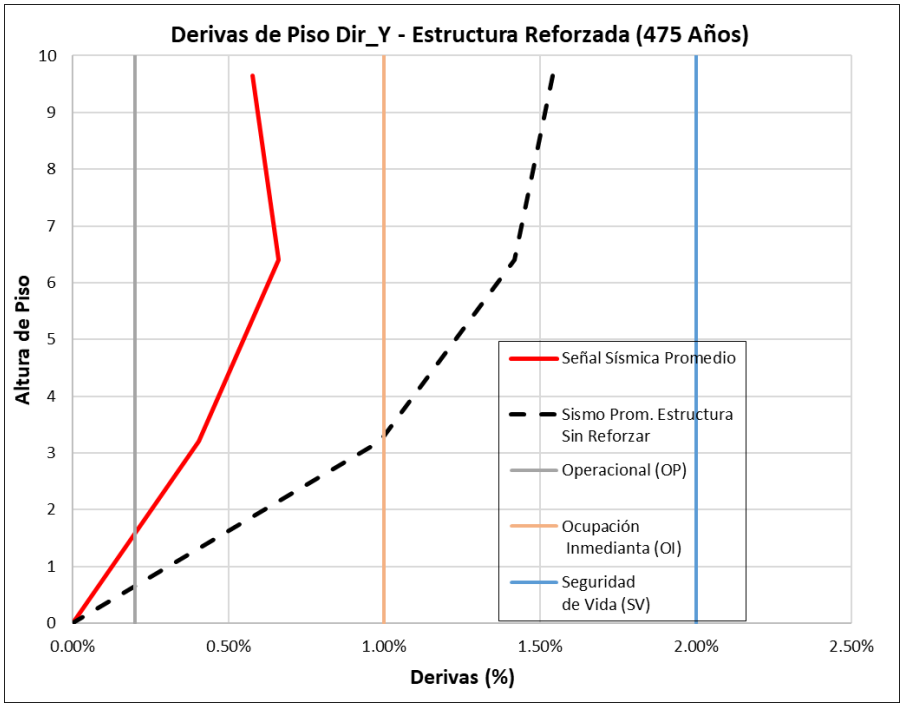


**Figura 199**

Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (475 Años)




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.2 a 0.4%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.5 a 0.65%. Cumpliendo con el límite del 1y 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para mampostería y elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 200**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (475 Años)*

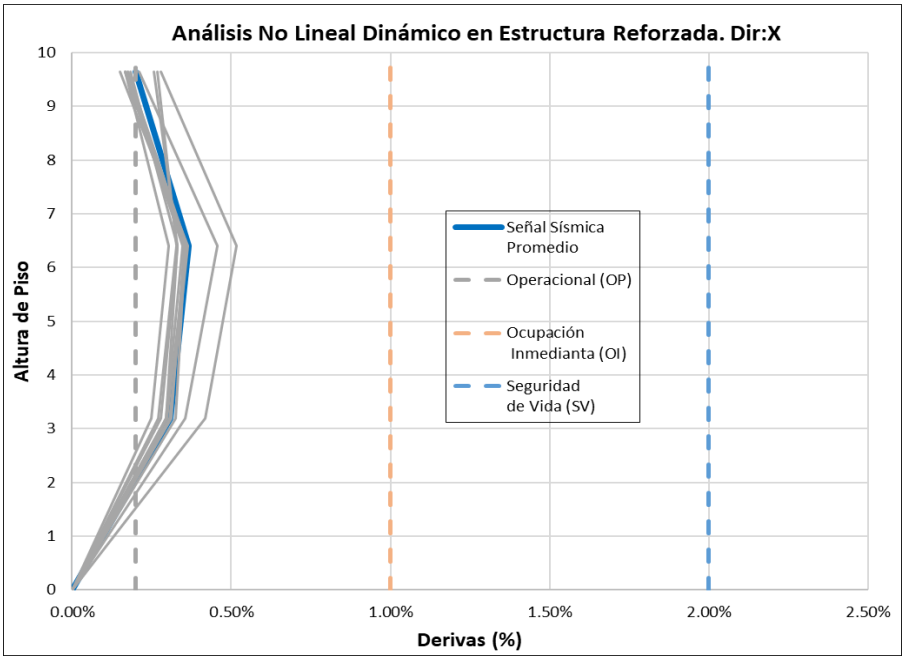
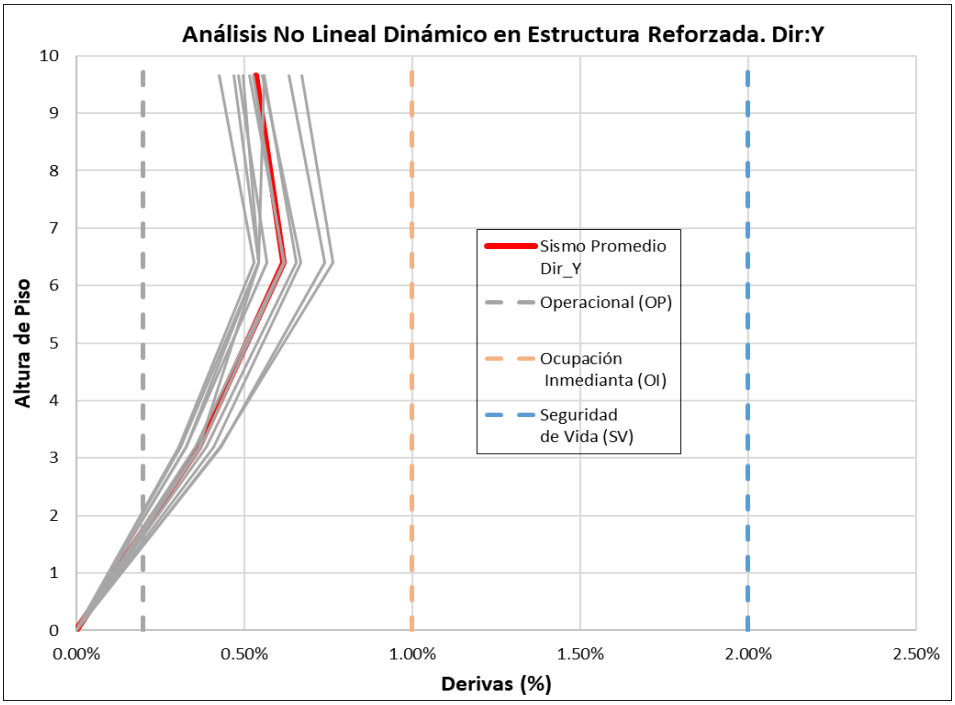



**Figura 201**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (475 Años)*



Las derivas de piso promedio de 475 años, para la estructura reforzada, presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 202**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (475 Años)*

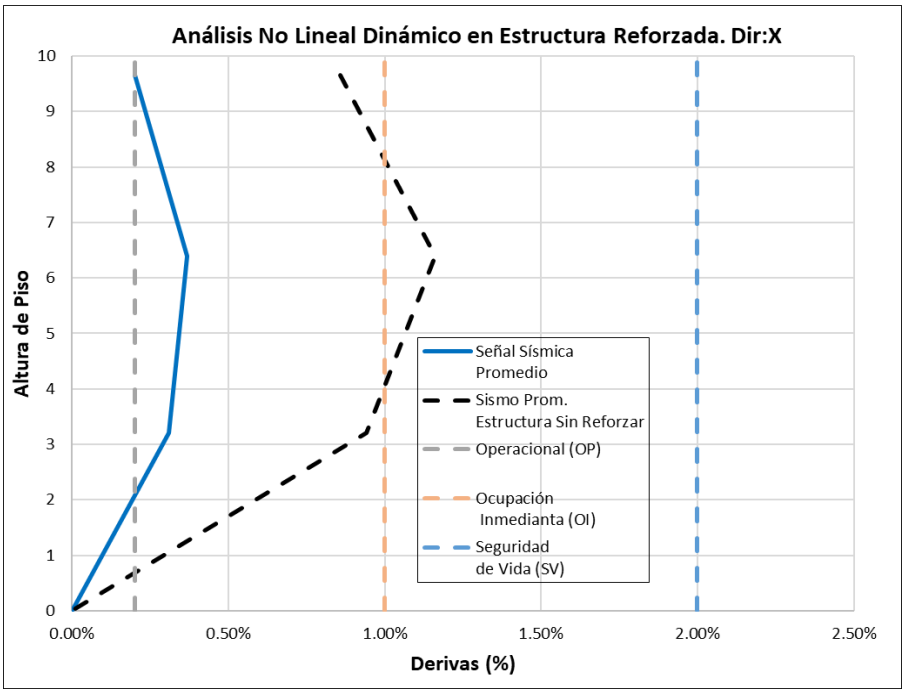
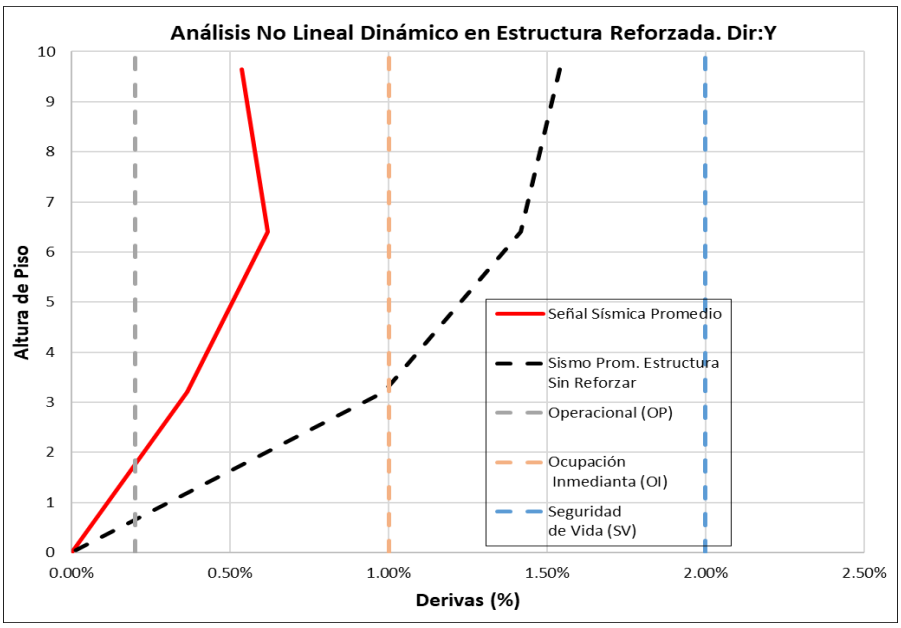



**Figura 203**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (475 Años)*



Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.2 a 0.33%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 1.5 a 0.60%. Cumpliendo con el límite del 1y 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para mampostería y elementos de hormigón armado.

### 5.9.2 Derivas de piso para los espectros de 2475 años

Obteniendo las derivas de piso máximas en cada señal sísmica, se calcula la deriva de piso promedio en las direcciones “X” y “Y”

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 204**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (2475 Años)*

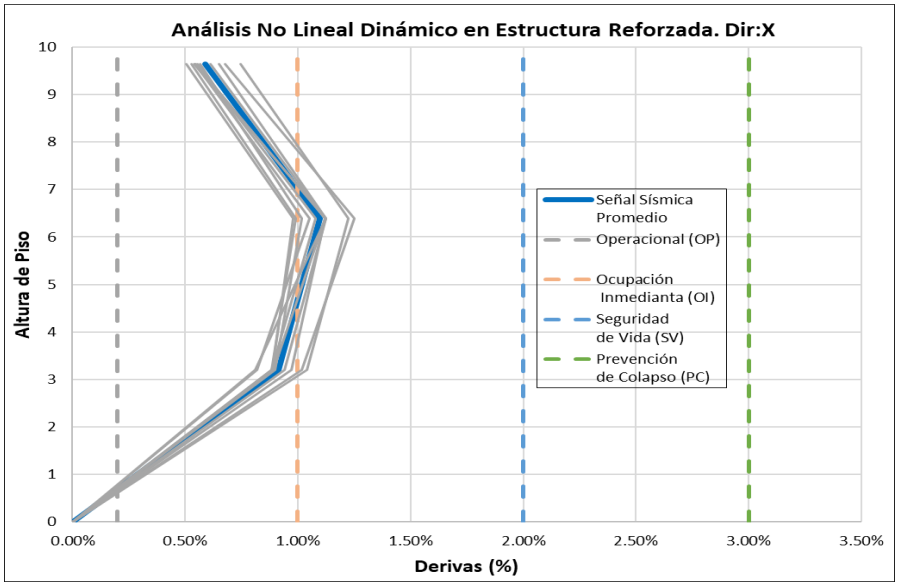
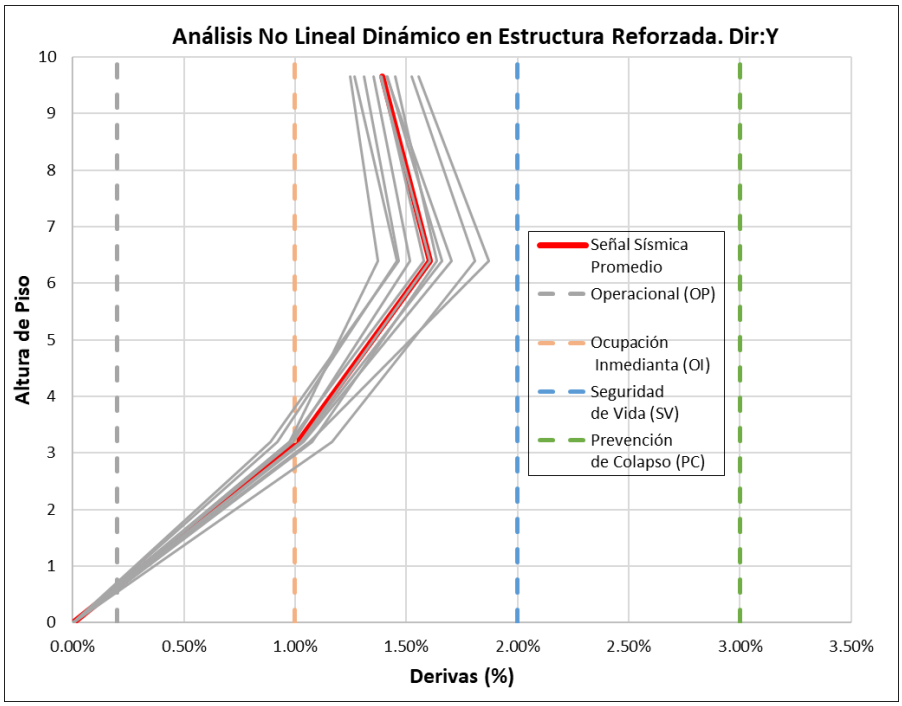


**Figura 205**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (2475 Años)*




Las derivas de piso promedio de 2475 años, para la estructura reforzada, presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 206**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_X (2475 Años)*

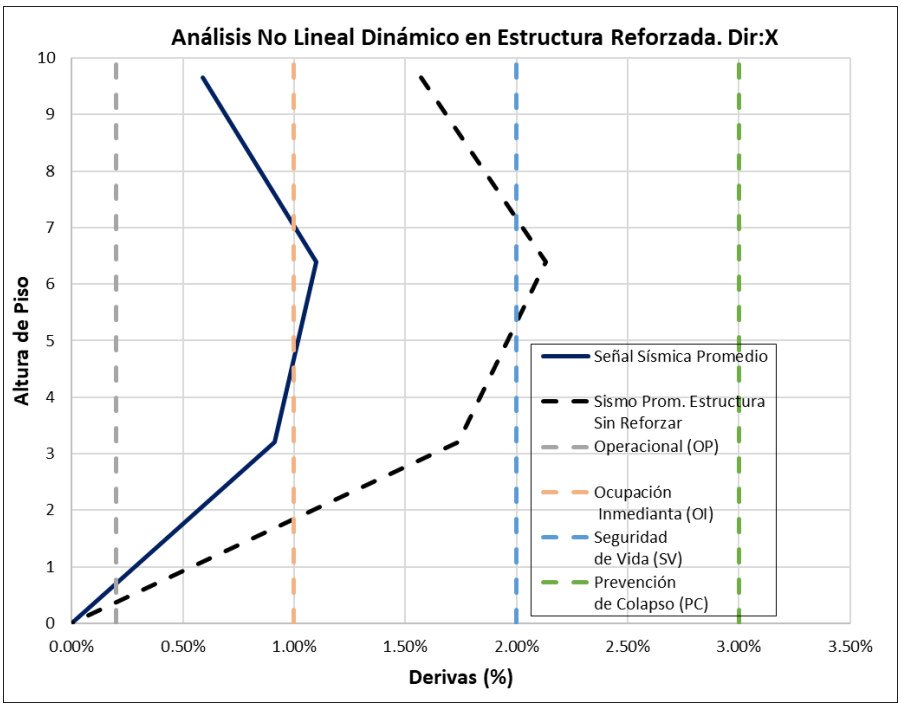
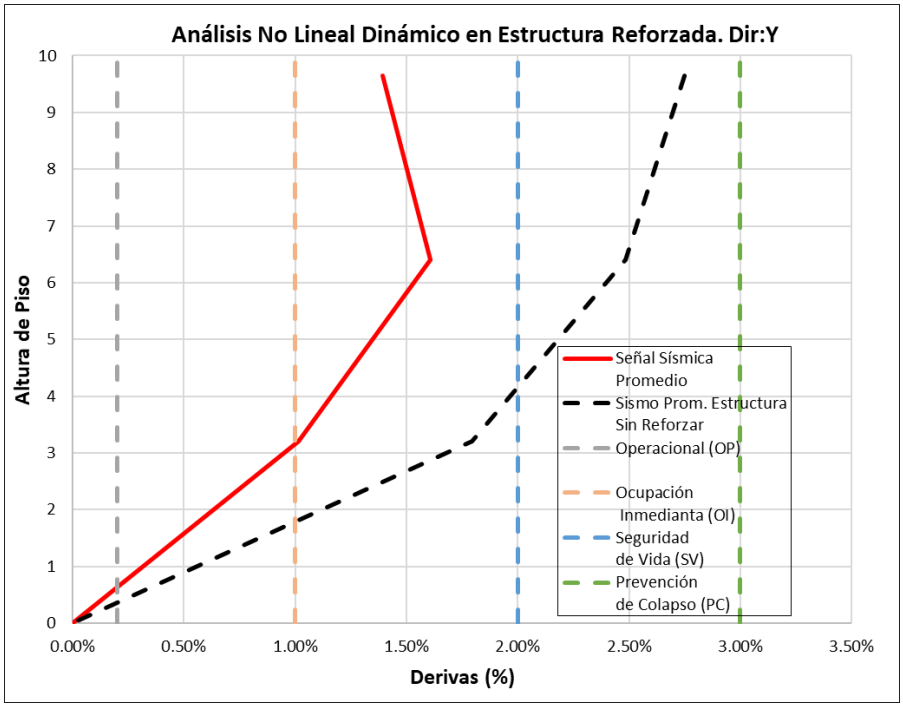


**Figura 207**

Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir_Y (2475 Años)




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.1 a 1.1%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.8 a 1.6%. Cumpliendo con el límite del 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 208**

Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (2475 Años)

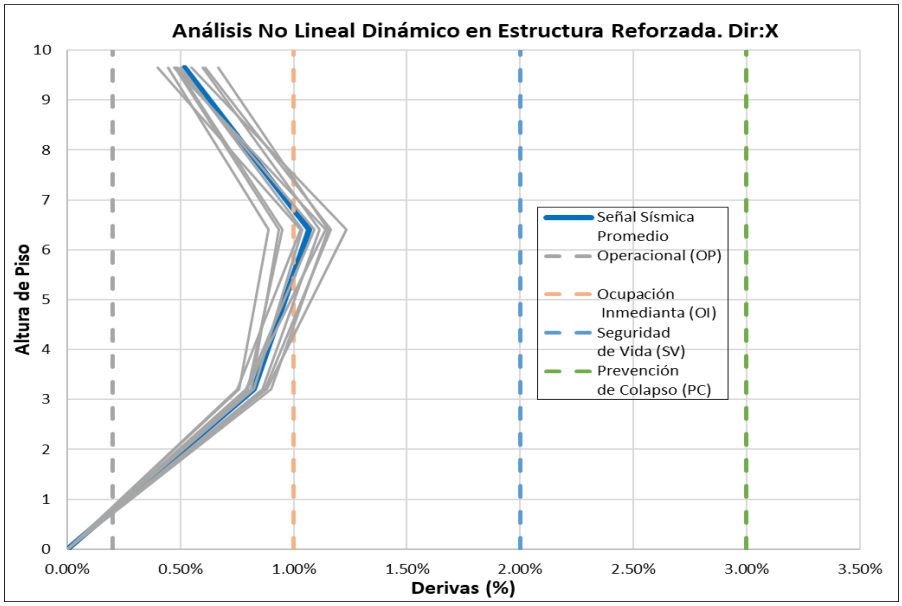
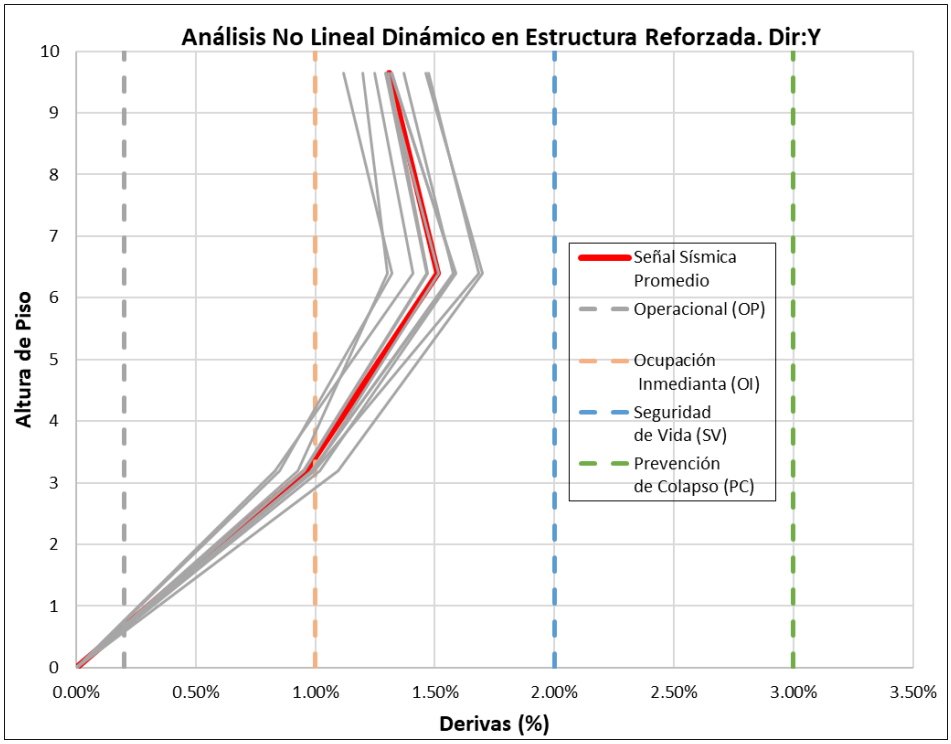


**Figura 209**

Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (2475 Años)




Las derivas de piso promedio de 2475 años, para la estructura reforzada, presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 210**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_X (2475 Años)*

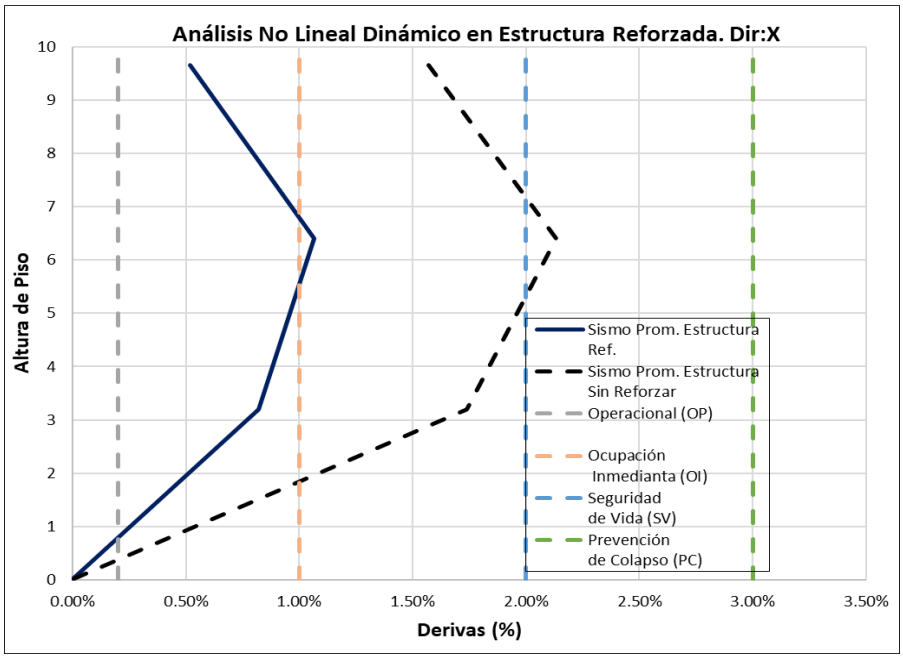
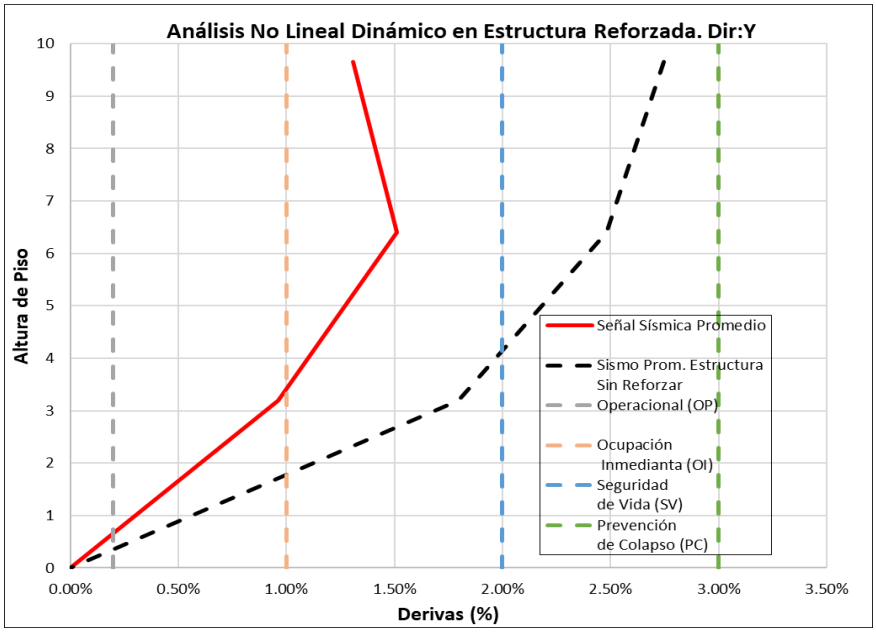


**Figura 211**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir_Y (2475 Años)*




Con respecto a la dirección "X" la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.1 a 1.3%. Con respecto a la dirección "Y" la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.8 a 1.5%. Cumpliendo con el límite del 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 212**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (2475 Años)*

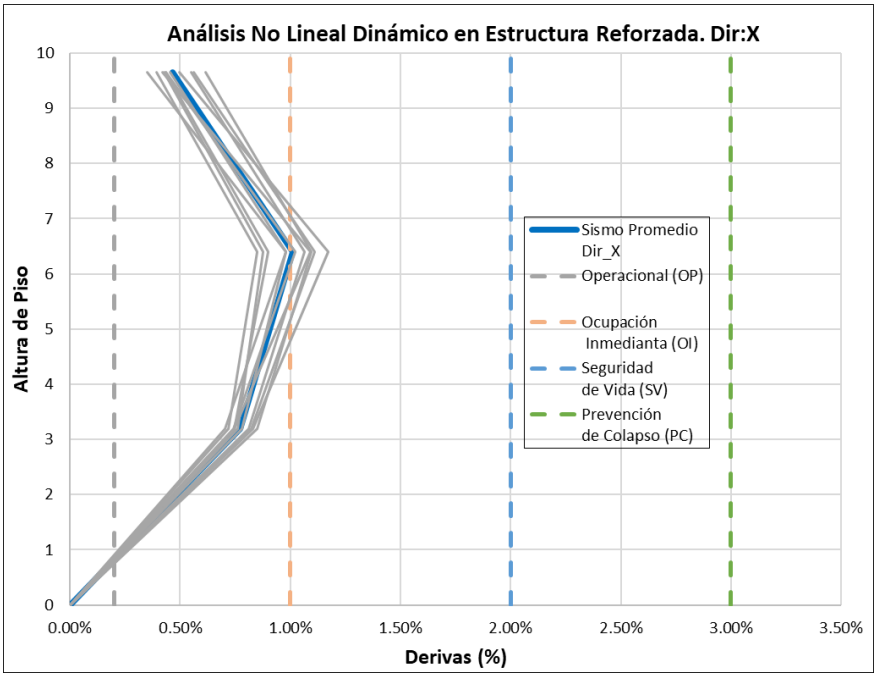
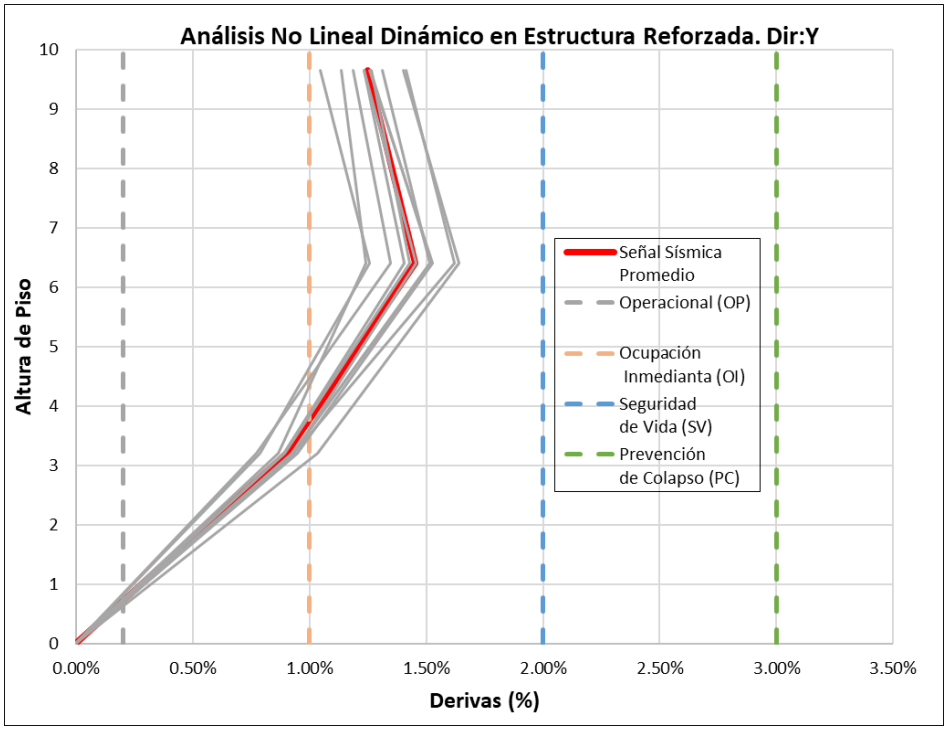


**Figura 213**

*Derivas de Piso Promedio. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (2475 Años)*




Las derivas de piso promedio de 2475 años, para la estructura reforzada, presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, coincidiendo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal.

**Figura 214**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_X (2475 Años)*

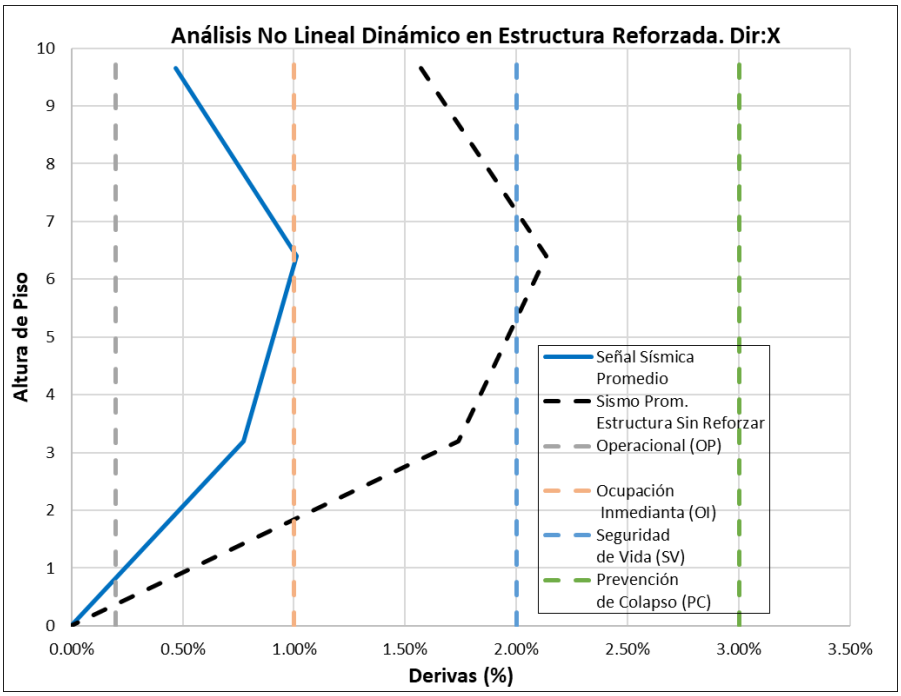
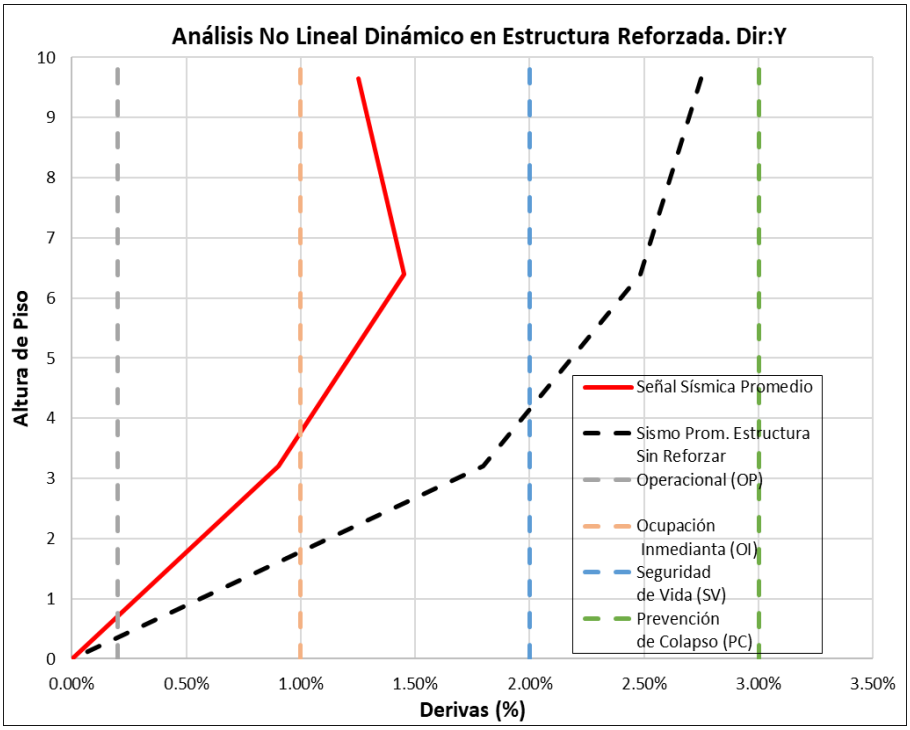


**Figura 215**

*Comparativa Derivas de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir_Y (2475 Años)*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.1 a 1.0%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las derivas de piso de 2.8 a 1.44%. Cumpliendo con el límite del 2% presentado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado.

### 5.9.3 Aceleraciones de piso para los espectros de 475 años

Obteniendo las aceleraciones de piso máximas en cada señal sísmica, se calcula la aceleración de piso promedio en las direcciones “X” y “Y”.

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 216**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

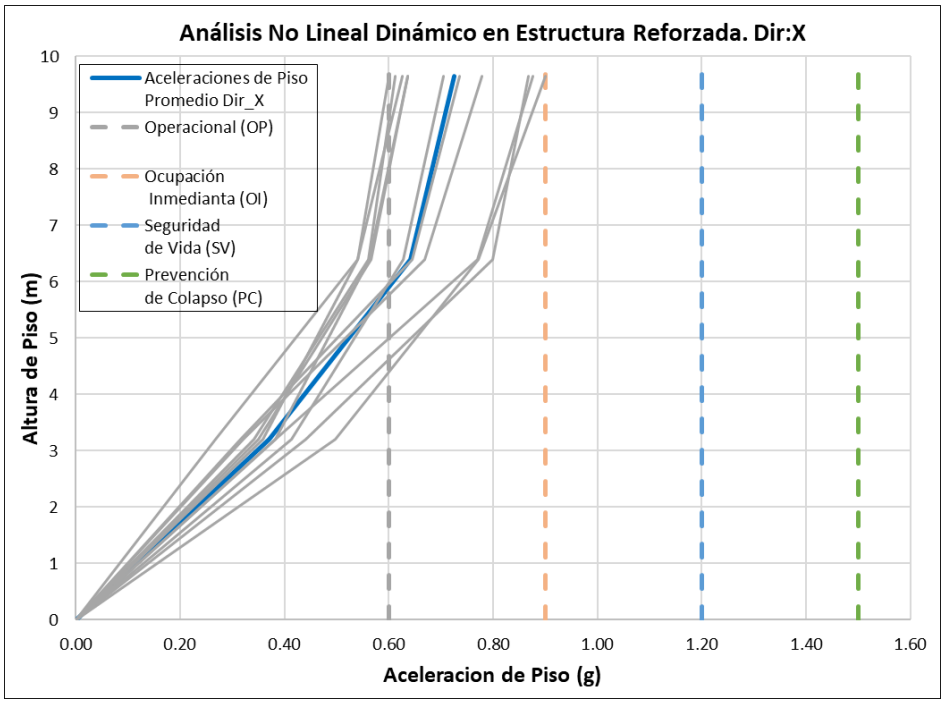
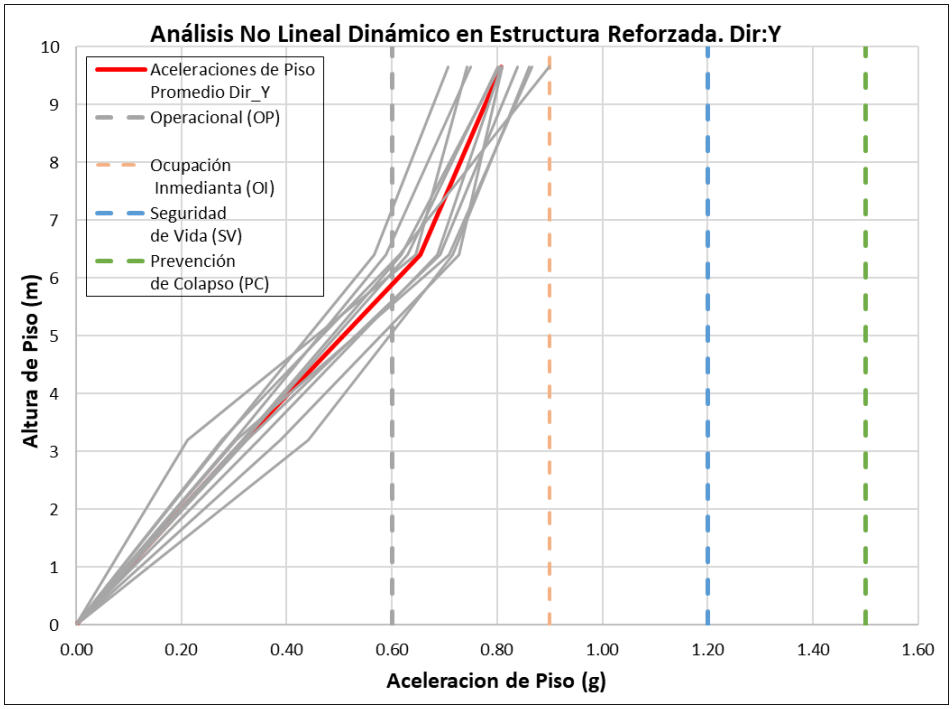



**Figura 217**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*




Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” y “Y” el nivel de desempeño sísmico es de Ocupación Inmediata.

**Figura 218**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

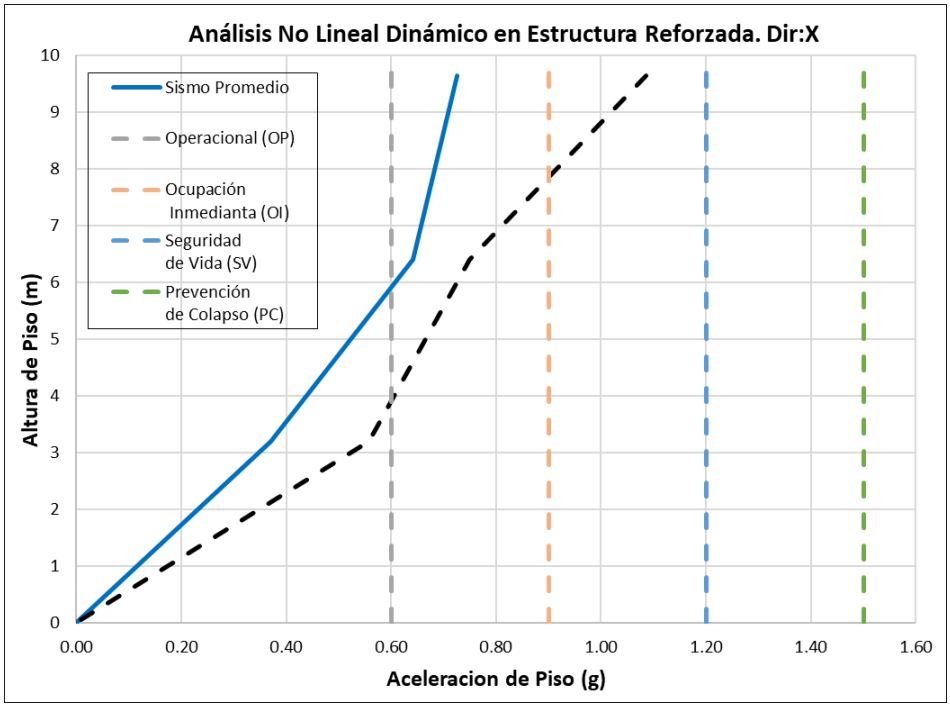
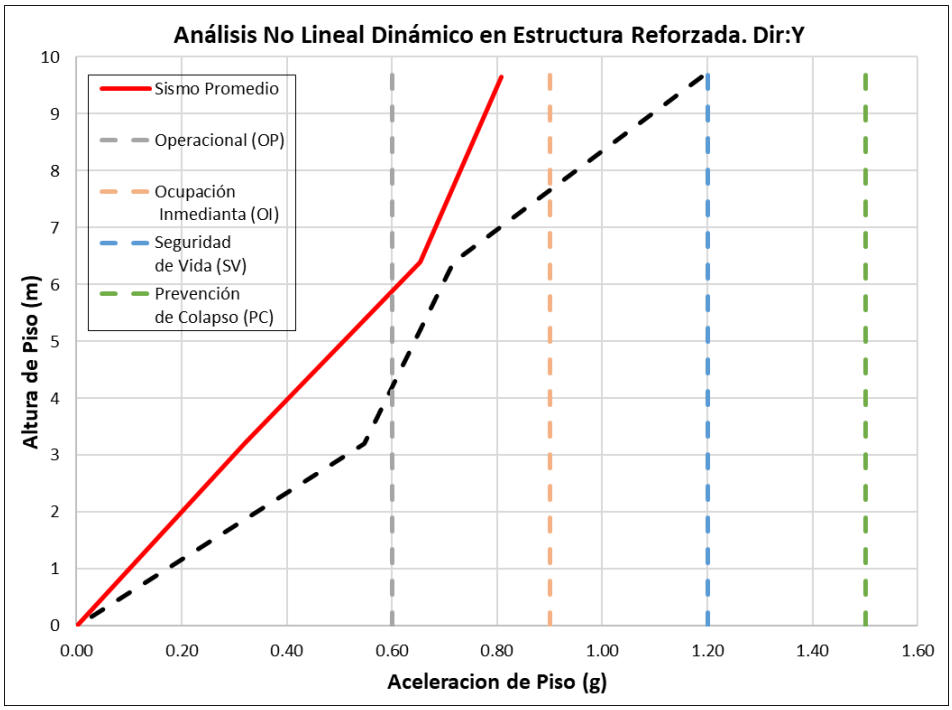



**Figura 219**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 1.09 a 0.73%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 1.19 a 0.81%.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 220**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*

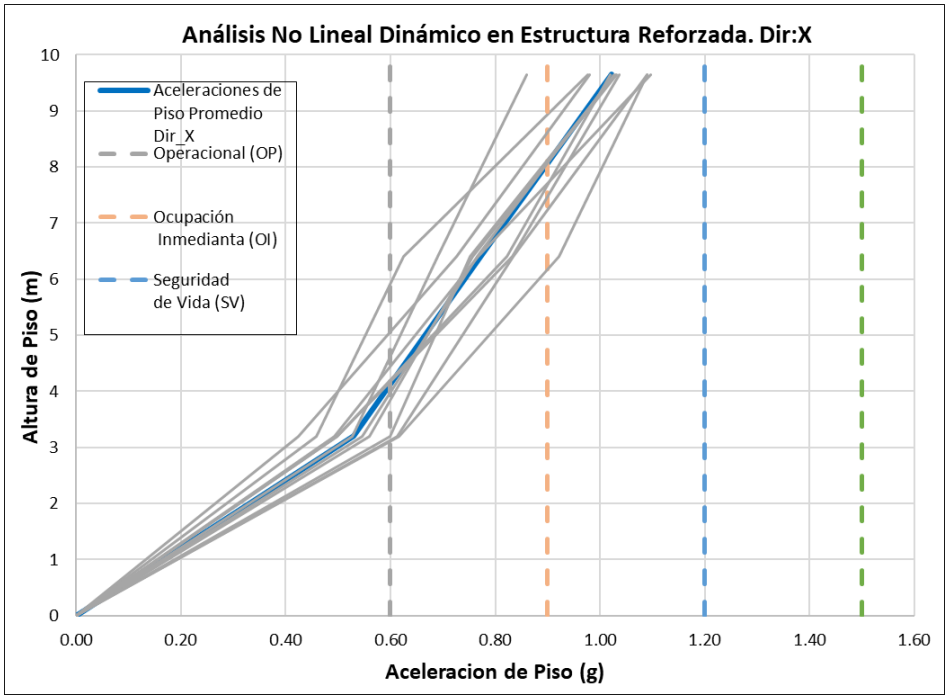
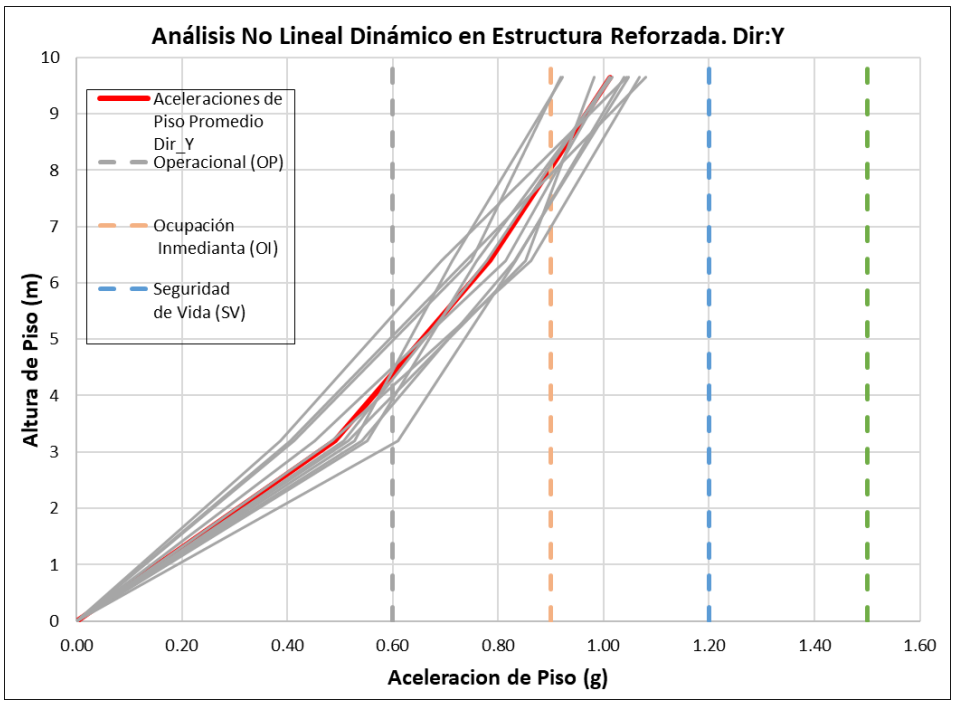



**Figura 221**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*




Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” y “Y” el nivel de desempeño sísmico es de Seguridad de Vida.

**Figura 222**

Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X

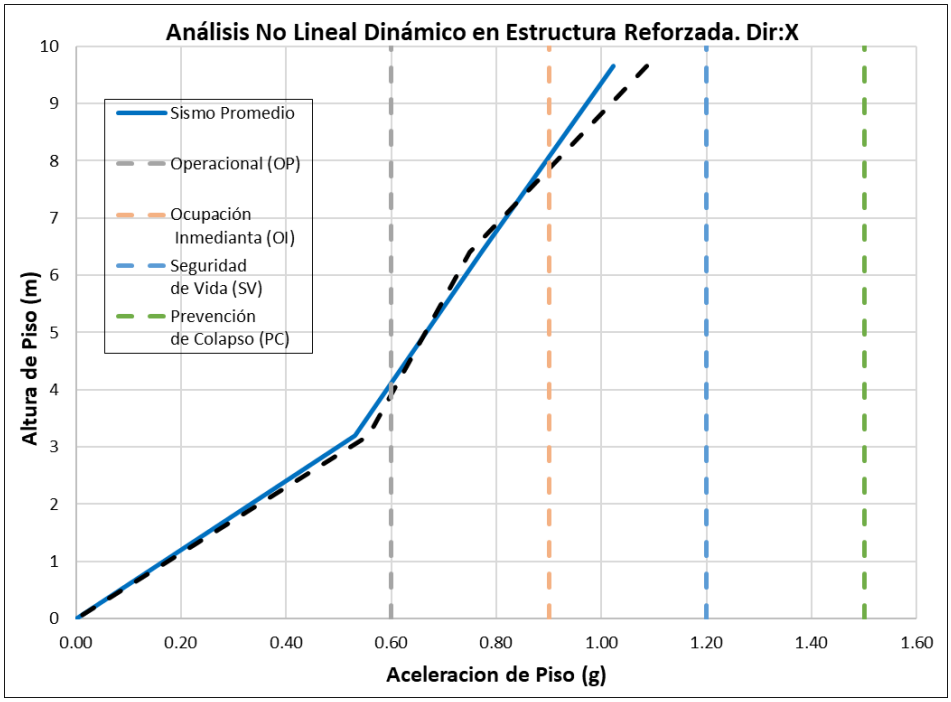
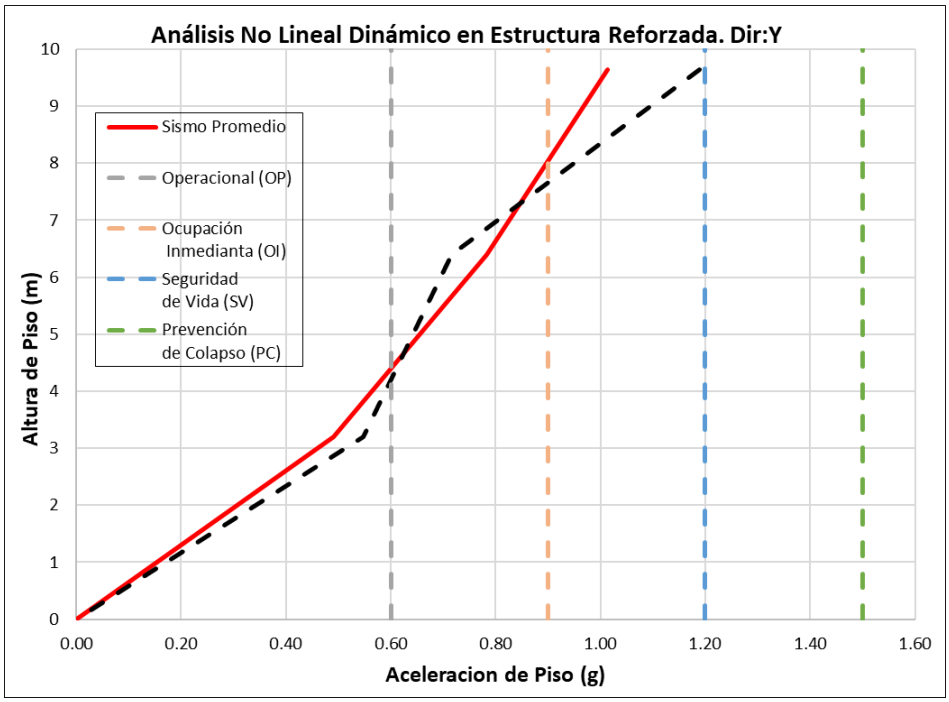



**Figura 223**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una ligera reducción en las aceleraciones de piso de 1.09 a 1.02%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 1.19 a 1.01%. El nivel de desempeño sísmico no varía con respecto a la estructura sin reforzar.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 224**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

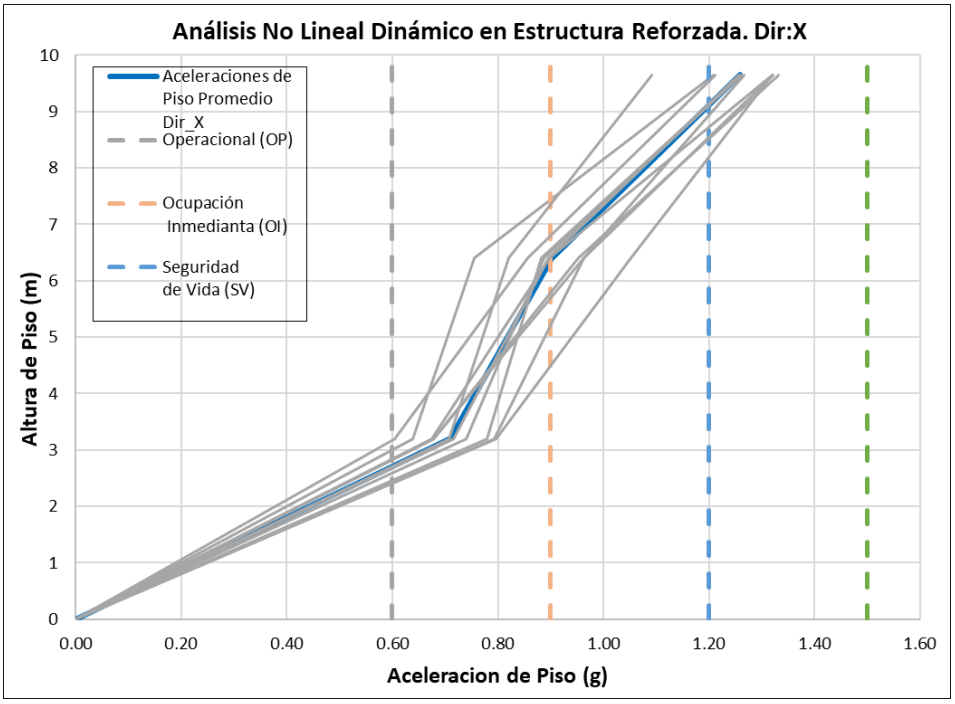
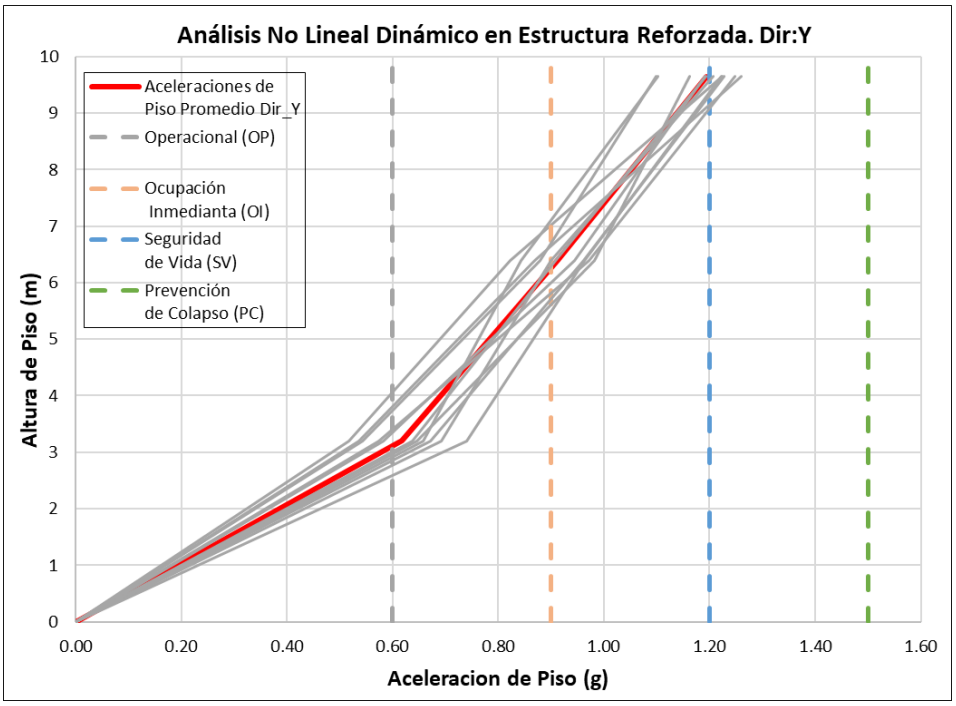



**Figura 225**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*




Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” es de prevención de colapso y en la dirección “Y” el nivel de desempeño sísmico está en el límite de seguridad de

vida.

**Figura 226**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

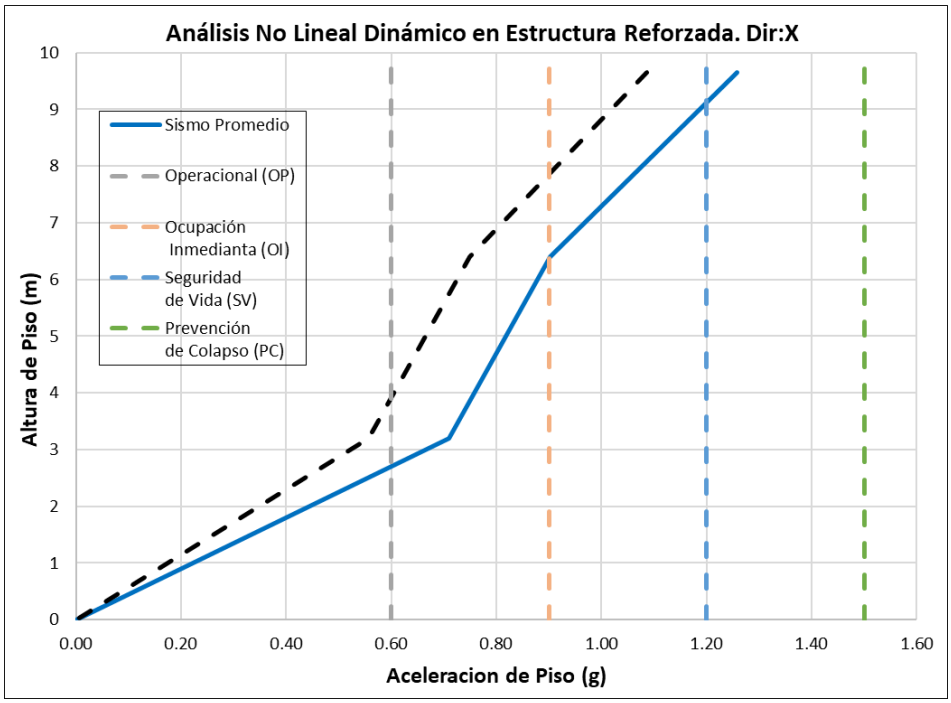
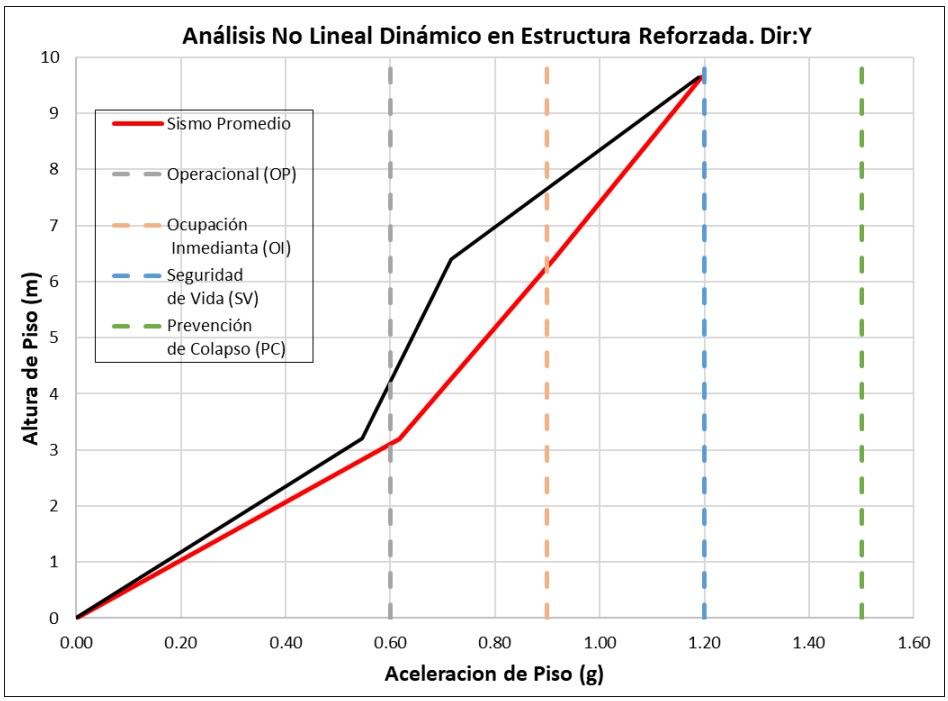



**Figura 227**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta un aumento en las aceleraciones de piso de 1.26 a 1.09%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta un aumento en las aceleraciones de piso de 1.19 a 1.18%.

### 5.9.4 Aceleraciones de piso para los espectros de 2475 años

Obteniendo las aceleraciones de piso máximas en cada señal sísmica, se calcula la aceleración de piso promedio en las direcciones “X” y “Y”.

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Figura 228**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

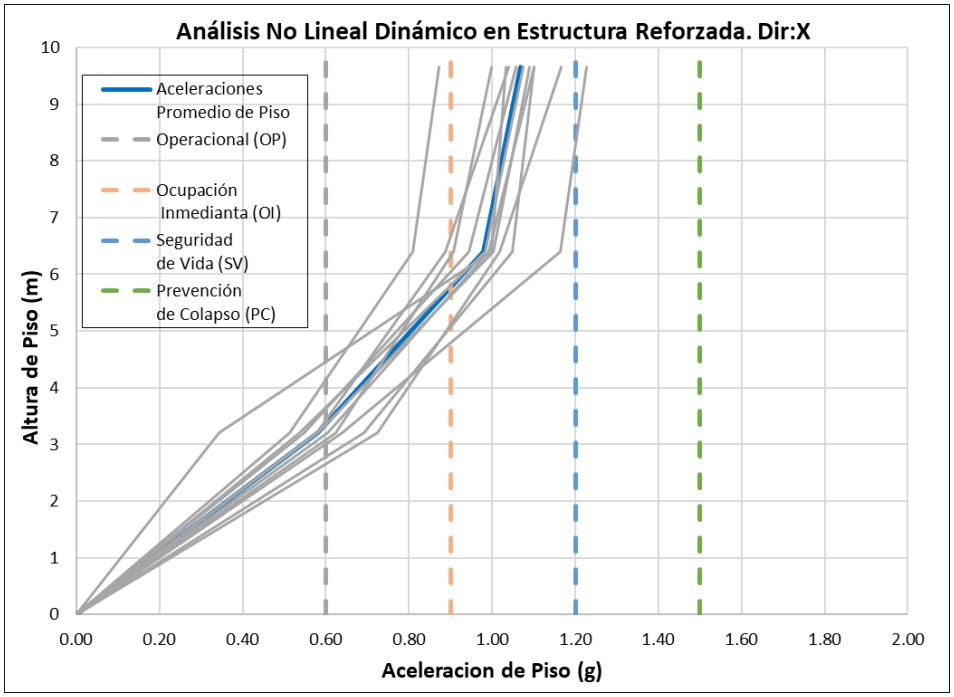
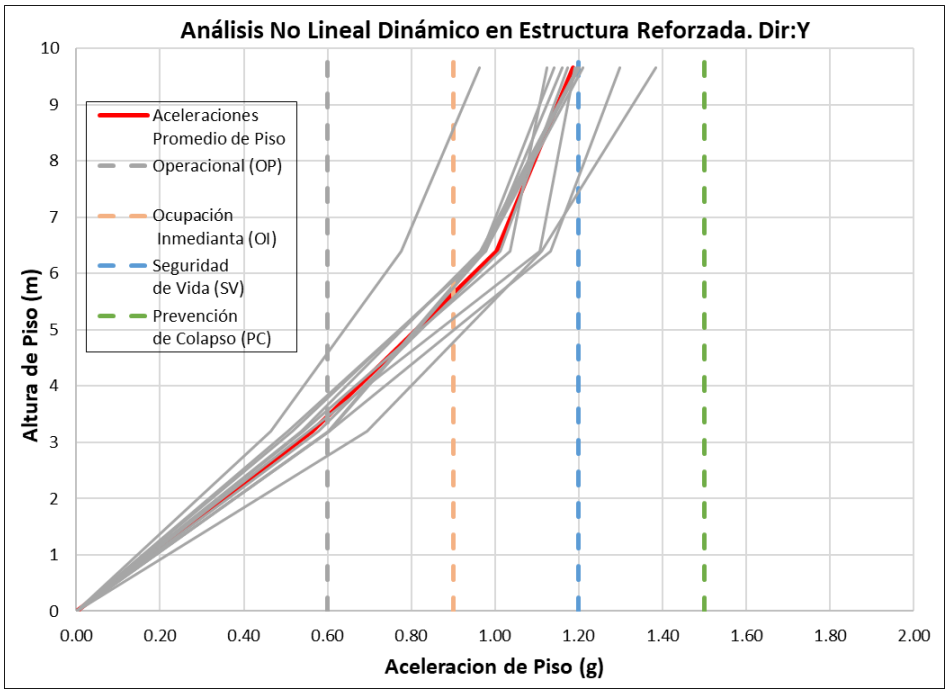



**Figura 229**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*



Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” y “Y” el nivel de desempeño sísmico es de Seguridad de Vida.

**Figura 230**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos Lineales Dir:X*

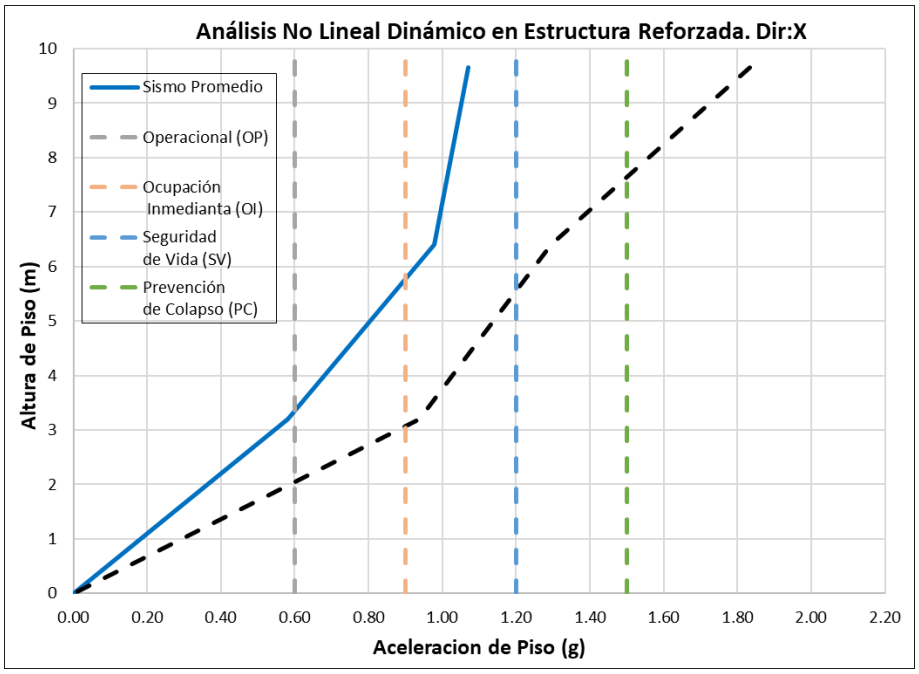
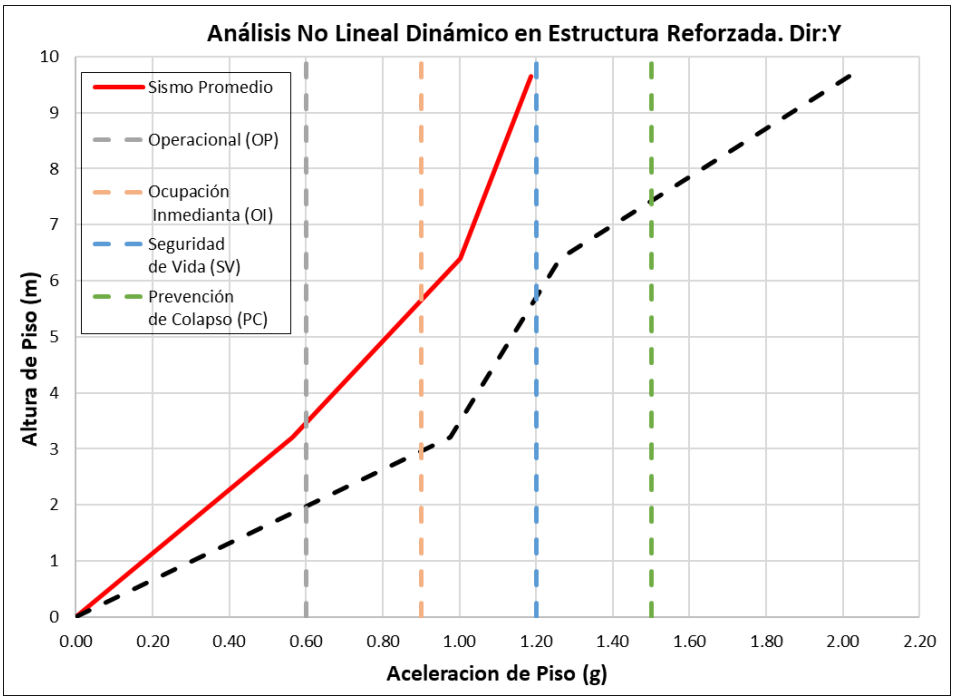



**Figura 231**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos Lineales Dir:Y*



Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 1.83 a 1.1%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 2.01 a 1.2%.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Figura 232**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X*

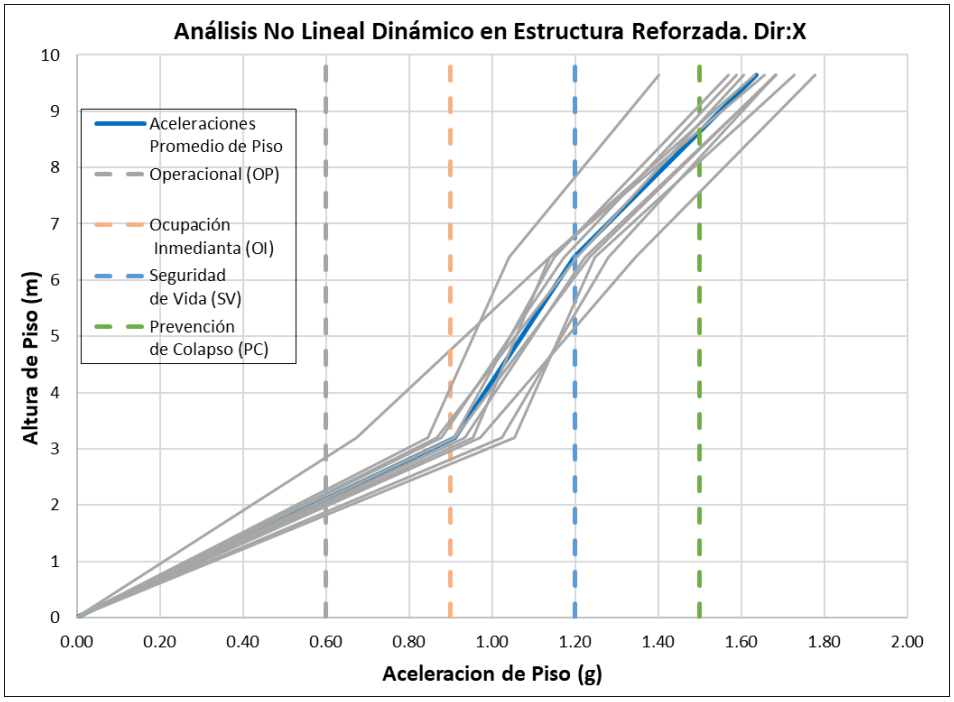
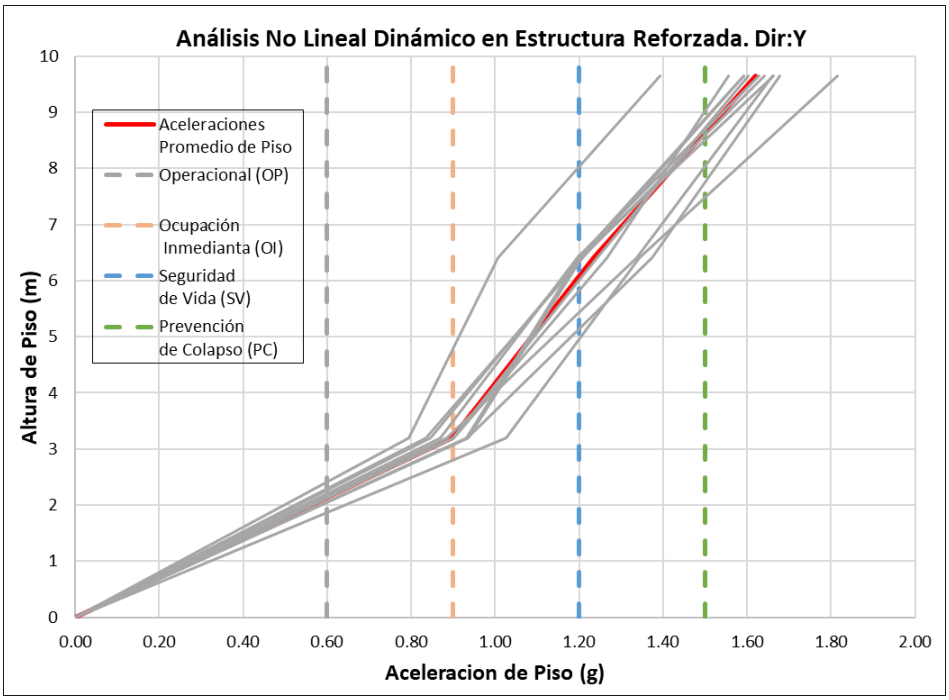



**Figura 233**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*



Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” y “Y” el nivel de desempeño sísmico es de Colapso.

**Figura 234**

Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:X

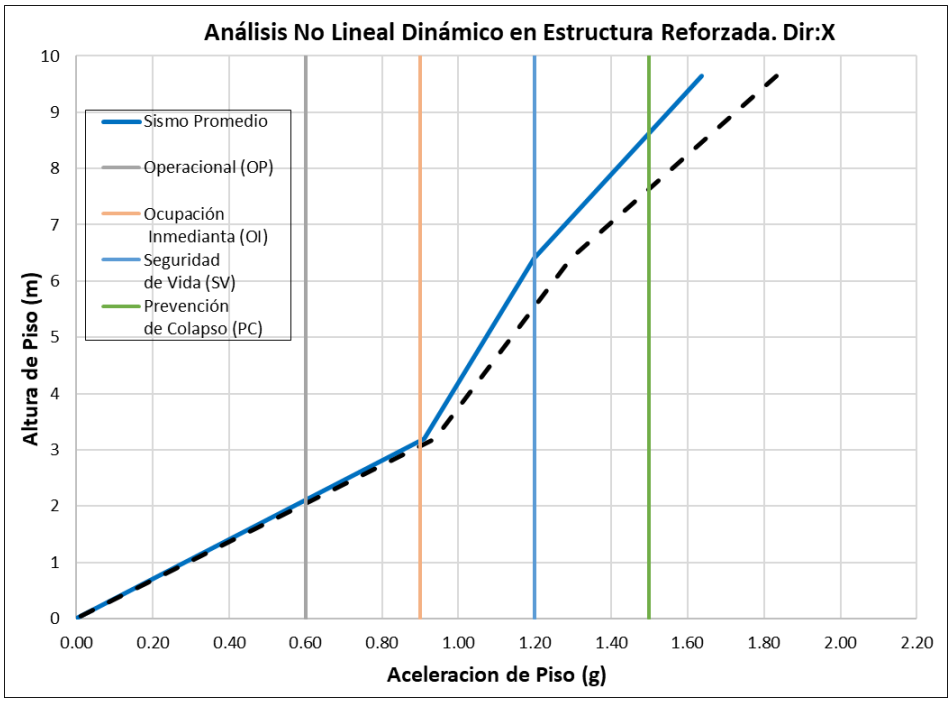
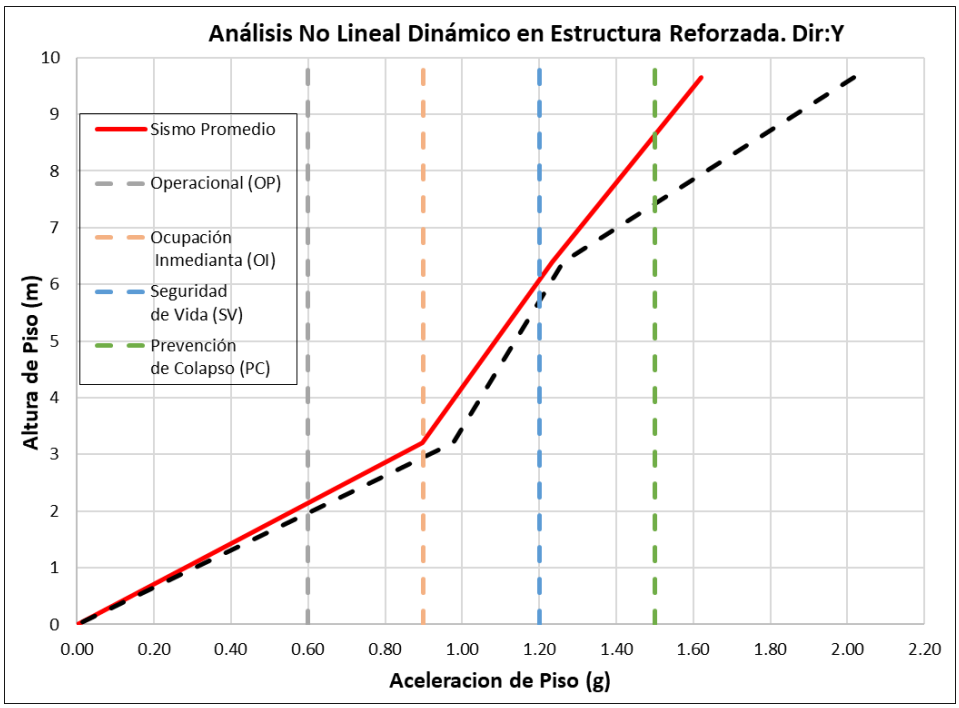



**Figura 235**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 Dir:Y*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta reducción en las

aceleraciones de piso de 1.83 a 1.64%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una reducción en las aceleraciones de piso de 2.01 a 1.62%.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Figura 236**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

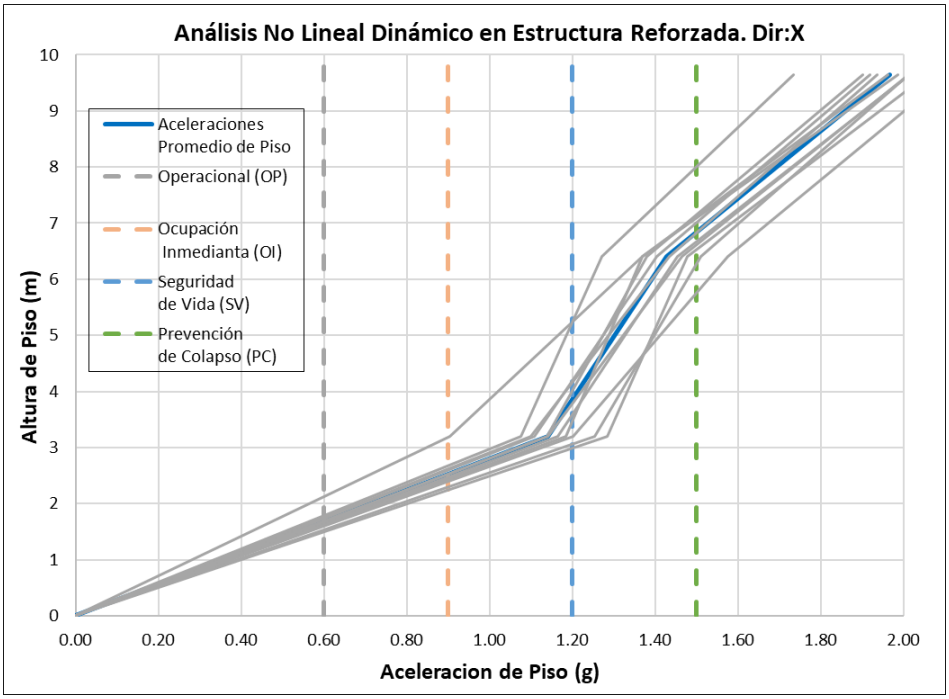
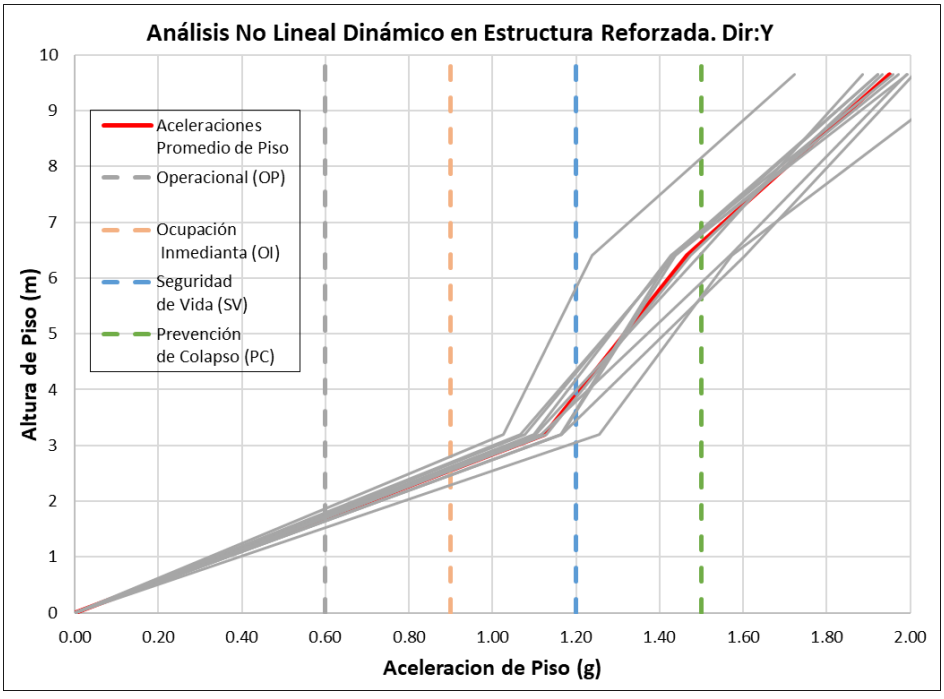



**Figura 237**

*Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*




Las aceleraciones de piso promedio muestra que, en la dirección “X” y “Y” es de Colapso.

**Figura 238**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:X*

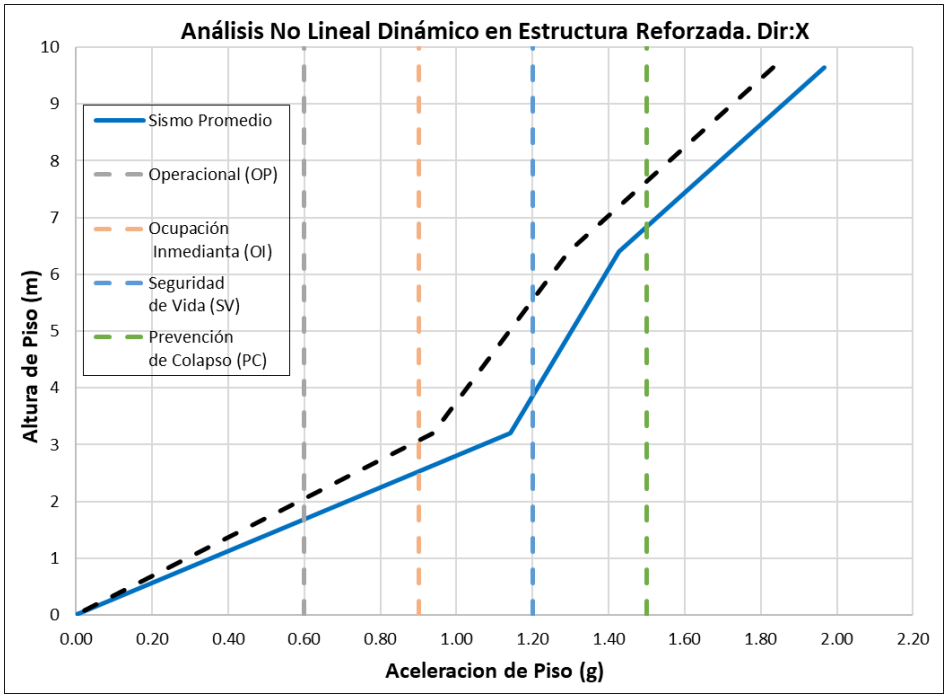
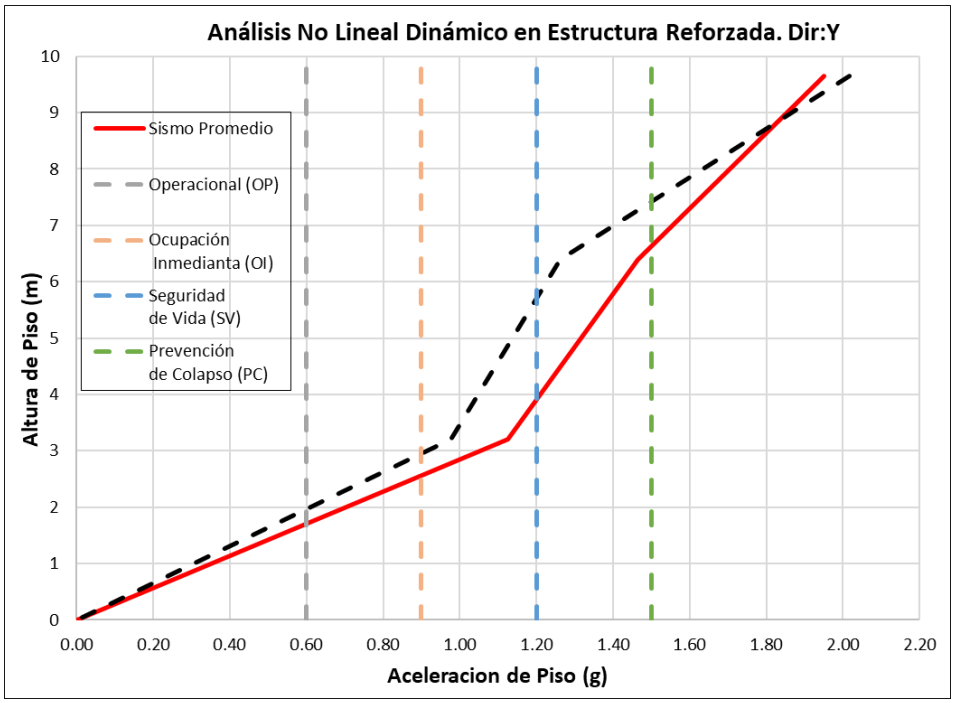



**Figura 239**

*Comparativa Aceleraciones Prom. de Piso Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 Dir:Y*




Con respecto a la dirección “X” la estructura reforzada presenta un aumento en las aceleraciones de piso de 1.83 a 1.98%. Con respecto a la dirección “Y” la estructura reforzada presenta una ligera reducción en las aceleraciones de piso de 2.02 a 1.96%. El nivel de desempeño sísmico no varía con respecto a la estructura sin reforzar.

### 5.9.5 Desplazamientos residuales

A continuación, se presenta los resultados máximos para la estructura reforzada en 475 y 2475 años.

- **Dispositivos Viscosos Lineales**

**Tabla 162**

*Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos Lineales (475 Años)*

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000216 | 0.216 | 0.001007 | 1.007 |
| Story2 | 6.4 | 0.000154 | 0.154 | 0.000564 | 0.564 |
| Story1 | 3.2 | 0.000058 | 0.058 | 0.000213 | 0.213 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 0.22mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 10.4mm debido a que es más flexible.

**Tabla 163**

Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos Lineales (2475 Años)

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000538 | 0.538 | 0.002774 | 2.774 |
| Story2 | 6.4 | 0.000397 | 0.397 | 0.001785 | 1.785 |
| Story1 | 3.2 | 0.000140 | 0.140 | 0.000699 | 0.699 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 0.54mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 18.3mm debido a que es más flexible.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.4)**

**Tabla 164**

*Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 (475 Años)*

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000306 | 0.306 | 0.001257 | 1.257 |
| Story2 | 6.4 | 0.000184 | 0.184 | 0.000414 | 0.414 |
| Story1 | 3.2 | 0.000016 | 0.016 | 0.000223 | 0.223 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 1.26mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 10.4mm debido a que es más flexible.

**Tabla 165**

*Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.4 (2475 Años)*

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000958 | 0.958 | 0.003034 | 3.034 |
| Story2 | 6.4 | 0.000617 | 0.617 | 0.002025 | 2.025 |
| Story1 | 3.2 | 0.000320 | 0.320 | 0.001299 | 1.299 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 3.03mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 18.3mm debido a que es más flexible.

- **Dispositivos Viscosos No Lineales ($\alpha$ = 0.2)**

**Tabla 166**

*Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 (475 Años)*

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000356 | 0.356 | 0.001307 | 1.307 |
| Story2 | 6.4 | 0.000214 | 0.214 | 0.000614 | 0.614 |
| Story1 | 3.2 | 0.000118 | 0.118 | 0.000283 | 0.283 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 1.31mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 10.4mm debido a que es más flexible.

**Tabla 167**

*Desplazamientos Residuales. Dispositivos Viscosos No Lineales 0.2 (2475 Años)*

| Desplazamientos Residuales - Máximos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Pisos** | **Elevación (m)** | **X-Dir (m)** | **X-Dir (mm)** | **Y-Dir (m)** | **Y-Dir (mm)** |
| Story3 | 9.65 | 0.000978 | 0.978 | 0.003234 | 3.234 |
| Story2 | 6.4 | 0.000637 | 0.637 | 0.002225 | 2.225 |
| Story1 | 3.2 | 0.000340 | 0.340 | 0.001499 | 1.499 |
| Base | 0 | 0.000000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000 |

El máximo desplazamiento se presenta en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 3.23mm, La estructura sin reforzamiento presenta un desplazamiento residual de 18.3mm debido a que es más flexible.

## 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

- **Señales Sísmicas**

Los espectros de diseño de 475 y 2475 años se obtuvieron mediante corrección de línea base y pasabanda, comprobando que la velocidad, desplazamiento y aceleración de las señales sísmicas son correctas. Las señales sísmicas 8 y 9 requirieron un cambio de estación, ya que presentan cambios muy altos con respecto al espectro de desplazamiento durante su convergencia.

- **Espectros de Diseño**

En el rango de 0 a 1s los efectos de sitio considerados en el proyecto amplifican las aceleraciones. La estructura sin reforzar presenta un periodo de 0.77s y la estructura reforzada con disipadores viscosos lineales presenta un periodo de 0.67s, con disipadores viscosos no lineales de 0.4 presenta un periodo de 0.46s y con disipadores no lineales de 0.2 presenta un periodo de 0.38s por lo que los efectos de sitio afectan en todos los casos de estudio.

Con respecto a los espectros de diseño NEC (2015). Los espectros de diseño presentan mayores aceleraciones en el rango de 0 a 0.5s. Por lo que, si se usara el espectro NEC (2015) se subestimara los efectos sobre la estructura. Por el contrario, en el rango de 0.5 a 4s las aceleraciones son menores, por lo que si se usara el espectro NEC (2015) se sobrestimara los efectos sobre la estructura.

- **Análisis Lineal Estático y Dinámico**

  - **Modos de Vibración**

La estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.668s debido a las columnas reforzadas con placas de acero. La estructura presenta rotación en el 2do modo de vibrar como dominante, con un valor de 77.7%.

La estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.455s debido a las columnas reforzadas y la no linealidad de los dispositivos viscosos. Con respecto a los dispositivos lineales, la estructura reduce el eje dominante de rotación de 77.7% a 21.3%.

La estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción con respecto al periodo de la estructura actual, pasando de 0.768 a 0.376s debido a las columnas reforzadas y la no linealidad de los dispositivos viscosos. Con respecto a los dispositivos lineales, la estructura reduce el eje dominante de rotación de 77.7% a 18.1%.

  - **Derivas Estáticas (475 Años)**

Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 1.5 a 1.1% y en la dirección “Y” de 2.2 a 1.8%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 1.4 a 0.9% y en la dirección “Y” de 1.9 a 1.5%.

Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 1.5 a 0.6% y en la dirección “Y” de 2.2 a 1.0%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 1.4 a 0.5% y en la dirección “Y” de 1.9 a 1.0%.

Para el espectro de diseño de 475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 1.5 a 0.3% y en la dirección “Y” de 2.2 a 0.6%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 1.4 a 0.3% y en la dirección “Y” de 1.9 a 0.9%.

Las derivas en la dirección “X” y “Y” de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) para elementos de hormigón armado.

- **Derivas Estáticas (2475 Años)**

Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos lineales presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 1.9% y en la dirección “Y” de 3.5 a 2.9%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 1.5% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.8%.

Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 0.8% y en la dirección “Y” de 3.5 a 1.3%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 1.1% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.4%.

Para el espectro de diseño de 2475 años, la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) presenta una reducción en la deriva estática lineal en la dirección “X” de 2.4 a 0.6% y en la dirección “Y” de 3.5 a 1.1%. Con respecto al análisis dinámico lineal presenta una reducción en la dirección “X” de 2.4 a 0.6% y en la dirección “Y” de 3.1 a 1.1%.

Con respecto al análisis dinámico lineal, las derivas en la dirección “X” y “Y” de la estructura reforzada no superan el límite de 2% definido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC (2015) elementos de hormigón armado.

- **Análisis No Lineal Estático**

- **Curva de Capacidad (475 Años)**

La curva de capacidad de la estructura reforzada con dispositivos lineales logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata cercano a su límite, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación.

La curva de capacidad de la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.4) logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación.

La curva de capacidad de la estructura reforzada con dispositivos no lineales ($\alpha$ = 0.2) logra el nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, para la dirección “X” y “Y”, cumpliendo con el objetivo propuesto para la edificación.

- **Curva de Capacidad (2475 Años)**

Las curvas de capacidad que observan a la estructura reforzada con dispositivos lineales obtienen un desempeño sísmico de Seguridad de Vida en las direcciones “X-” y “Y-”, cumpliendo así el objetivo propuesto para el edificio.

Del mismo modo, las curvas de capacidad correspondientes a la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0,4) muestran un desempeño sísmico de Seguridad de Vida en ambas direcciones, por lo que se logra el objetivo establecido.

De la misma forma, la capacidad de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0,2) muestra también un desempeño sísmico de Seguridad de Vida en las direcciones "X" y "Y", cumpliendo de nuevo los resultados que se habían previsto en el proyecto.

- **Derivas de Piso (475 Años)**

Las derivas de piso de la estructura que se ha reforzado con dispositivos lineales en las direcciones "X" y "Y" para un espectro de diseño de 475 años llegan a un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, el cual es coincidente con la obtención del punto de desempeño.

Igual sucede con las derivas de piso de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.4), que, para una evaluación direccional en ambas direcciones, por el mismo espectro, dan un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, que también es coincidente con el resultado del punto de desempeño.

De igual manera, las derivas de piso para la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) muestran un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata en las direcciones "X" y "Y", en coincidencia con los resultados del punto de desempeño.

- **Derivas de Piso (2475 Años)**

Las derivas de piso de la estructura reforzada con dispositivos lineales, en la dirección “X” y “Y” tenía un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, como se ha demostrado en los resultados que se han expuesto en el punto de desempeño.

De la misma forma, las derivas de piso para la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.4) lograron, en ambas direcciones, un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, el cual se correlaciona con los resultados del punto de desempeño.

Finalmente, las derivas de piso de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) presentan, en la dirección “X” y en la dirección “Y”, un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, lo cual sigue en concordancia con los resultados que se han expuesto en el punto de desempeño.

- **Análisis No Lineal Dinámico**

- **Derivas de Piso (475 Años)**

Las derivas de piso promedio de la estructura reforzada con dispositivos lineales llegan en ambas direcciones (“X” y “Y”) a un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata, un resultado que está alineado con aquellas obtenidas en el análisis dinámico lineal y estático

no lineal. En dirección “X”, la estructura presenta una disminución de las derivas, que pasa del 1.2 % al 0.5 % mientras que en dirección “Y” la eliminación de la deriva se desarrolla del 1.5 % al 0.7 %.

Éstas, al igual que las derivas de piso promedio de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.4), alcanzan en ambas direcciones los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, el cual es consistente con la relación existente con los resultados obtenidos en el análisis dinámico lineal y estático no lineal. En la dirección “X”, el descenso de las derivas se desarrolla del 1.2 % al 0.4 % y en dirección “Y”, del 1.5 % al 0.65 %.

Del mismo modo, las derivas de piso promedio que corresponden a la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) también alcanzan nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata en ambas direcciones, cumpliendo con la coincidencia de los resultados del análisis dinámico lineal y estático no lineal. En la dirección “X”, el decrecimiento de las derivas pasa del 1.2 % al 0.33 % y en la dirección “Y”, del 1.5 % al 0.60 %.

- **Derivas de Piso (2475 Años)**

Las derivas de piso promedio de la estructura reforzada con dispositivos lineales para ambas direcciones (“X” y “Y”) presentan un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, en el mismo sentido que se observaba en los resultados del análisis dinámico lineal y estático no lineal. La dirección “X” alcanza una deriva que pasa del 2.1 % al 1.1 %, y la dirección “Y” una deriva que pasa del 2.8 % al 1.6 %.

De forma similar a como sucedía en la estructura reforzada con dispositivos lineales, las derivas de piso promedio de la de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.4) presentan en ambas direcciones un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, coincidiendo también con los resultados de los análisis indicados. El nivel de derivas en la dirección “X” se ve reducido del 2.1 % al 1.3 %, y en la dirección “Y” del 2.8 % al 1.5 %.

Por último, las derivas de piso promedio de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) presentan en ambas direcciones (“X” y “Y”) un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida, que igualmente coincide con los resultados del análisis dinámico lineal y estático no lineal. La dirección “X” presenta una deriva que pasa del 2.1 % al 1.0 %, y la dirección “Y”, del 2.8 % al 1.44 %.

- **Aceleraciones de Piso (475 Años)**

Las aceleraciones de piso promedio evidencian que la estructura reforzada con dispositivos lineales, en las direcciones “X” y “Y”, llega a un nivel de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata. Para la dirección “X” pasa de tener aceleración de piso media de 1.09 % a 0.73 % y, para la dirección “Y” pasa de 1.19 % a 0.81 %.

Por su parte, las aceleraciones de piso promedio para la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.4) muestran un nivel de desempeño sísmico de Seguridad de Vida para las dos direcciones (“X” y “Y”). Para la dirección “X”, las aceleraciones de piso experimentan una ligera disminución de 1.09 % a 1.02 % y, para la dirección “Y”, de 1.19 % a 1.01 %.

Por último, las aceleraciones de piso promedio de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) demuestran un nivel de desempeño sísmico de Prevención de Colapso en la dirección “X” y en la dirección “Y” el desempeño se encuentra en el límite de Seguridad de Vida. En la dirección “X”, las aceleraciones de piso como media muestran un incremento de 1.09 % a 1.26 % y, para la dirección “Y”, de 1.19 % a 1.18 %.

- **Aceleraciones de Piso (2475 Años)**

Las aceleraciones en los pisos promedio muestran que la estructura reforzada con dispositivos lineales, en dirección “X” y “Y”, presenta un desempeño sísmico de Ocupación Inmediata; en la dirección “X” se produce una disminución de 1.83 % a 1.10 %, mientras que en la dirección “Y” esta disminución es de 2.01 % a 1.20 %.

Las aceleraciones en pisos promedio para la estructura reforzada, en la cual se han utilizado dispositivos no lineales (α = 0.4), muestran un nivel de desempeño sísmico de Colapso en ambas direcciones. Para la dirección “X” la reducción es de 1.83 % a 1.64 %, y para la dirección “Y” es de 2.01 % a 1.62 %.

Finalmente, las aceleraciones en pisos promedio de la estructura reforzada con dispositivos no lineales (α = 0.2) también dan como resultado un nivel de desempeño sísmico de Colapso en la dirección “X” y “Y”; en la dirección “X” notamos, por el contrario, un aumento en las aceleraciones en pisos de 1.83 % a 1.98 %, mientras que para la dirección “Y” se muestra una ligera disminución 2.02 % a 1.96 %.

- **Desplazamientos Residuales**

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos lineales se presenta en el espectro de 475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 0.22mm.

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos lineales se presenta en el espectro de 2475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 0.54mm.

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$ = 0.4) se presenta en el espectro de 475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 1.26mm.

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$ = 0.4) se presenta en el espectro de 2475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 3.03mm.

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$ = 0.2) se presenta en el espectro de 475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 1.31mm.

El máximo desplazamiento en la estructura con dispositivos viscosos no lineales ($\alpha$ = 0.2) se presenta en el espectro de 2475 años en el sismo 6, en la segunda planta alta, con un valor de 3.23mm.

La estructura sin reforzamiento en el espectro de 475 años presenta un desplazamiento residual de 10.4mm debido a que es más flexibles La estructura sin reforzamiento en el espectro de 2475 años presenta un desplazamiento residual de 18.3mm debido a que es más flexible.

- **Efectos Producidos en la Estructura Sin Reforzar**

La estructura sin refuerzo se encuentra en un nivel de desempeño sísmico de Prevención de Colapso para el espectro de 475 años en los ejes “X” y “Y”. Según la SEAOC (1995), esta condición implica severos daños en numerosos elementos estructurales, fallos de componentes secundarios y también de elementos no estructurales e incluso del contenido del edificio. Muchas veces, las afectaciones son tan severas que la edificación debe ser demolida total o parcialmente.

Por el contrario, la estructura sin refuerzo, para el espectro de 2475 años presenta un nivel de desempeño de Colapso en ambos ejes. En la SEAOC (1995) este comportamiento se caracteriza por la pérdida total o parcial de la capacidad portante, que de ello resulta un colapso parcial o total. En estas condiciones, la estructura ya no puede ser reparada o recuperada.

- **Ventajas en el Uso de Dispositivos Viscosos Lineales**

La inclusión de los dispositivos viscosos lineales permite alcanzar un periodo de vibración superior a 0.5 segundos, lo que permite obtener las ventajas del espectro de diseño considerado en contraposición al de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), puesto que en ese rango las aceleraciones son notablemente menores.

El uso de este tipo de dispositivos viscosos lineales también provoca derivas de piso tanto en condiciones estáticas como dinámicas —del análisis lineales y no lineales— que se encuentran por debajo del límite del 2% proporcionado por la normativa NEC (2015) para edificación de hormigón armado, garantizando un comportamiento adecuado a la deformación lateral.

Asimismo, las derivas modeladas mediante la implementación de los dispositivos viscosos lineales se asocian a niveles de desempeño sísmico de Ocupación Inmediata bajo el espectro de 475 años y de Seguridad de Vida bajo el espectro de 2475 años, evidenciando un comportamiento estructural controlado.

En el mismo sentido, la curva de capacidad correspondiente a la respuesta de la estructura implementando estos dispositivos viscosos lineales muestra que se llega al nivel de Ocupación Inmediata, situándose cerca del límite en ambas direcciones (“X” y “Y”), lo que se asocia al cumplimiento del objetivo de diseño establecido para la edificación.

Finalmente, la aplicación de los dispositivos viscosos lineales, independientemente del análisis empleando la herramienta computacional establecen aceleraciones de piso muy por debajo a los límites definidos para los niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida tanto para las condiciones espectrales de 475 años como de 2475 años, garantizando un desempeño satisfactorio frente a la ocurrencia de un evento sísmico destacado.

- **Ventajas en el Uso de Dispositivos Viscosos Lineales**

La colocación de dispositivos viscosos no lineales permite suprimir la torsión en el segundo modo de vibración, lo que ayuda a disminuir los efectos torsionales en las columnas y, por tanto, a aumentar la estabilidad general de la edificación.

Por su parte, el empleo de dispositivos viscosos lineales hace que las traslaciones de piso, tanto estáticas como dinámicas—logradas a partir de los análisis lineales y no lineales—no rebasen el límite del 2 % impuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) para los elementos estructurales de hormigón armado, garantizando un comportamiento adecuado ante los desplazamientos laterales.

Asimismo, los resultados muestran que las traslaciones de piso determinadas mediante dispositivos viscosos lineales corresponden a desempeños sísmicos de Ocupación Inmediata para el espectro de 475 años y de Seguridad de Vida para el espectro de 2475 años, mostrando una respuesta estructural eficiente y controlada ante distintos niveles de solicitación sísmica.

Finalmente, la curva de capacidad de la estructura que ha sido reforzada con este tipo de dispositivos muestra que se alcanza el nivel de Ocupación Inmediata ya que se encuentra muy próxima al límite en ambas direcciones ("X" y "Y") y confirma que se cumple el objetivo de diseño que se ha planteado para la edificación.

# 7. CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó el comportamiento sísmico de una edificación de hormigón armado de uso educativo, analizando su respuesta tanto en el estado original como con una propuesta de reforzamiento. Para ello se emplearon análisis dinámicos no lineales y espectros de diseño correspondientes a períodos de retorno de 475 y 2475 años, lo que permitió comprender el desempeño de la estructura frente a diferentes niveles de demanda sísmica.

El análisis de la estructura sin reforzar permitió identificar su comportamiento real ante la acción sísmica, sirviendo como punto de partida para la evaluación del desempeño estructural. Las derivas de piso, aceleraciones y demandas internas obtenidas muestran que, frente a eventos sísmicos severos, la respuesta de la edificación puede mejorarse mediante la incorporación de sistemas de control sísmico.

La propuesta de reforzamiento mediante disipadores de fluido viscoso resultó ser una alternativa adecuada para el control de la respuesta sísmica de la edificación. De manera similar a lo observado en estudios comparables, como el desarrollado por Mateo Villa, se comprobó que la incorporación de dispositivos de disipación de energía contribuye a mejorar el desempeño sísmico global de la estructura.

A partir de la comparación entre disipadores viscosos lineales y no lineales, se determinó que los disipadores viscosos no lineales proporcionan un mejor control de la respuesta dinámica, logrando una reducción más efectiva de las derivas de piso y de las aceleraciones de piso, especialmente bajo el espectro de diseño asociado a un período de retorno de 2475 años.

El análisis de las derivas de piso permitió constatar que la estructura reforzada presenta un comportamiento más controlado en relación con la estructura sin reforzar, lo que se traduce en una mejora del desempeño sísmico y en una disminución del potencial de daño tanto estructural como no estructural.

De igual manera, el análisis de las aceleraciones de piso, comparadas con criterios de desempeño adoptados de la literatura especializada, facilitó una interpretación clara del nivel de respuesta de la estructura frente a eventos sísmicos severos, evidenciando una mejora significativa en la condición reforzada respecto al estado original.

El empleo de espectros de diseño de sitio permitió representar de forma más realista las condiciones sísmicas del área de estudio, evidenciando diferencias relevantes frente al espectro normativo general de la NEC. Esto pone de manifiesto la importancia de considerar los efectos de sitio en estudios de evaluación y reforzamiento sísmico.

En conclusión, la propuesta de reforzamiento mediante disipadores de fluido viscoso no lineales mejora de manera efectiva el desempeño sísmico de la edificación analizada, constituyéndose en una solución técnica viable y aplicable a edificaciones con características similares, especialmente en zonas con alta amenaza sísmica y condiciones de sitio comparables.

## BIBLIOGRAFÍA


Aguilar, R. (2017). Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y terremoto de Pedernales de 2016. *Revista Geofísica*, 67, 9-24. https://revistasipgh.org/index.php/regeofi/article/view/159

Sosa, C. (2018). Estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras del sector Juan León Mera de la parroquia Huachi Loreto de la ciudad de Ambato provincia Tungurahua. *Universidad Técnica de Ambato*. http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/28988

Quinde, P. y Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 94, 1-26.https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001

García-Bustos, S., Landín, J., Moreno, R., Chong, A. S. E., Mulas, M., Mite, M., y Cárdenas, N. (2020). Statistical analysis of the largest possible earthquake magnitudes on the Ecuadorian coast for selected return periods. *Revista Georisk*, 14(1), 56-68. https://doi.org/10.1080/17499518.2018.1542500

NEC-SE-DS (Normalización, 2024) (Pardo, 2007) (MarcadorDePosición1) (2015). Norma Ecuatoriana de la construcción. Peligro sísmico y diseño sismo resistente, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Ecuador.

Bolaños, A. y Monroy, O. (2004). Espectros de peligro sísmico uniforme. *Pontificia Universidad Católica del Perú*. http://hdl.handle.net/20.500.12404/1331

DOF (2015). Amenaza Sísmica. Diario Oficial de la Federación. *Órgano del Gobierno Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos*. https://www.dof.gob.mx/index_111.php?year=2015&month=02&day=19#gsc.tab=0

Ancco, E. y Chaparro, E. (2019). Espectros determinísticos y probabilísticos para la evaluación del peligro sísmico en estructuras de la región de Tacna. *Ingeniería Investiga*. 2(1), 1-14. https://doi.org/10.47796/ing.v2i01.292

Aguiar, R. (2013). Microzonificación sísmica de Quito. *Centro de Investigaciones Científicas*. https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6524/1/AC-CIV-ESPE-047104.pdf

Vargas, A., Barradas, J., Williams, F., Leyva, R., Rivera, R. y Riquer, G. (2022). Construcción de espectros de sitio y regionales para estructuras convencionales en la conurbación Veracruz-Boca del Río, empleando una adaptación del procedimiento recomendado en el CDS-MDOC-2015 para construir espectros de sitio. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 108, 53-78. https://doi.org/10.18867/ris.108.600

Chávez, R. y Bojórquez, E. (2015). Probabilistic seismic hazard analysis using a new ground motion intensity measure. *Universidad Nacional de Colombia*. 83(195), 206-215. http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v83n195.50231

Reinoso, E. y Jaimes, M. (2009). Criterios para obtener acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas usando como ejemplo el caso de terreno firme de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 81, 1-18.

https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2009000200001

CMS (2022). Comentarios sobre herramientas y procedimientos para la verificación de los objetivos de desempeño utilizando análisis lineal y no lineal. *Instituto de la Construcción de Chile - Código Modelo Sísmico*. https://codigomodelosismico.org/

Flores, F. y Ayes, J. (2018). Generación de acelerogramas sintéticos mediante el uso de wavelets, orientados a aplicaciones geotécnico – estructurales. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 98, 1-24. https://doi.org/10.18867/ris.98.480

Al Atik, L. y Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake Spectra*. 26(3), 601-617. https://doi.org/10.1193/1.3459159

Cueto, J. (2019). Espectro de diseño sísmico de sitio. *Centro Experimental y Servicios en Ingeniería Civil*.

González, J., Heredia, M. y Granados, I. (2021). Exploración sísmica de refracción mediante ruido sísmico. *Ciencia Nicolaita*. 82, 2-16. https://doi.org/10.35830/cn.vi82.555

Rivera, M., Piedra, R. y Paripanca, Y. (2016). Ensayos geofísicos de refracción sísmica y de medición de ondas de corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. Revista Civilízate. 8, 1-6. https://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate/article/view/18630/18868

ASCE 41 (2013). Siesmic evaluation and retrofit of existing buildings. *Structural Engineering Institute of America. https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784412855*

Desena, D. (2016). Metodología para la obtención de espectros sísmicos de piso. *Universidad Politécnica de Madrid*. https://oa.upm.es/44799/

Verano, D. (2022). Reforzamiento con disipadores metálicos del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP. *PUCP*. http://hdl.handle.net/20.500.12404/22628

ACI 318 (2019). Building code requirements for structural concrete. *American Concrete Institute*. https://doi.org/10.14359/51716937

López, O. (2014). Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica. *Geopolis*. https://scioteca.caf.com/handle/123456789/895

Ottazzi, G. (2015). Apuntes del curso de Concreto Armado 1. *Pontificia Universidad Católica del Perú*. https://www.pucp.edu.pe/profesor/gianfranco-ottazzi-pasino/publicaciones/

Park, R. y Paulay, T. (1988). Estructuras de concreto reforzado. *Limusa*. https://www.iberlibro.com/9789681801007/Estructuras-Concreto-Reforzado-Park-Paulay-9681801008/plp

Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. (1996). Siesmic Desing and Retrofit of Bridges. *Tenth Edition United States of America*. https://doi.org/10.1002/9780470172858

Morán, K. y Lindao, P. (2009). Análisis del comportamiento de columnas de puentes de concreto reforzado a través de diagramas de interacción y relaciones momento – curvatura. *Escuela Superior Politécnica del Litoral.* http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/6027

Nilson, A (1999). Diseño de estructuras de concreto. McGraw-Hill InterAmericana. https://www.yumpu.com/es/document/view/62169712/32988036-nilson-diseno-de-estructuras-de-concreto#google_vignette

SEAOC (1995). Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000. *Committee and California Office of Emergency Services*.

Hazus (2020). 4.2 Earthquake Model Technical Manual. *FEMA*. https://www.fema.gov/flood-maps/tools-resources/flood-map-products/hazus/user-technical-manuals

Medina, R. y Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según Normativa Chilena. *Universidad Católica del Norte*. http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063.

Martínez, V. y Nungaray, C. (2019). Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos de acero en zonas hondureñas de alto peligro sísmico. *Informes de la Construcción*. https://doi.org/10.3989/ic.64333

Bertero, R. y Bertero, V. (2001). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. https://doi.org/10.1002/eqe.146

Terán, A. y Virto, N. (2009). Diseño basado en desplazamientos de edificaciones bajas rigidizadas con contravientos desadheridos. *Ingeniería Sísmica*. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2009000100001

Priestley, M., Calvin, G. y Kowalsky, M. (2007). Displacement - Based Design of Structures. *Fondazione Eucentre*. DOI: https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.4.421-444

Aguilar, P. y Arias, S. (2019). Propuesta de reforzamiento de un edificio afectado en el sismo del 16 de abril de 2016 ubicado en la ciudad de Portoviejo utilizando disipadores de energía de fluido viscoso. *Escuela Politécnica Nacional*. http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20431

Apaza, G. (2021). Influencia de la aplicación de disipadores de fluido viscoso para el reforzamiento estructural del Palacio Municipal en el distrito de Miraflores, Arequipa. *Universidad Privada del Norte*. https://hdl.handle.net/11537/27794

CCHC (2011). Protección sísmica de estructuras. Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía. Cámara Chilena de la Construcción. https://www.coreduc.cl/prevencion-de-riesgos/

Christopoulos, C. y Filiatrault, A. (2006). Principles of passive supplemental damping and seismic isolation. *IUSS Press*. https://books.google.com.ec/books?id=zB3XGAAACAAJ

Villareal, G. y Oviedo, R. (2009). Edificaciones con disipadores de energía. *Premio Nacional ANR*. http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2009/07/Disipadores-de-energia.pdf

Makris, N. y Constantinou, M. (2015). Analytical model of viscous fluid dampers. *ASCE*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:11(3310)

Whittaker, A. y Constantinou, M. (2004). Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering. *CRC Press*.

Quinde, P. (2024,2,8). Capítulo 6: Disipadores Viscosos. Maestría en Ingeniería Civil Con Mención en Estructuras Sismorresistentes. *Universidad del Azuay*.

Álvarez, J., Guerrero, H., Terán, A. y Moreno, A. (2023). Método simplificado de diseño sísmico de edificios de marcos equipados con amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal. https://doi.org/10.18867/ris.109.583

Avecillas, J. (2015). Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía. *Universidad de Cuenca*. http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/21672

Espada, E. (2023). Propuesta de reforzamiento con disipador sismico de fluido viscoso en las edificaciones de la av. Luzuriaga Huaraz frente a los problemas de piso blando. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo. https://biblioteca.unasam.edu.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=32455

Bono, V. (2011). Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos. *Universidad Politécnica de Catalunya*. https://upcommons.upc.edu/

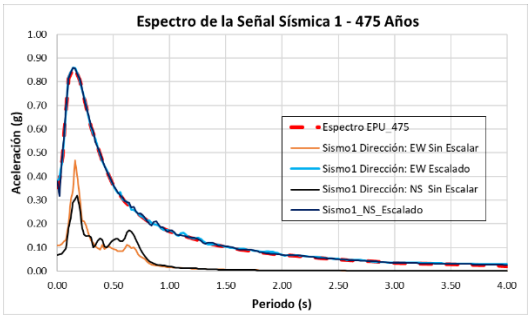
AISCE 360 (2019). Specification for structural steel buildings. *American Institute of Steel Construction*. https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf

FEMA 450 (2003). NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. *Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences.* https://www.nehrp.gov/pdf/fema450provisions.pdf

IGPN (2020). Instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Informe geofísico especial.

## ANEXOS

## Anexo 1: Espectros de aceleraciones. Señales sísmicas de 475 años



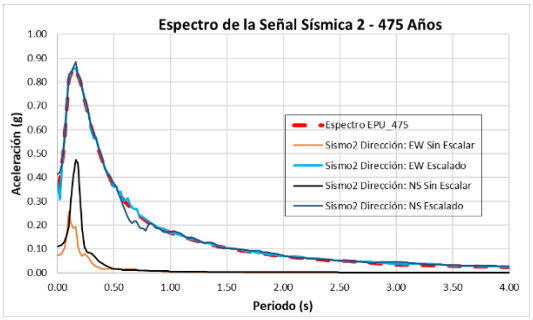
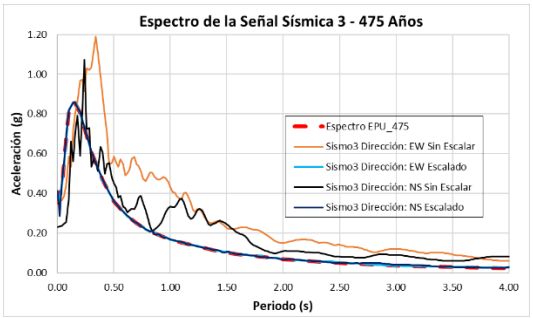




Fig. 1 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 1 y 2 (475 Años)



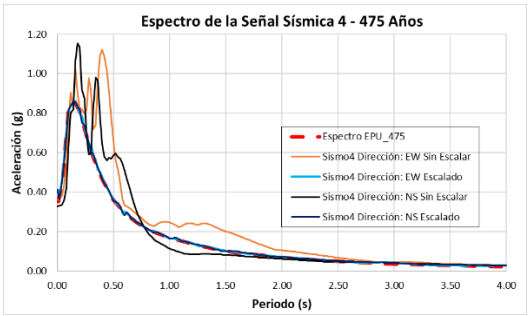
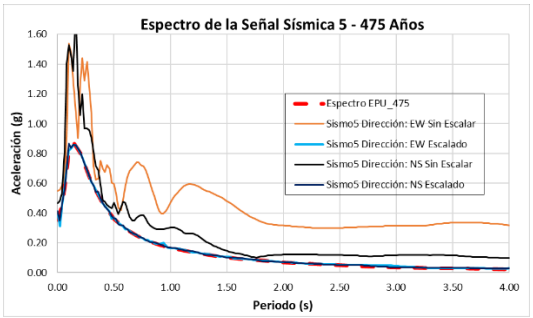




Fig. 2 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 3 y 4 (475 Años)



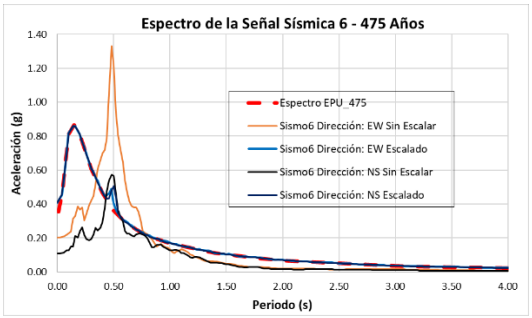
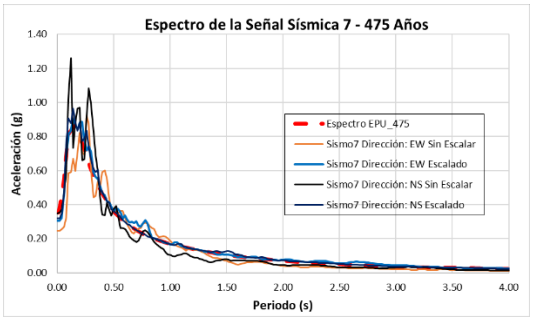




Fig. 3 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 5 y 6 (475 Años)



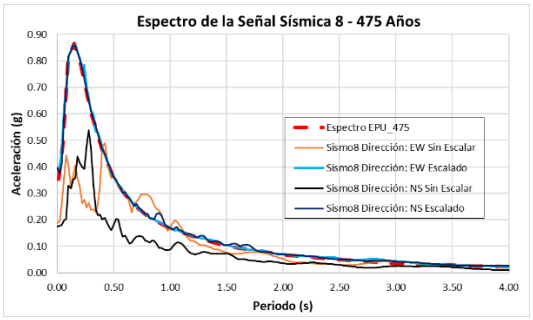
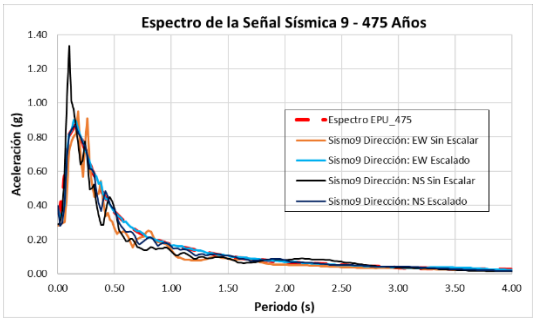




Fig. 4 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 7 y 8 (475 Años)



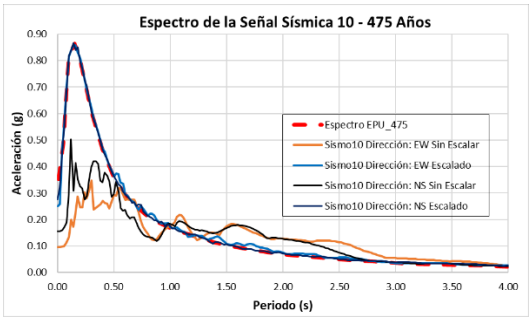




Fig. 5 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 9 y 10 (475 Años)

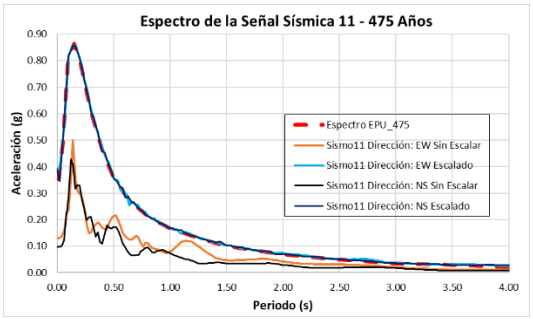
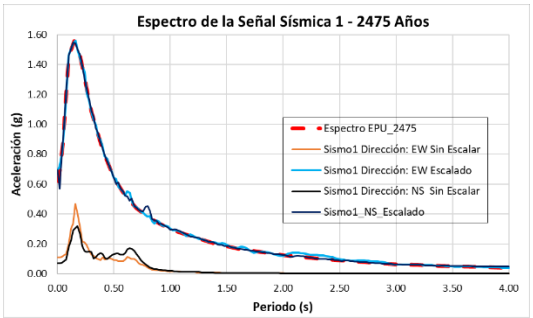



Fig. 6 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 11 (475 Años)

## Anexo 2: Espectros de aceleraciones. Señales sísmicas de 2475 años:



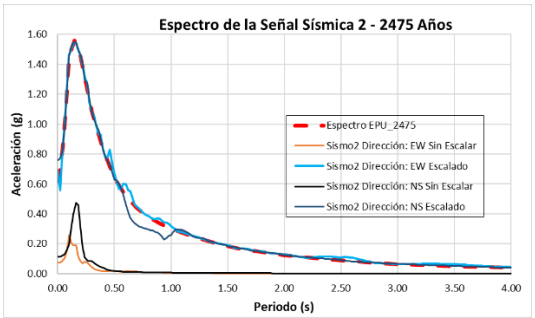
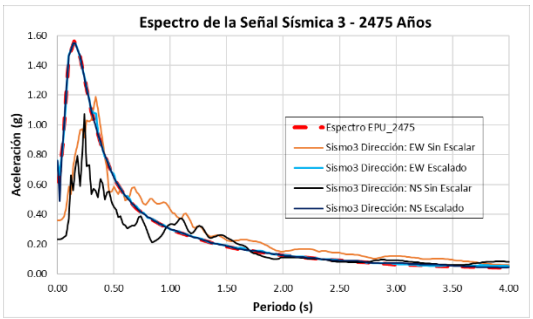




Fig. 7 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 1 y 2 (2475 Años)



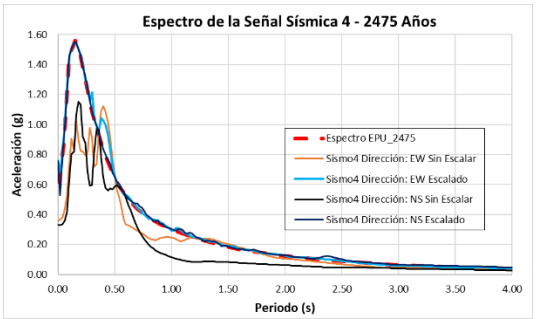
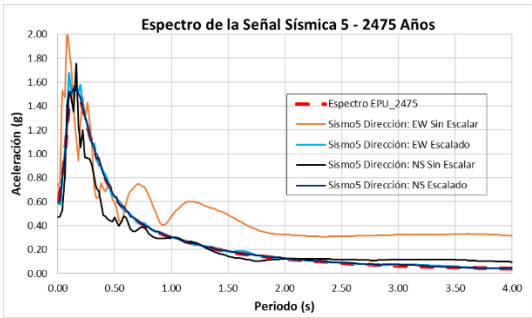




Fig. 8 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 3 y 4 (2475 Años)



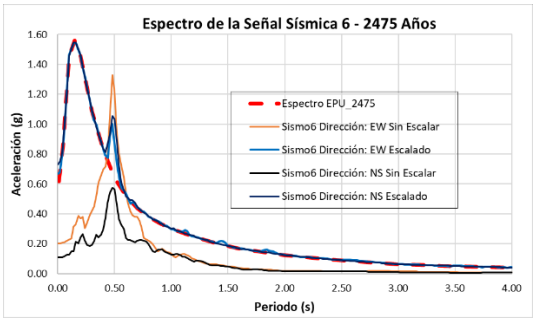
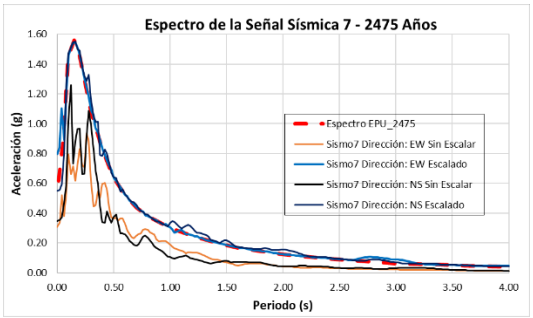




Fig. 9 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 5 y 6 (2475 Años)



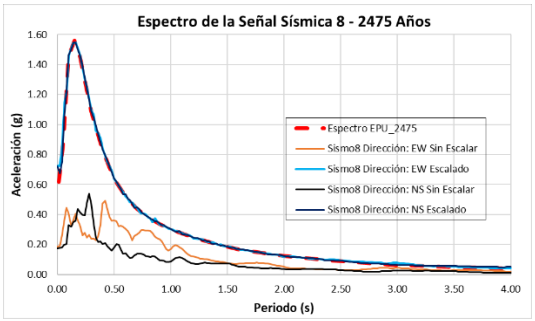
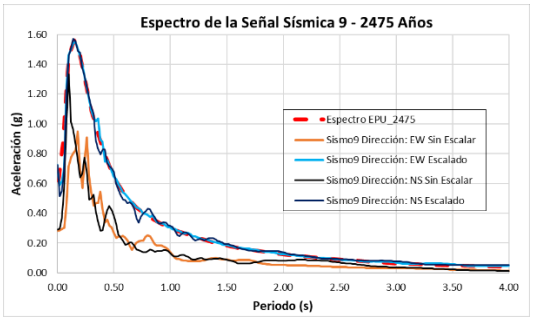




Fig. 10 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 7 y 8 (2475 Años)



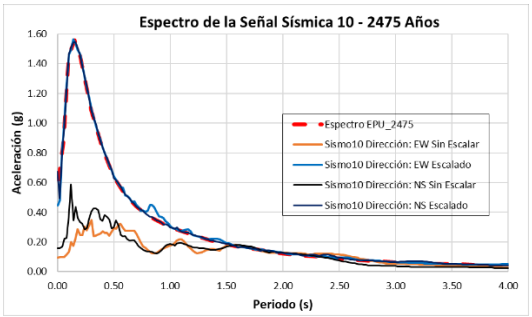




Fig. 11 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 9 y 10 (2475 Años)

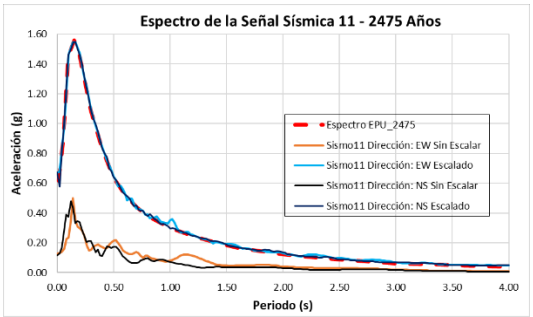
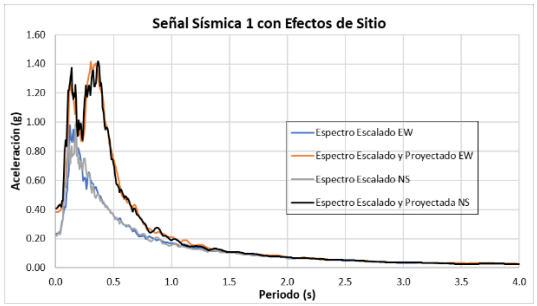



Fig. 12 Espectro de Aceleración de la Señal Sísmica 11 (2475 Años)

## Anexo 3:Espectros de aceleraciones. S. Sísmicas con efectos de sitio (475 años)



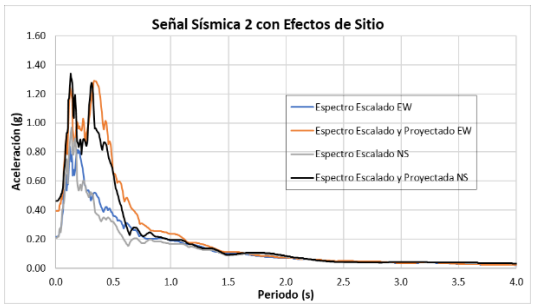
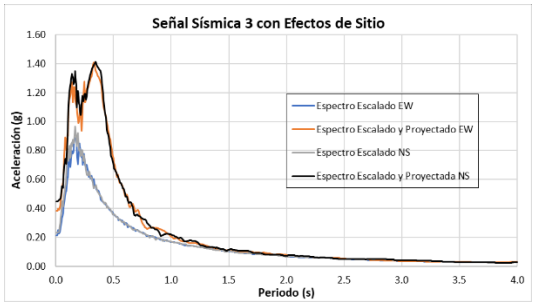




Fig. 13 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 1 y 2 con Efectos de Sitio (475 Años)



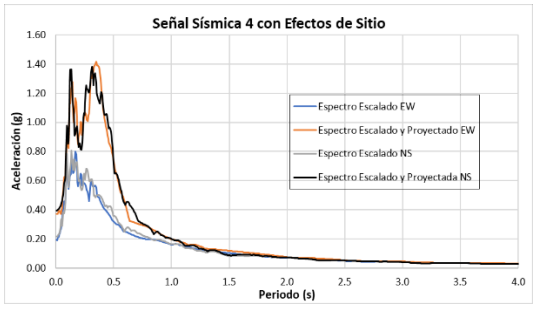
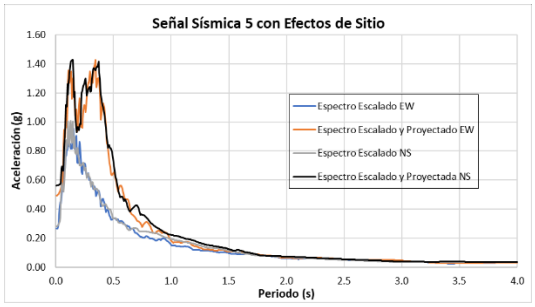




Fig. 14 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 3 y 4 con Efectos de Sitio (475 Años)



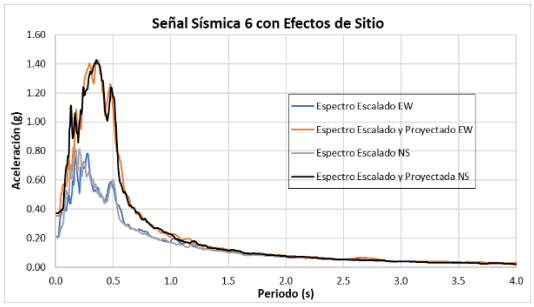
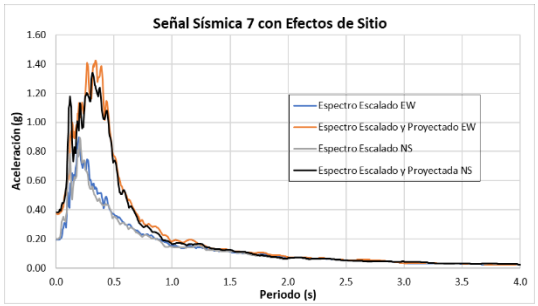




Fig. 15 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 5 y 6 con Efectos de Sitio (475 Años)



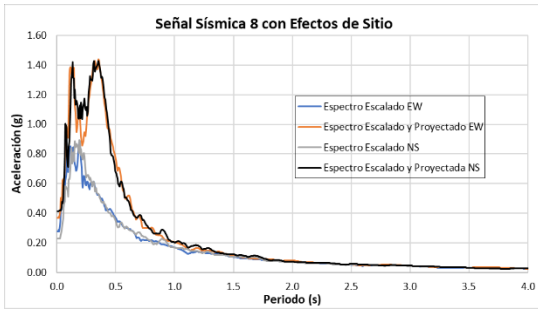
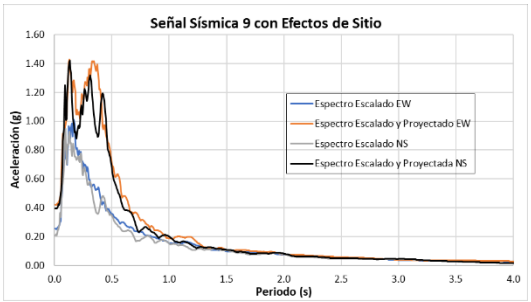




Fig. 16 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 7 y 8 con Efectos de Sitio (475 Años)



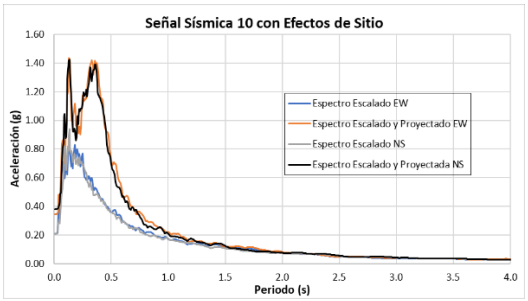




Fig. 17 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 9 y 10 con Efectos de Sitio (475 Años)

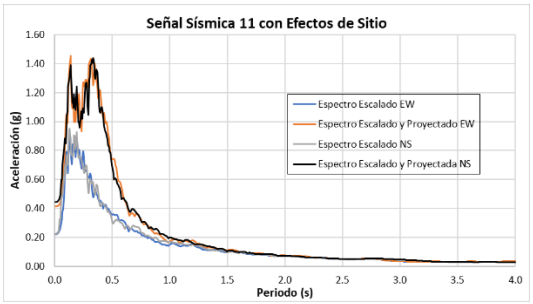
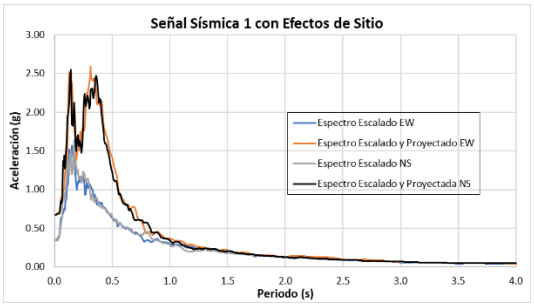



Fig. 18 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 11 con Efectos de Sitio (475 Años)

**Anexo 4:Espectros de aceleraciones. S. Sísmicas con efectos de sitio (2475 años):**



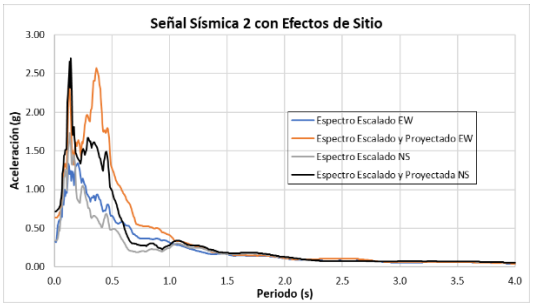




Fig. 19 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 1 y 2 con Efectos de Sitio (2475 Años)

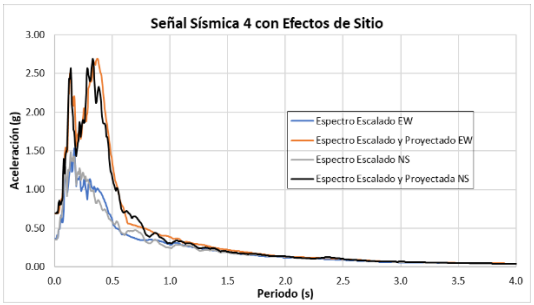
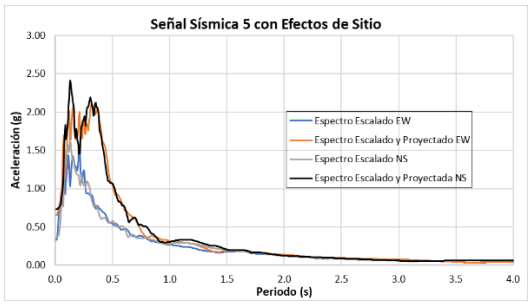



Fig. 20 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 3 y 4 con Efectos de Sitio (2475 Años)



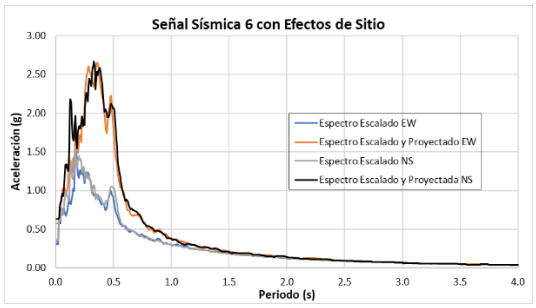
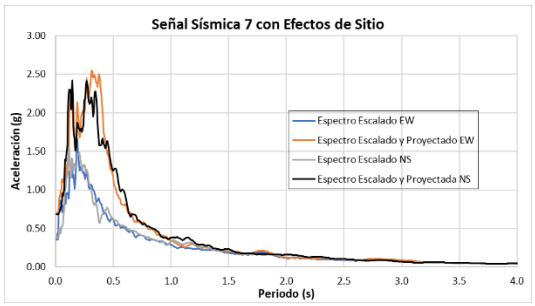




Fig. 21 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 5 y 6 con Efectos de Sitio (2475 Años)



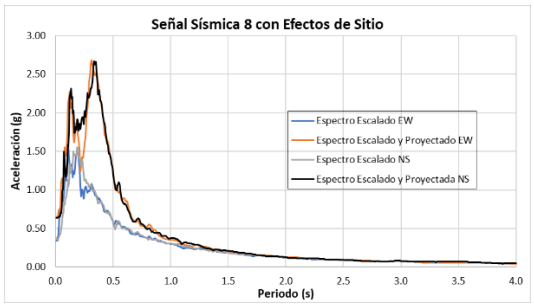
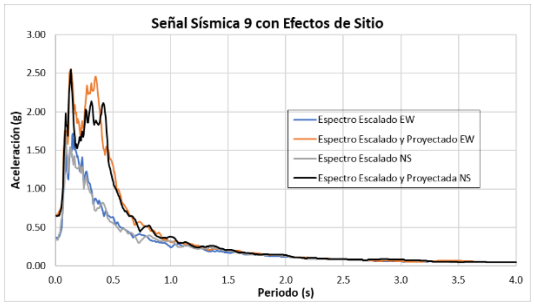




Fig. 22 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 7 y 8 con Efectos de Sitio (2475 Años)



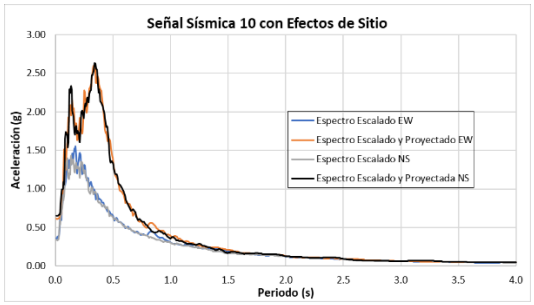




Fig. 23 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 9 y 10 con Efectos de Sitio (2475 Años)

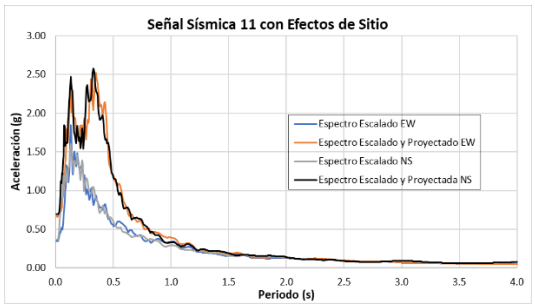
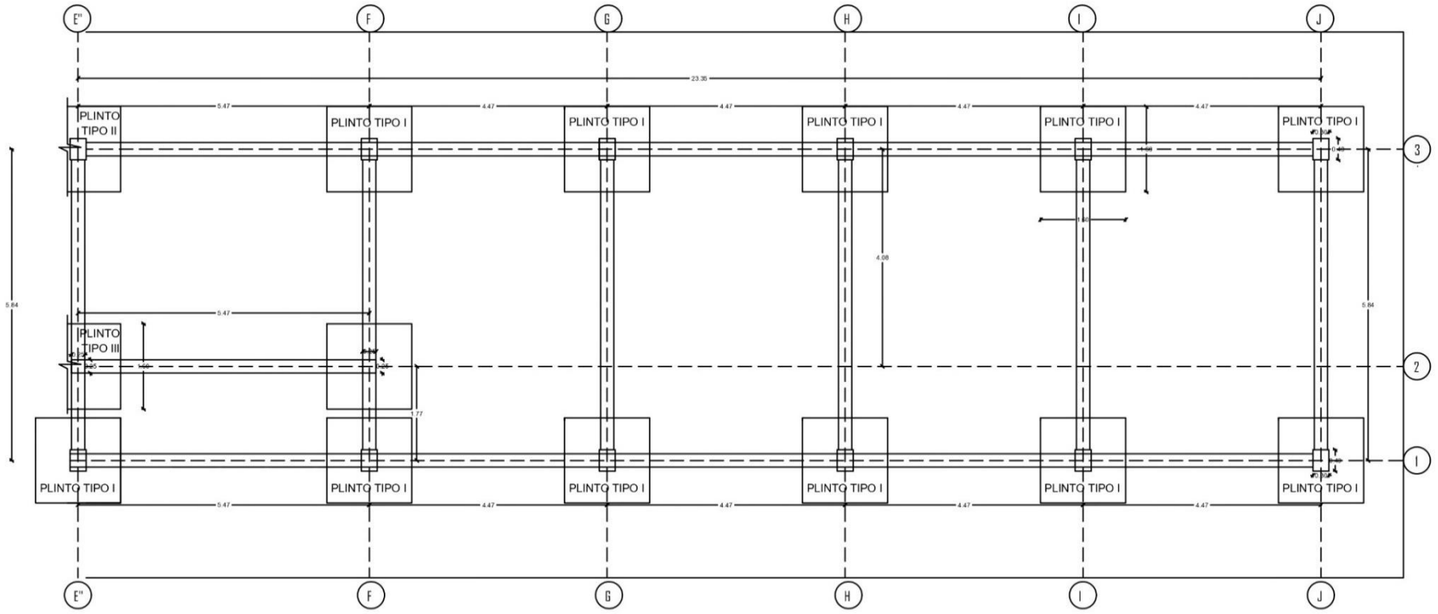
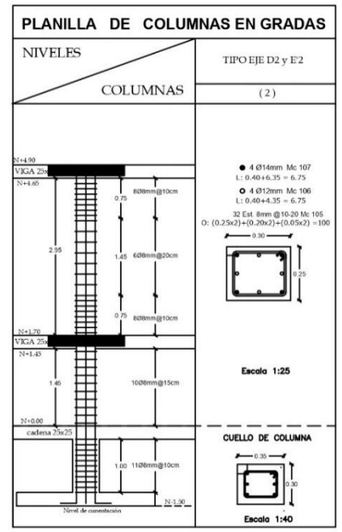


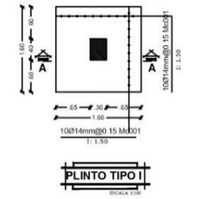

Fig. 24 Espectro de Aceleración de la S. Sísmica 11 con Efectos de Sitio (2475 Años)

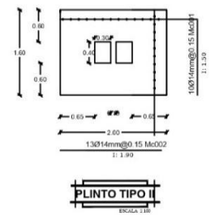
**Anexo 5: Planos estructurales del colegio municipal de Gualaquiza**

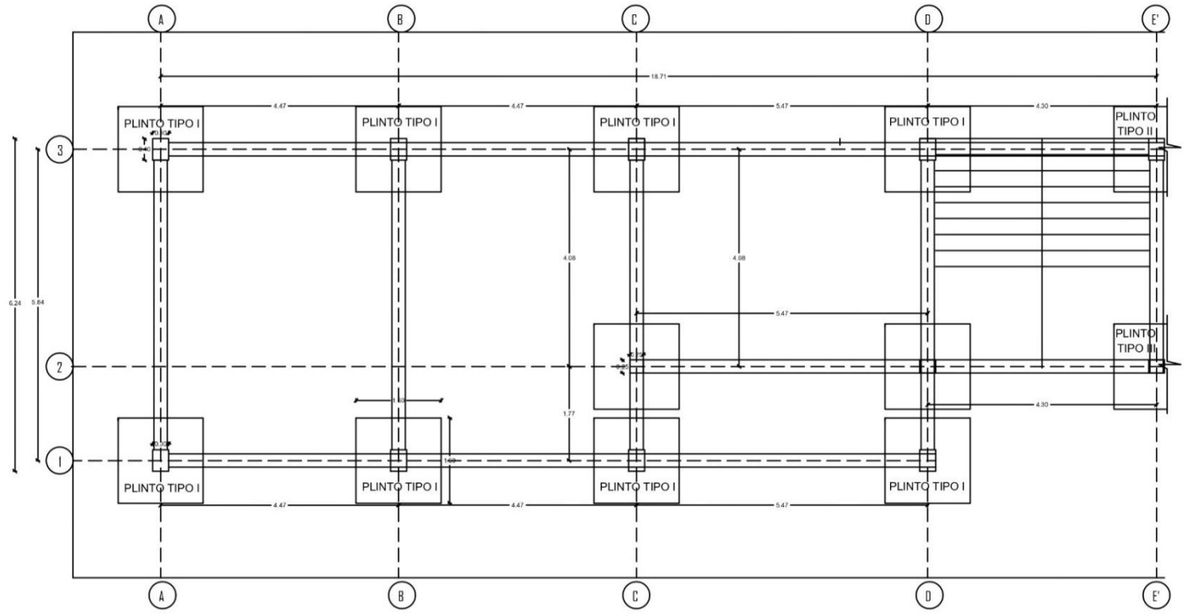


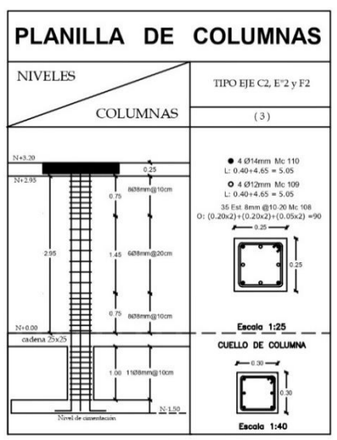

PLANTA DE CIMENTACION N = +0,00

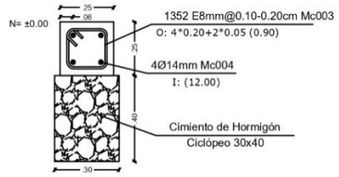


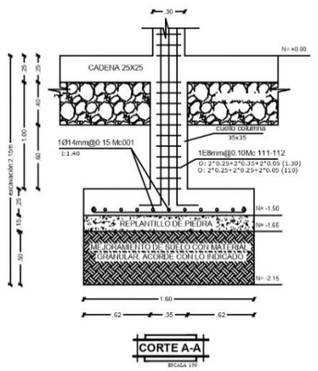



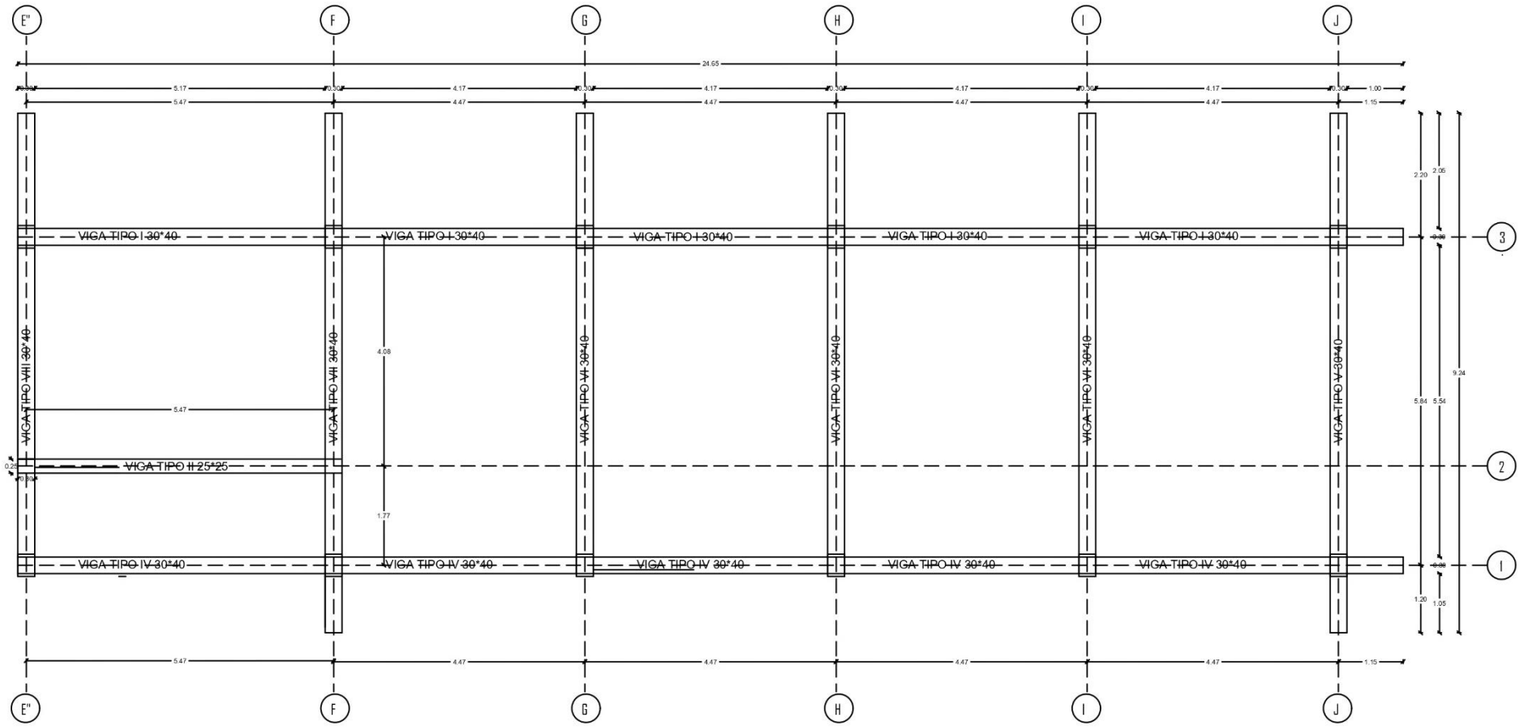



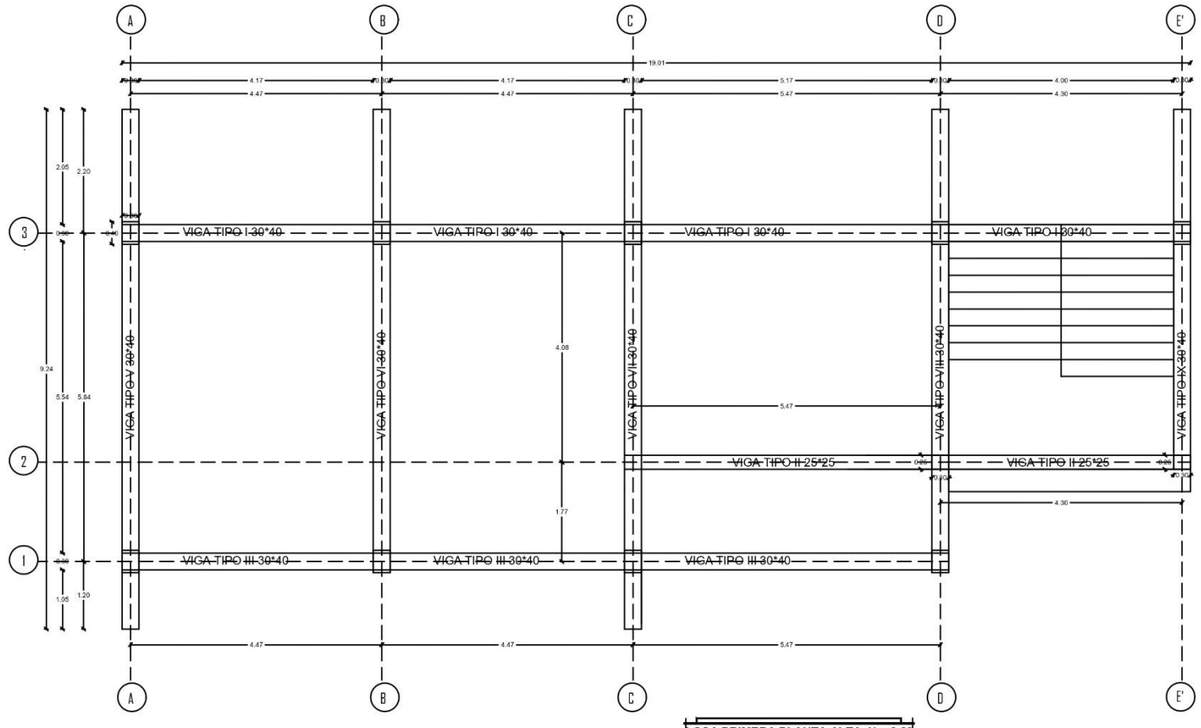

LONGITUD TOTAL : 660.00m

CADENA 25X25

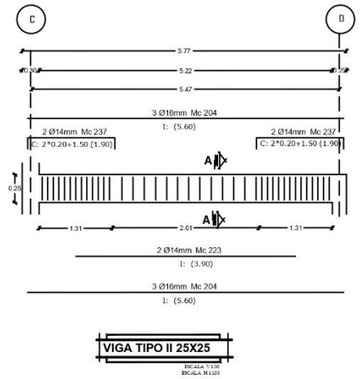



| | | |
|---|---|---|
| PROYECTO: CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I | | |
| CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTOS PLINTOS, CADENAS Y COLUMNAS | | LAMINA: E1/8 |
| APROBO: ING. ELADIO ARIAS DIRECTOR GAPP | APROBO: ING. ELADIO ARIAS GERENTE DE PROYECTO | ELABORO: ARQ. FRANCISCO ALVARADO |
| APROBO: ING. TEANELIN MEJIA ALCALDE | APROBO: ARQ. GABRIELA JACOME | APROBO: ING. CARLA REYNOSO |
| UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA | ESCALA: INDICADAS | FECHA: MAYO DE 2015 |

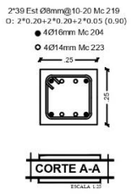



**LOSA PRIMERA PLANTA ALTA N=+3,20**
ESCALA 1:100

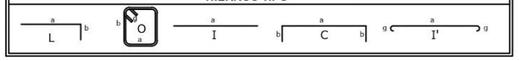



**VIGA TIPO II 25X25**
ESCALA V 1:50
ESCALA H 1:100




**CORTE A-A**
ESCALA 1:25

## HIERROS TIPO




## PLANILLA DE HIERRO PARA PLINTOS Y CADENAS

| MARCA | Ø | TIPO | CANT. | DIMENSIONES a | b | c | d | g | LONG. PARCIAL L | LONG. TOTAL | UBICACIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mc 001 | 14 | I | 468 | 1,90 | | | | | 1,90 | 889.20 | PLINTO |
| Mc 002 | 14 | I | 96 | 1,90 | | | | | 1,90 | 182.40 | PLINTO |
| Mc 003 | 8 | O | 1352 | 0,40 | 0,40 | | | 0,10 | 0,90 | 1216.80 | ESTRIBOS EN CADENAS |
| Mc 004 | 14 | I | 55 | 12,00 | | | | | 12,00 | 660.00 | CADENA |

## PLANILLA DE HIERRO COLUMNAS

| MARCA | Ø | TIPO | CANT. | DIMENSIONES a | b | c | d | g | LONG. | LONG. | UBICACIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mc 101 | 8 | O | 1008 | 0,3 | 0,7 | | | 0,1 | 1,9 | 1910,40 | ESTRIBOS 25*35 |
| Mc 102 | 8 | O | 1008 | 0,3 | 0,5 | | | 0,1 | 1,1 | 1108,80 | ESTRIBOS 25*25 |
| Mc 103 | 16 | L | 84 | 8,7 | 0,4 | | | | 9,1 | 764,40 | COLUMNAS 30*40 |
| Mc 104 | 14 | L | 84 | 8,7 | 0,4 | | | | 9,1 | 764,40 | COLUMNAS 30*40 |
| Mc 105 | 8 | O | 129 | 0,4 | 0,5 | | | 0,1 | 1 | 129,00 | ESTRIBOS 20*25 |
| Mc 106 | 12 | L | 12 | 6,35 | 0,4 | | | | 6,75 | 170,10 | COLUMNAS 30*25 |
| Mc 107 | 14 | L | 12 | 6,35 | 0,4 | | | | 6,75 | 81,00 | COLUMNAS 30*25 |
| Mc 108 | 8 | O | 70 | 0,4 | 0,4 | | | 0,1 | 0,9 | 10,80 | ESTRIBOS 20*20 |
| Mc 109 | 12 | L | 8 | 4,60 | 0,4 | | | | 5,00 | 368,50 | COLUMNAS 25*25 |
| Mc 110 | 14 | L | 8 | 4,85 | 0,4 | | | | 5,65 | 40,40 | COLUMNAS 25*25 |
| Mc 111 | 8 | O | 231 | 0,3 | 0,7 | | | 0,1 | 1,9 | 10,40 | ESTRIBOS EN CUEL..OS |
| Mc 112 | 8 | O | 231 | 0,3 | 0,5 | | | 0,1 | 1,1 | 254,10 | ESTRIBOS EN CUEL..OS |

## RESUMEN DE MATERIALES EN PLINTOS Y CADENAS

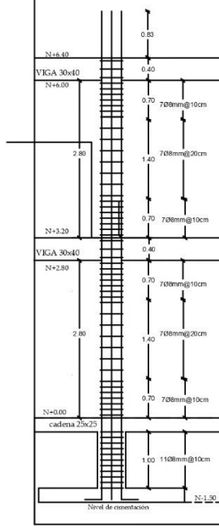
| DIAMETRO | unidad | 8 | 14 | TOTAL (KG) |
|---|---|---|---|---|
| LONGITUD | m | 1216,80 | 1300,40 | |
| PESO Kg | kg | 0,395 | 1,2 | 2158,986 |
| PESO TOTAL | KG | 480,636 | 1678,36 | |
| No. VARILLA | U | 102 | 117 | |

## RESUMEN DE MATERIALES DE COLUMNAS

| DIAMETRO | unidad | 8 | 12 | 14 | 16 | TOTAL (KG) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LONGITUD | m | 2929,50 | 1224,25 | 985,60 | 764,40 | |
| PESO kg | kg | 0,395 | 0,88 | 1,2 | 1,57 | 4400,601 |
| PESO TOTAL | KG | 1115,265 | 1077,34 | 1002,96 | 1200,108 | |
| No. VARILLA | U | 286 | 103 | 74 | 64 | |

## PLANILLA DE COLUMNAS

| NIVELES / COLUMNAS | TIPO 1 |
|---|---|
| | ( 21 ) |

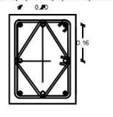



● 4 Ø16mm Mc 103
L: 0.40+8.70 = 9.10

○ 4 Ø14mm Mc 104
L: 0.40+8.70 = 9.10

48 Est 8mm @10-20 Mc 101
O: (0.25x2)+(0.35x2)+(0.05x2) =130

48 Est 8mm @10-20 Mc 102
O: (0.25x2)+(0.25x2)+(0.05x2) =110




Escala 1:25

**CUELLO DE COLUMNA**

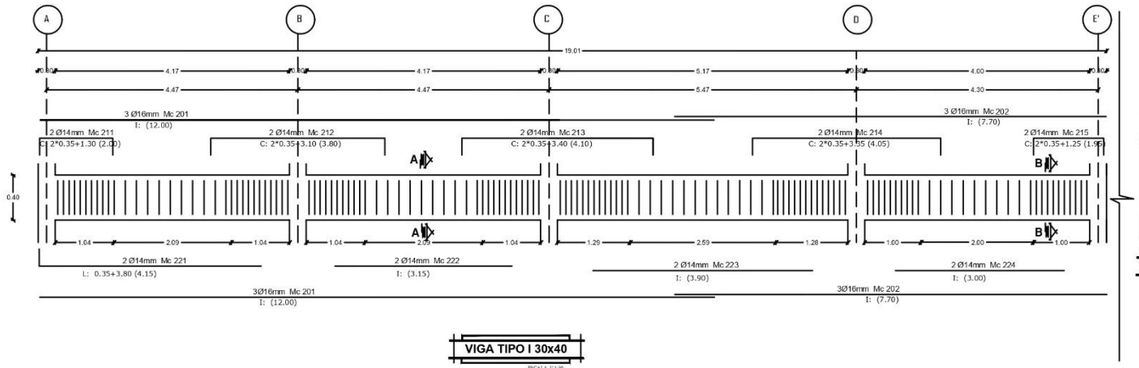
Escala 1:50

PROYECTO
**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS, VIGAS DE PRIMERA PLANTA ALTA

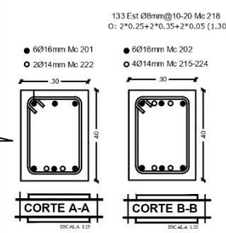
LÁMINA: **E2/8**

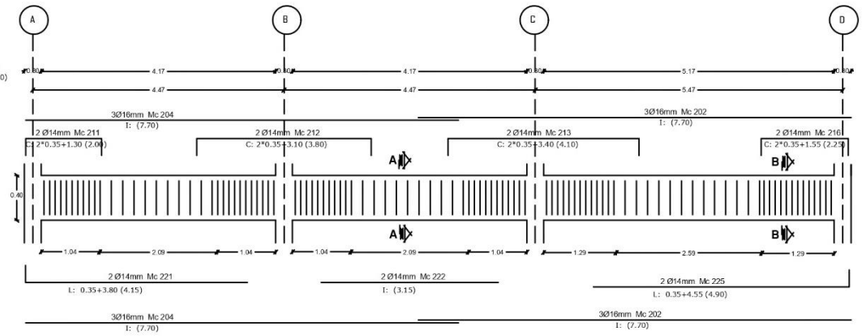
| APROBÓ: | REVISÓ: | ELABORÓ: | UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA |
|---|---|---|---|
| ING. FRANKLIN MEJIA ALCALDE | ING. EL ADMI.P. MEJIA DIRECTOR DA.PP. | ARQ. FRANCISCO ALVARADO LAMINA DE PROYECTO | |
| | REVISÓ: ARQ GABRIELA JACOME DIRECCIÓN DE PLANIFICACIÓN | ELABORÓ: ING. CARLA BERMEO LAMINA DE PROYECTO | ESCALA: INDICADAS |
| | | | FECHA: MAYO DE 2021 |




VIGA TIPO I 30x40

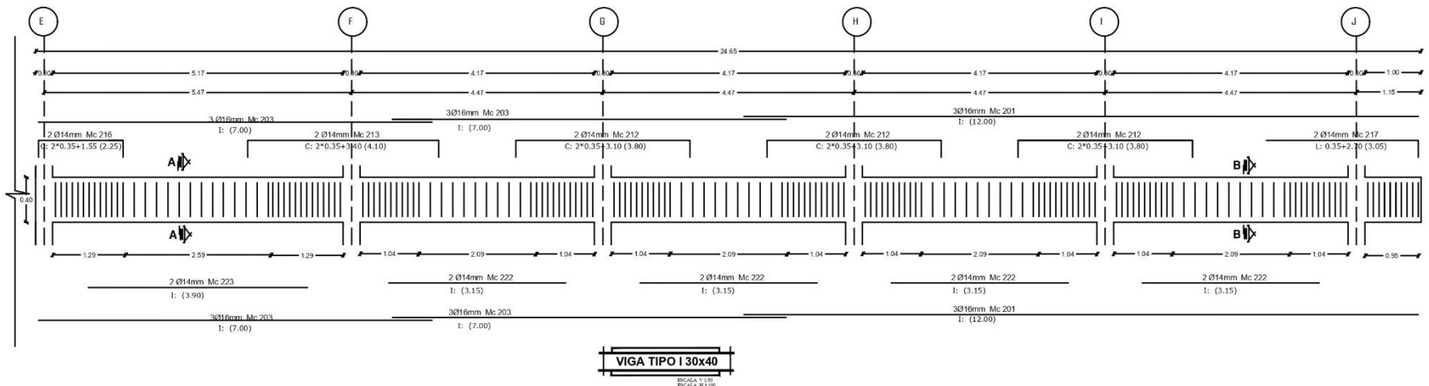
ESCALA V 1:10
ESCALA H 1:100



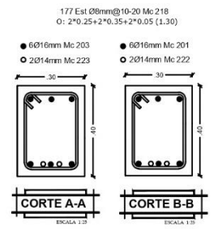

VIGA TIPO III 30x40

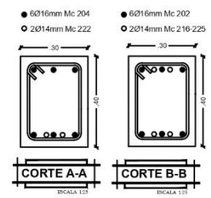
ESCALA V 1:10
ESCALA H 1:100

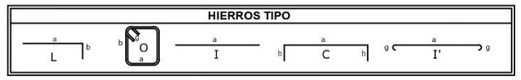


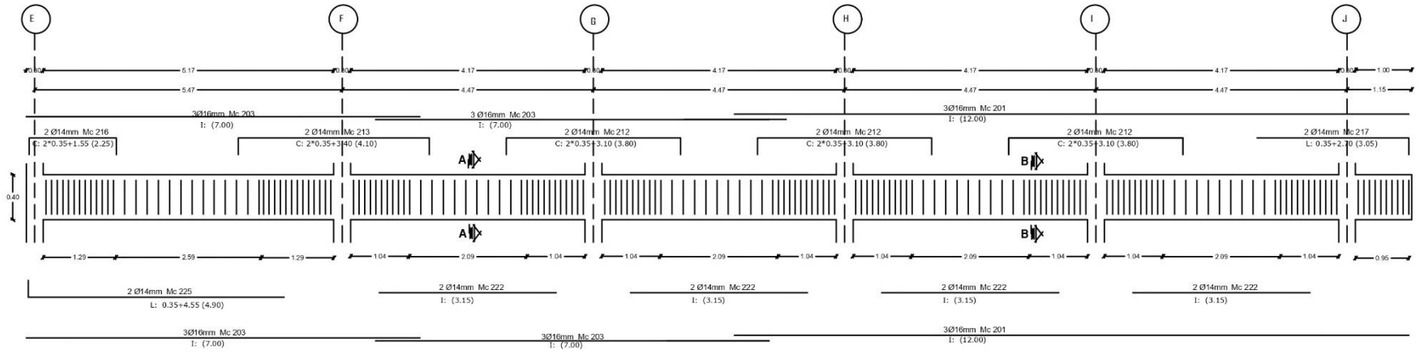

VIGA TIPO I 30x40

ESCALA V 1:10
ESCALA H 1:100



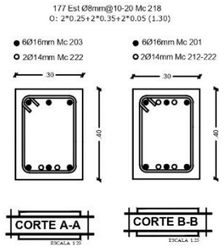




VIGA TIPO IV 30x40

ESCALA V 1:10
ESCALA H 1:100




**PLANILLA DE HIERRO EN VIGAS**

| MARCA | Ø | TIPO | CANT. | DIMENSIONES a | b | c | d | g | LONG. PARCIAL | LONG. TOTAL | UBICACIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mc 201 | 16 | I | 42 | 12,00 | | | | | 12,00 | 504,00 | VIGA TIPO I, III, IV |
| Mc 202 | 16 | I | 12 | 7,70 | | | | | 7,70 | 92,40 | VIGA TIPO I, III |
| Mc 203 | 16 | I | 24 | 7,00 | | | | | 7,00 | 168,00 | VIGA TIPO I, IV |
| Mc 204 | 16 | I | 11 | 5,60 | | | | | 5,60 | 61,27 | VIGA TIPO I, III |
| Mc 205 | 16 | I | 6 | 5,20 | | | | | 5,20 | 31,20 | VIGA TIPO I |
| Mc 206 | 16 | I | 6 | 10,30 | | | | | 10,30 | 61,80 | VIGA TIPO I |
| Mc 207 | 16 | I | 6 | 9,80 | | | | | 9,80 | 58,80 | VIGA TIPO IV |
| Mc 208 | 16 | I | 48 | 9,20 | | | | | 9,20 | 441,60 | VIGA TIPO V, VII |
| Mc 209 | 16 | I | 48 | 8,15 | | | | | 8,15 | 391,20 | VIGA TIPO V, VIII |
| Mc 210 | 16 | I | 12 | 6,35 | | | | | 6,35 | 76,20 | VIGA TIPO IX |
| Mc 211 | 14 | C | 4 | 1,30 | 0,35 | 0,35 | | | 2,00 | 8,00 | VIGA TIPO I, III |
| Mc 212 | 14 | C | 24 | 3,55 | 0,35 | 0,35 | | | 4,05 | 97,20 | VIGA TIPO I, II, IV |
| Mc 213 | 14 | C | 16 | 3,40 | 0,35 | 0,35 | | | 4,10 | 65,60 | VIGA TIPO I, III, IV |
| Mc 214 | 14 | C | 4 | 3,35 | 0,35 | 0,35 | | | 4,05 | 16,20 | VIGA TIPO I |
| Mc 215 | 14 | C | 4 | 1,25 | 0,35 | 0,35 | | | 1,95 | 7,80 | VIGA TIPO I |
| Mc 216 | 14 | C | 12 | 2,25 | 0,35 | 0,35 | | | 2,95 | 35,40 | VIGA TIPO I, III, IV |
| Mc 217 | 14 | L | 4 | 2,70 | 0,35 | | | | 3,05 | 12,20 | VIGA TIPO I, IV |
| Mc 218 | 8 | O | 2318 | 0,50 | 0,70 | | | 0,10 | 1,30 | 3013,40 | ESTRIBOS 30X55 |
| Mc 219 | 8 | O | 78 | 0,50 | 0,70 | | | 0,10 | 0,50 | 39,00 | ESTRIBOS 30X55 |
| Mc 220 | 14 | L | 4 | 3,65 | 0,35 | | | | 4,00 | 16,00 | VIGA TIPO I, III |
| Mc 221 | 14 | L | 4 | 3,80 | 0,35 | | | | 4,15 | 16,60 | VIGA TIPO I, III |
| Mc 222 | 14 | I | 36 | 3,15 | | | | | 3,15 | 113,40 | VIGA TIPO I, III, IV |
| Mc 223 | 14 | I | 8 | 3,90 | | | | | 3,90 | 31,20 | VIGA TIPO I, II |
| Mc 224 | 14 | I | 4 | 3,00 | | | | | 3,00 | 12,00 | VIGA TIPO I |
| Mc 225 | 14 | L | 8 | 4,55 | 0,35 | | | | 4,90 | 39,20 | VIGA TIPO II, V |
| Mc 226 | 14 | L | 12 | 4,20 | 0,35 | | | | 4,55 | 54,60 | VIGA TIPO V |
| Mc 227 | 14 | L | 28 | 4,20 | 0,35 | | | | 4,55 | 127,40 | VIGA TIPO V, VI |
| Mc 228 | 14 | I | 28 | 4,10 | | | | | 4,10 | 114,80 | VIGA TIPO V, VI |
| Mc 229 | 14 | I | 8 | 1,70 | 0,35 | | | | 2,05 | 16,40 | VIGA TIPO V, I |
| Mc 230 | 14 | C | 8 | 2,00 | 0,35 | 0,35 | | | 2,70 | 21,60 | VIGA TIPO V-I, VIII |
| Mc 231 | 14 | L | 12 | 3,65 | 0,35 | | | | 4,00 | 48,00 | VIGA TIPO V-I, VIII, IX |
| Mc 232 | 14 | I | 8 | 1,10 | | | | | 1,10 | 8,80 | VIGA TIPO V-I, VIII |
| Mc 233 | 14 | I | 12 | 2,80 | | | | | 2,80 | 33,60 | VIGA TIPO V-I, VIII, IX |
| Mc 234 | 14 | C | 16 | 2,40 | 0,35 | 0,35 | | | 3,10 | 49,60 | VIGA TIPO V |
| Mc 235 | 14 | C | 4 | 1,15 | 0,20 | 0,20 | | | 1,55 | 6,20 | VIGA TIPO IX |
| Mc 236 | 14 | C | 8 | 6,70 | 0,35 | 0,35 | | | 7,40 | 59,20 | VIGA TIPO VII |
| Mc 237 | 14 | C | 8 | 1,50 | 0,20 | 0,20 | | | 1,90 | 15,20 | VIGA TIPO I |

**RESUMEN DE MATERIALES EN VIGAS**

| DIAMETRO | unidad | 8 | 14 | 16 | TOTAL (KG) |
|---|---|---|---|---|---|
| LONGITUD | m | 3052,40 | 950,20 | 1812,40 | 5317,006 |
| PESO Kg | kg | 0,395 | 1,2 | 1,57 | |
| PESO TOTAL | KG | 1205,698 | 1140,24 | 2971,063 | |
| No. VARILLA | U | 255 | 80 | 1515 | |

PROYECTO:
**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS, PLANILLA DE HIERRO EN VIGAS

LÁMINA: **E3/8**

APROBÓ: ING. FRANKLIN MEJÍA ALCALDE

REVISÓ: ING. ELADIMIR AYALA DIRECTOR DOM

ELABORÓ: ARQ. FRANCISCO ALVARADO UNIDAD DE PROYECTOS

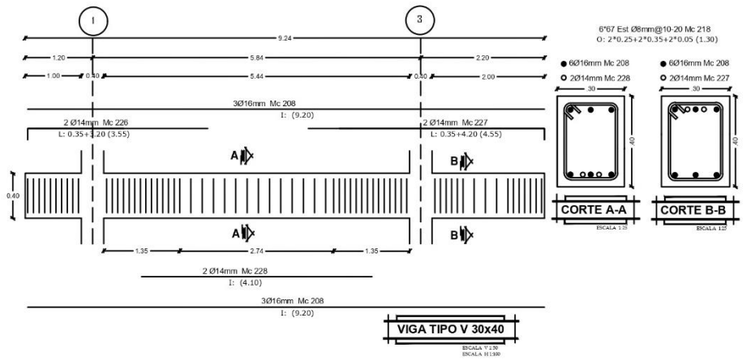
UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA

ESCALA: INDICADAS

FECHA: MAYO DE 2015

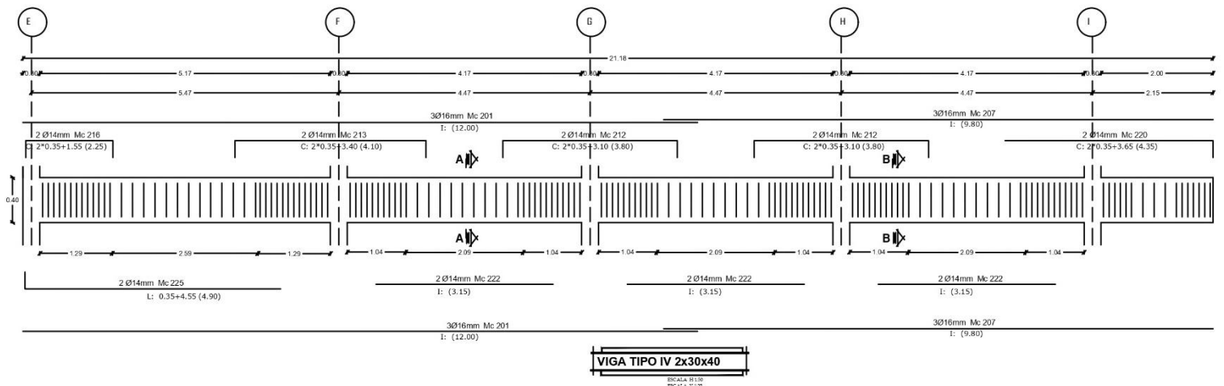
ELABORÓ: ARQ GABRIELA JACOME DIRECCIÓN DE PLANIFICACIÓN

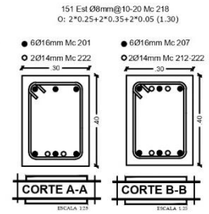
ELABORÓ: ING. CARLA BERMEO UNIDAD DE PROYECTOS

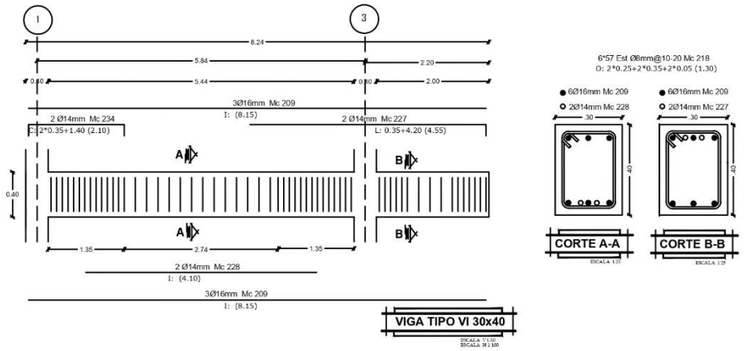






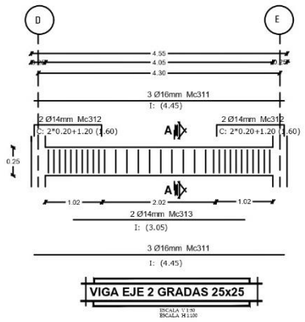


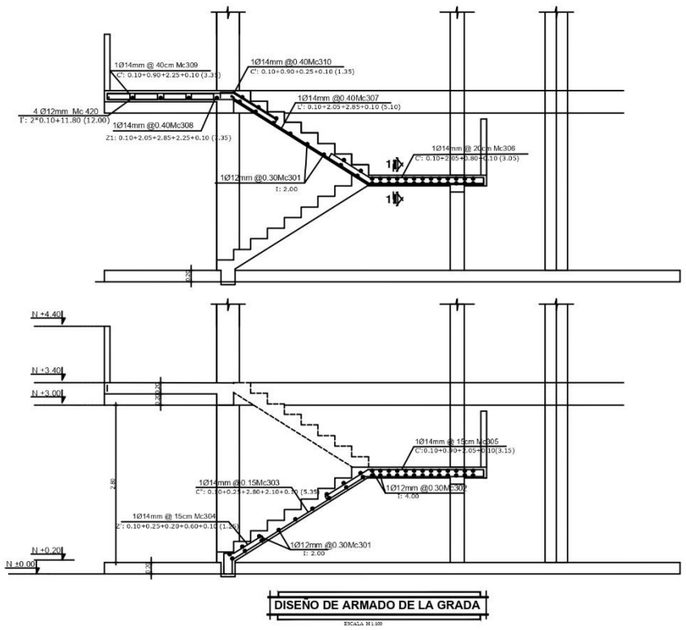



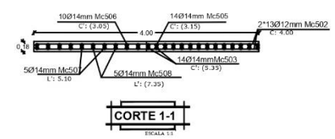



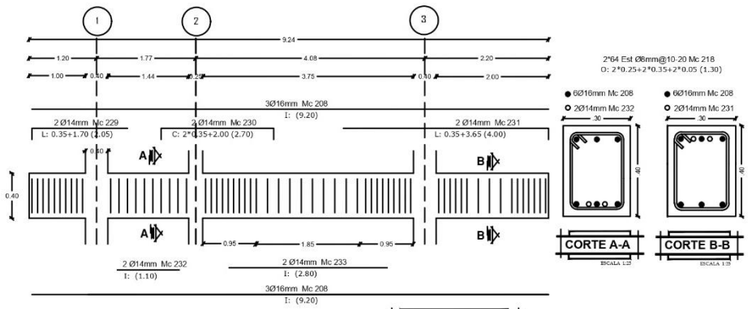






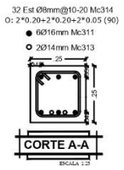



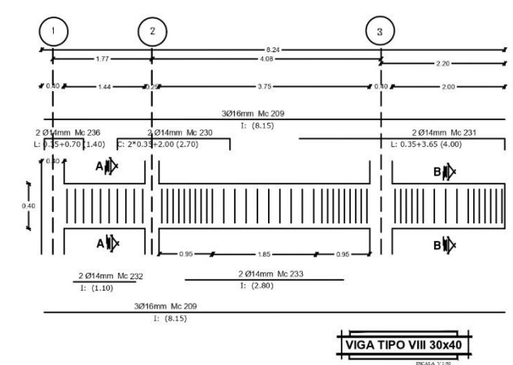



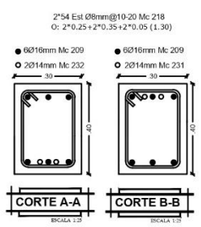



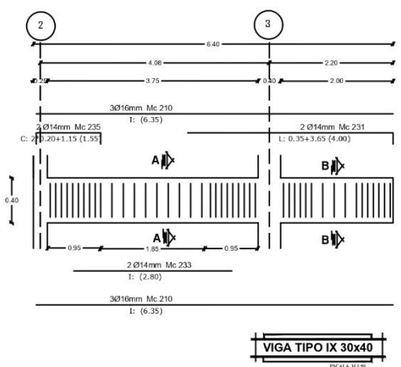


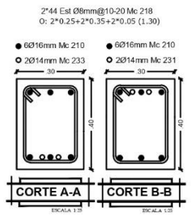


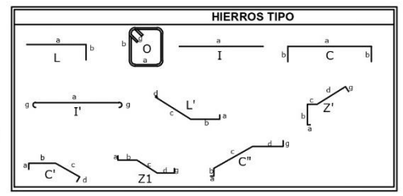



## PLANILLA DE HIERRO EN GRADAS

| MARCA | Ø | TIPO | CANT. | DIMENSIONES a | b | c | d | ℄ | LONG. PARCIA | LONG. TOTAL | UBICACIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mc306 | 12 | I | 28 | 2 | | | | | 2 | 56.00 | |
| Mc302 | 12 | I | 26 | 4 | | | | | 4 | 104.00 | |
| Mc308 | 14 | C'' | 14 | 0.1 | 0.25 | 2.8 | 2.1 | 0.1 | 5.35 | 74.90 | |
| Mc309 | 14 | Z' | 14 | 0.1 | 0.25 | 0.2 | 0.6 | 0.1 | 1.25 | 17.50 | |
| Mc305 | 14 | C' | 14 | 0.1 | 0.9 | 2.05 | 0.1 | | 3.15 | 44.10 | |
| Mc304 | 14 | C' | 10 | 0.1 | 0.25 | 0.6 | 0.1 | | 1.05 | 10.50 | |
| Mc307 | 14 | L' | 5 | 0.1 | 2.05 | 2.85 | 0.1 | | 5.1 | 25.50 | |
| Mc306 | 14 | Z1 | 5 | 0.1 | 2.05 | 2.85 | 2.25 | 0.1 | 7.35 | 36.75 | |
| Mc303 | 14 | C' | 5 | 0.1 | 0.9 | 2.25 | 0.1 | | 3.35 | 16.75 | |
| Mc310 | 14 | C' | 5 | 0.1 | 0.9 | 0.25 | 0.1 | | 1.35 | 6.75 | |
| Mc311 | 16 | I | 6 | 4.45 | | | | | 4.45 | 26.70 | VIGA EN GRADA |
| Mc312 | 14 | C | 4 | 1.25 | 0.2 | 0.2 | | | 1.5 | 6.00 | VIGA EN GRADA |
| Mc313 | 14 | I | 2 | 3.05 | | | | | 3.05 | 6.10 | VIGA EN GRADA |
| Mc314 | 8 | O | 82 | 0.1 | 0.4 | | | 0.1 | 0.9 | 73.80 | VIGA EN GRADA |

## RESUMEN DE MATERIALES EN GRADAS

| DIAMETRO | Unidad | 8 | 12 | 14 | 16 | TOTAL(KG) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| LONGITUD | m | 28.80 | 100.03 | 305.55 | 26.70 | |
| PESO Kg | kg | 0.395 | 0.88 | 1.2 | 1.57 | 470.475 |
| PESO TOTAL | KG | 11.376 | 143.8 | 518.3 | 41.919 | |
| No. VARILLA | U | 3 | 14 | 28 | 3 | |

PROYECTO:
**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS, GRADAS Y PLANILLA DE HIERRO EN GRADAS

LAMINA: **E4/8**

APROBO: ING. FRANKLIN MEJIA ALCALDE

APROBO: ING. ELADMIR ARIAS DIRECTOR DEPT.

ELABORO: ARQ. FRANCISCO ALVARADO UNIDAD DE PROYECTOS

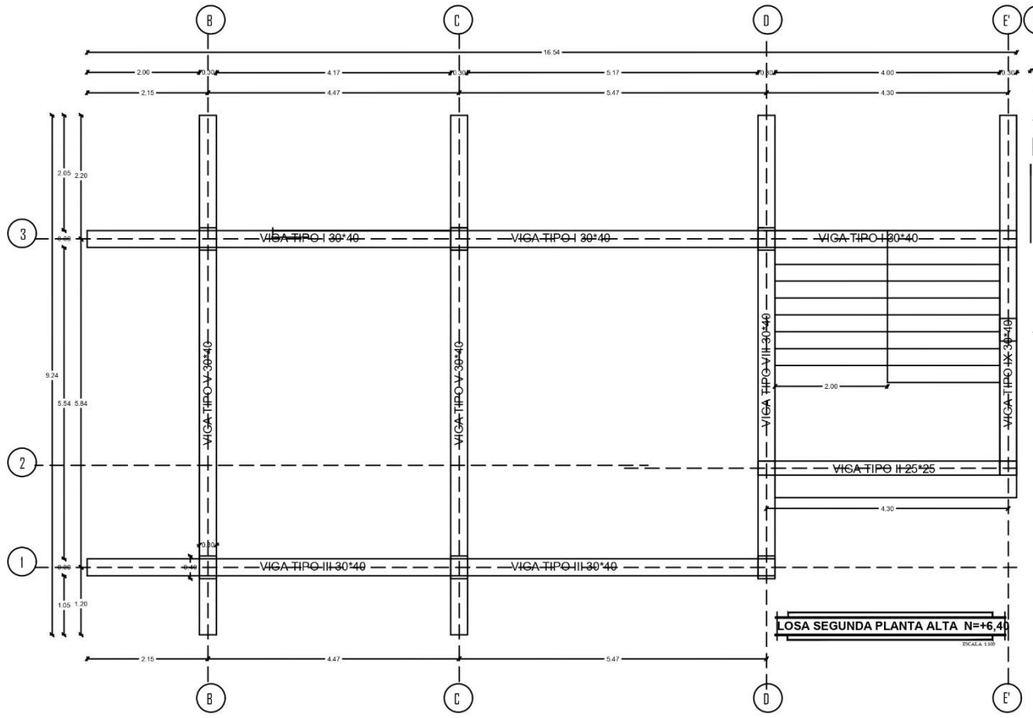
UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA

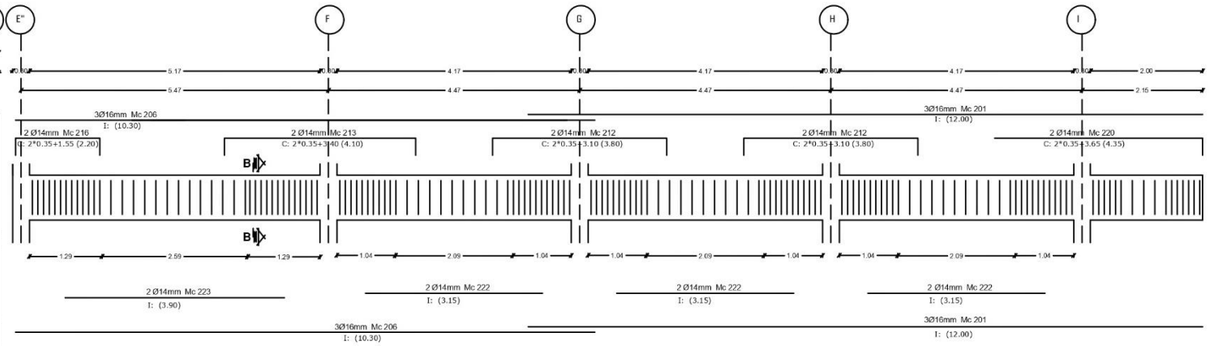
ESCALA: INDICADAS

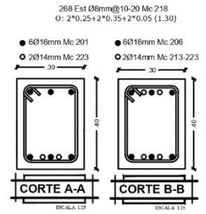
REVISO: ARQ GABRIELA JACOME DIRECCION DE PLANIFICACION

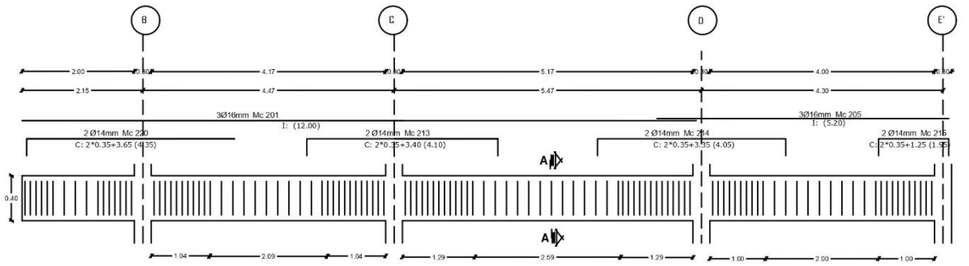
ELABORO: ING. CARLA BERMEO UNIDAD DE PROYECTOS

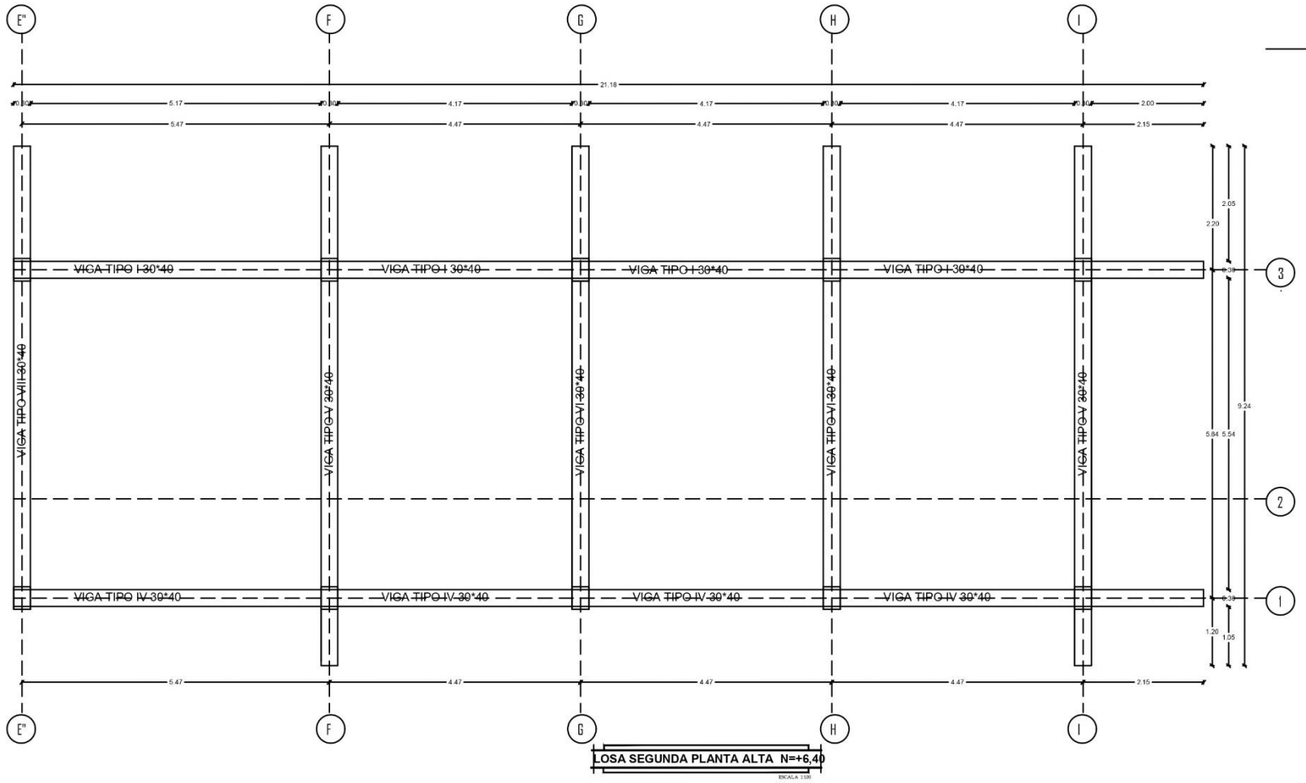
FECHA: MAYO DE 2022

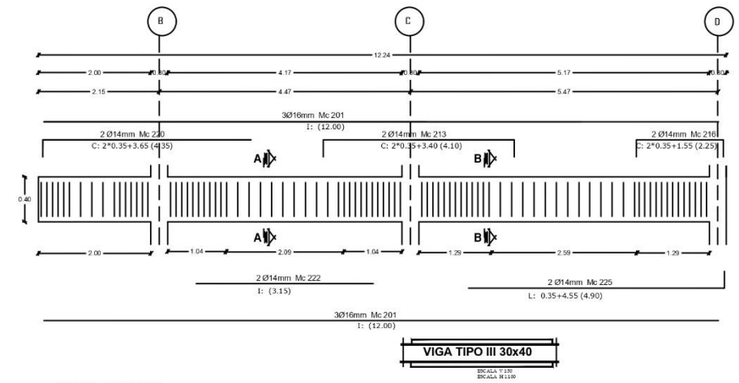


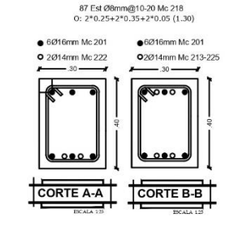




PROYECTO:
**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS EN SEGUNDA PLANTA ALTA.

LAMINA: **E5/8**

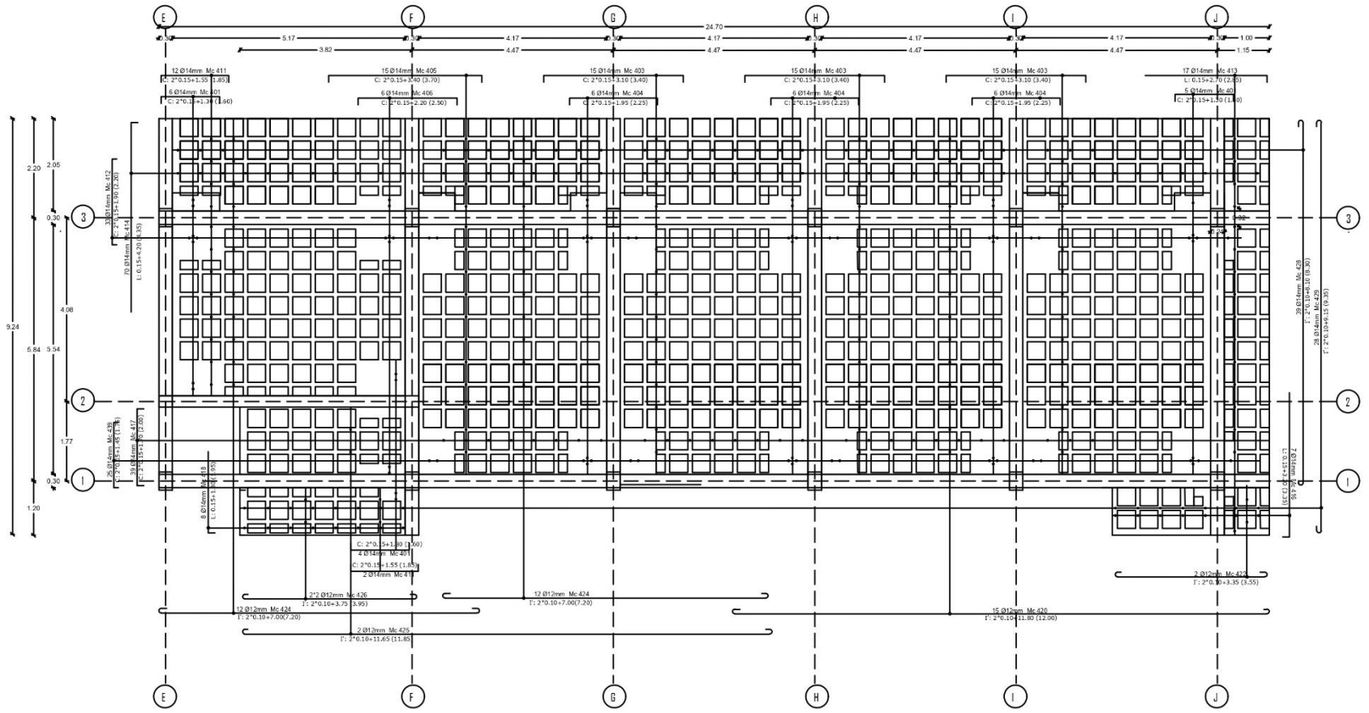
| | | | |
|---|---|---|---|
| APROBÓ: ING. FRANKLIN MEJIA ALCALDE | APROBÓ: ING. ELADIMIR ADAS DIRECTOR DE PP. | ELABORÓ: ARQ. FRANCISCO ALVARADO CHEQUE DE FISCALIZACIÓN | UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA |
| | REVISÓ: ARQ GABRIELA JACOME DIRECCION DE PLANIFICACION | ELABORÓ: ING. CARLA BERMEO. CHEQUE DE FISCALIZACIÓN | ESCALA: INDICADAS |
| | | | FECHA: MAYO DE 2017. |

## PLANILLA DE HIERRO EN LOSA

| MARCA | Ø | TIPO | CANT. | DIMENSIONES a | b | c | d | g | LONG. PARCIA | LONG. TOTAL | UBICACIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mc 401 | 14 | C | 54 | 1,3 | 0,15 | 0,15 | | | 1,6 | 86,40 | |
| Mc 402 | 14 | C | 8 | 1,1 | 0,15 | 0,15 | | | 1,4 | 11,20 | |
| Mc 403 | 14 | C | 56 | 3,1 | 0,15 | 0,15 | | | 3,4 | 190,40 | |
| Mc 404 | 14 | C | 36 | 1,95 | 0,15 | 0,15 | | | 2,25 | 81,00 | |
| Mc 405 | 14 | C | 55 | 3,4 | 0,15 | 0,15 | | | 3,7 | 218,20 | |
| Mc 406 | 14 | C | 20 | 2,2 | 0,15 | 0,15 | | | 2,5 | 60,00 | |
| Mc 407 | 14 | C | 8 | 3,35 | 0,15 | 0,15 | | | 3,65 | 29,20 | |
| Mc 408 | 14 | C | 4 | 2,1 | 0,15 | 0,15 | | | 2,4 | 9,60 | |
| Mc 409 | 14 | C | 8 | 1,25 | 0,15 | 0,15 | | | 1,55 | 12,40 | |
| Mc 410 | 14 | C | 4 | 1,05 | 0,15 | 0,15 | | | 1,35 | 5,40 | |
| Mc 411 | 14 | C | 56 | 1,55 | 0,15 | 0,15 | | | 1,85 | 99,90 | |
| Mc 412 | 14 | C | 61 | 1,9 | 0,15 | 0,15 | | | 2,2 | 134,20 | |
| Mc 413 | 14 | L | 17 | 2,7 | 0,15 | | | | 2,85 | 48,45 | |
| Mc 414 | 14 | L | 138 | 4,2 | 0,15 | | | | 4,35 | 591,60 | |
| Mc 415 | 14 | C | 34 | 2,2 | 0,15 | 0,15 | | | 2,5 | 85,00 | |
| Mc 416 | 14 | L | 20 | 3,2 | 0,15 | | | | 3,35 | 67,00 | |
| Mc 417 | 14 | C | 85 | 1,7 | 0,15 | 0,15 | | | 2 | 170,00 | |
| Mc 418 | 14 | L | 28 | 1,8 | 0,15 | | | | 1,95 | 54,60 | |
| Mc 419 | 12 | I | 8 | 2,2 | | | | 0,2 | 2,4 | 14,40 | |
| Mc 420 | 12 | I | 46 | 12,8 | | | | 0,2 | 12 | 288,00 | |
| Mc 421 | 12 | I | 2 | 1,5 | | | | 0,2 | 1,7 | 3,40 | |
| Mc 422 | 12 | I | 10 | 3,55 | | | | 0,2 | 3,75 | 37,50 | |
| Mc 423 | 12 | I | 4 | 7,65 | | | | 0,2 | 7,85 | 31,40 | |
| Mc 424 | 12 | I | 24 | 7 | | | | 0,2 | 7,2 | 172,80 | |
| Mc 425 | 12 | I | 2 | 11,65 | | | | 0,2 | 11,85 | 23,70 | |
| Mc 426 | 12 | I | 4 | 3,75 | | | | 0,2 | 3,95 | 15,80 | |
| Mc 427 | 14 | I | 14 | 2,25 | | | | 0,2 | 2,45 | 34,30 | |
| Mc 428 | 14 | I | 85 | 8,1 | | | | 0,2 | 8,3 | 705,50 | |
| Mc 429 | 14 | I | 48 | 9,15 | | | | 0,2 | 9,35 | 448,80 | |
| Mc 430 | 14 | C | 12 | 1,95 | 0,15 | 0,15 | | | 2,25 | 27,00 | |
| Mc 431 | 14 | L | 36 | 3,7 | 0,15 | 0,15 | | | 4 | 220,00 | |
| Mc 432 | 14 | C | 4 | 0,95 | 0,15 | 0,15 | | | 1,25 | 5,00 | |
| Mc 433 | 12 | I | 15 | 5,8 | | | | 0,2 | 5,5 | 82,50 | |
| Mc 434 | 12 | I | 11 | 7,5 | | | | 0,2 | 7,7 | 84,70 | |
| Mc 435 | 12 | I | 4 | 8 | | | | 0,2 | 8,2 | 12,80 | |
| Mc 436 | 12 | I | 15 | 9,95 | | | | 0,2 | 10,15 | 152,25 | |
| Mc 437 | 14 | C | 4 | 2,05 | 0,15 | 0,15 | | | 2,35 | 9,40 | |
| Mc 438 | 14 | C | 16 | 1,35 | 0,15 | 0,15 | | | 1,65 | 26,40 | |
| Mc 439 | 14 | C | 38 | 1,45 | 0,15 | 0,15 | | | 1,75 | 92,75 | |

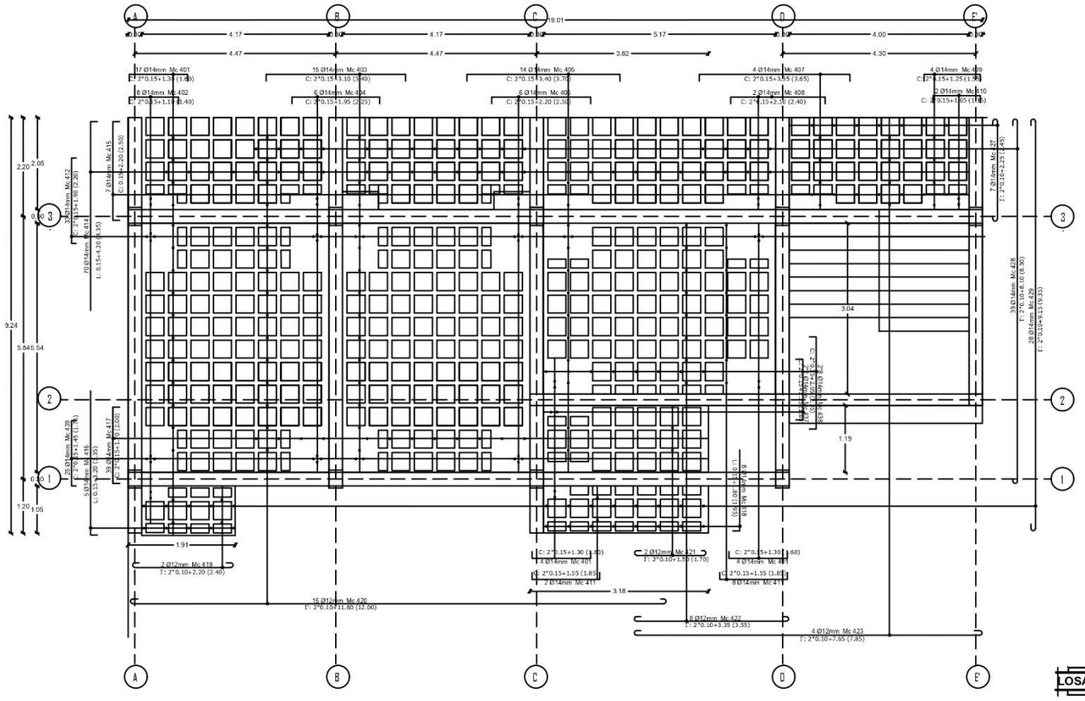
## RESUMEN DE MATERIALES EN LOSA

| DIAMETRO | Unidad | 12 | 14 | TOTAL (KG) |
|---|---|---|---|---|
| LONGITUD | m | 1285,25 | 3489,90 | 5250,22 |
| PESO Kg | kg | 0,88 | 1,2 | |
| PESO TOTAL | KG | 1072,94 | 4187,28 | |
| No. VARILLA | U | 102 | 291 | |




LOSA PRIMERA PLANTA ALTA N=+3,20

ESCALA 1:125




LOSA PRIMERA PLANTA ALTA N=+3,20

ESCALA 1:125

PROYECTO:
**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA EN LA PRIMERA PLANTA ALTA. PLANILLA DE LOZA

LAMINA: **E6/8**

APROBÓ: ING. FRANKLIN MEJIA ALCALDE

APROBÓ: ING. BLADIMIR ARIAS DIRECTOR DOPP.

APROBÓ: ARQ GABRIELA JACOME JEFATURA DE PLANIFICACIÓN

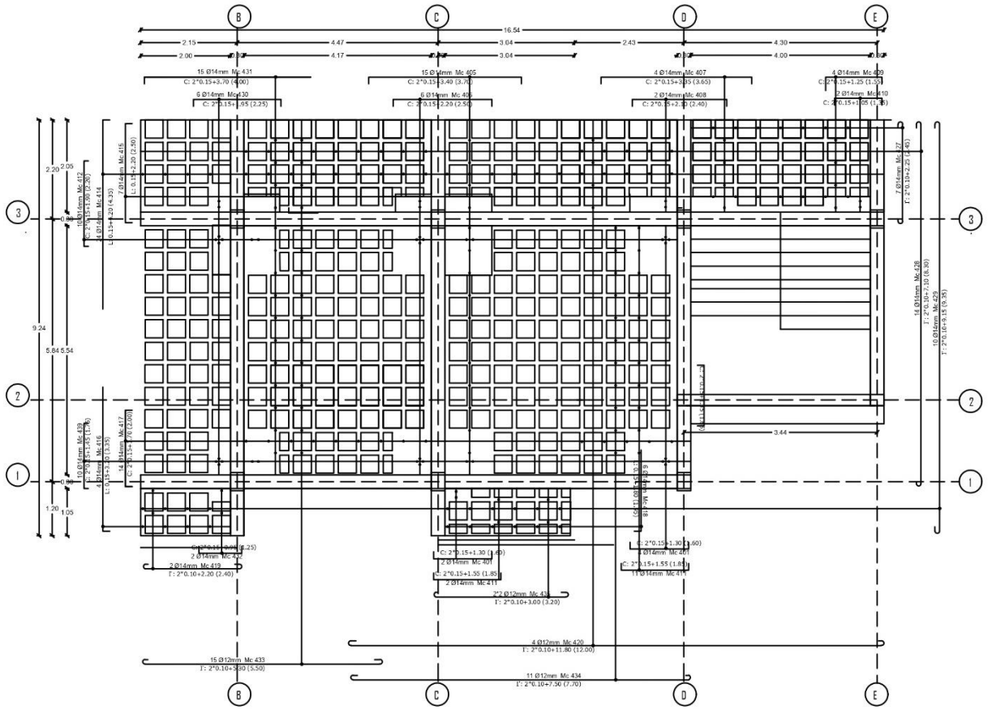
ELABORÓ: ARQ. FRANCISCO ALVARADO UNIDAD DE PROYECTOS

ELABORÓ: ING. CARLA BERMEO. UNIDAD DE PROYECTOS

UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA

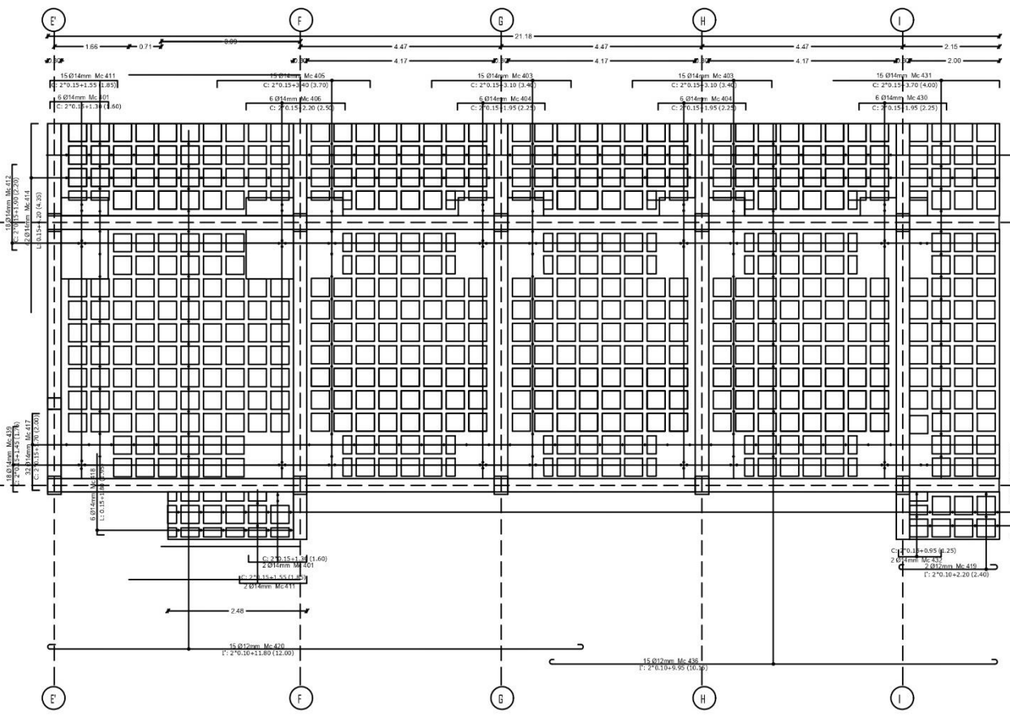
ESCALA: INDICADAS

FECHA: MAYO DE 2021




LOSA SEGUNDA PLANTA ALTA N=+6,40

ESCALA 1:125




LOSA SEGUNDA PLANTA ALTA N=+6,40

ESCALA 1:125

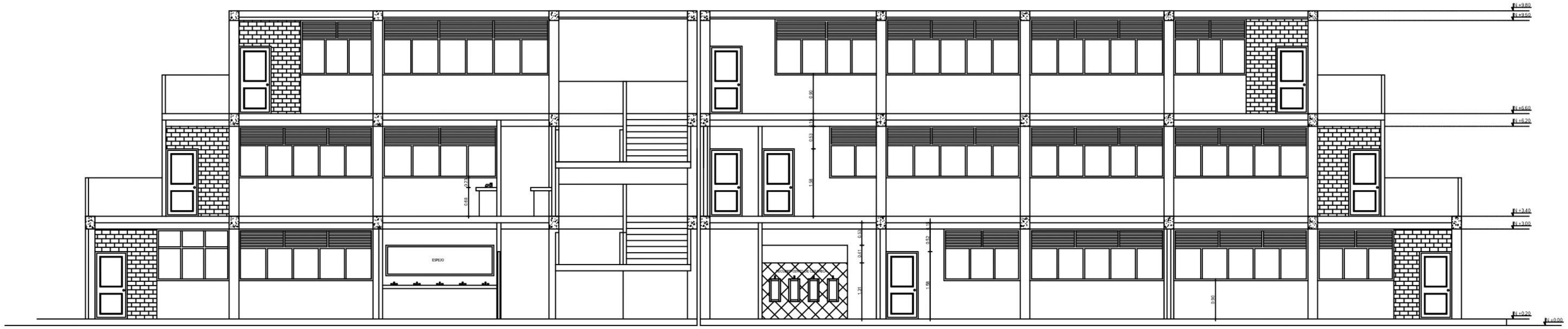
PROYECTO:

**CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I**

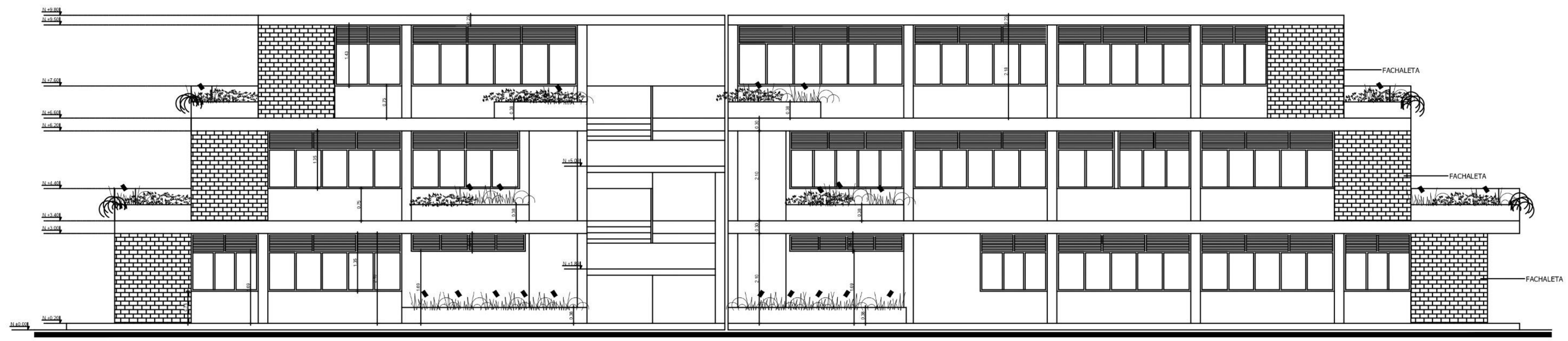
CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA EN SEGUNDA PLANTA ALTA.

LÁMINA: **E7/8**

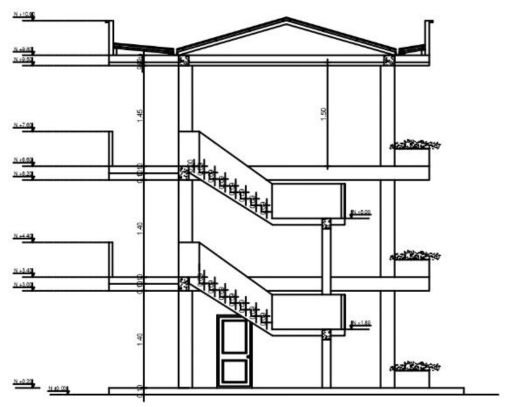
| | | | |
|---|---|---|---|
| UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA | | | |
| ESCALA: INDICADO | | | |
| FECHA: MAYO DE 2012 | | | |



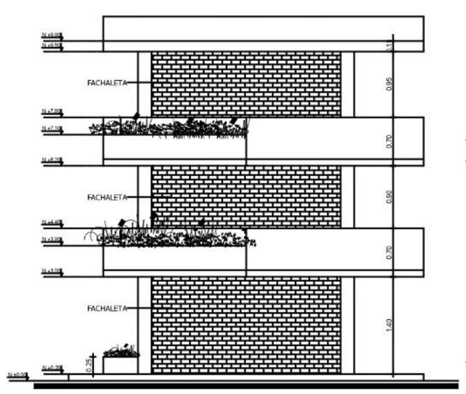

SECCIÓN A-A
ESC: 1------75



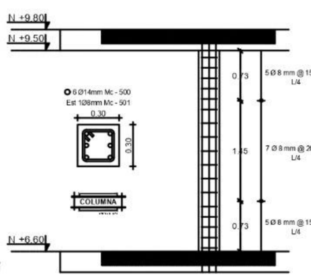

ELEVACIÓN POSTERIOR



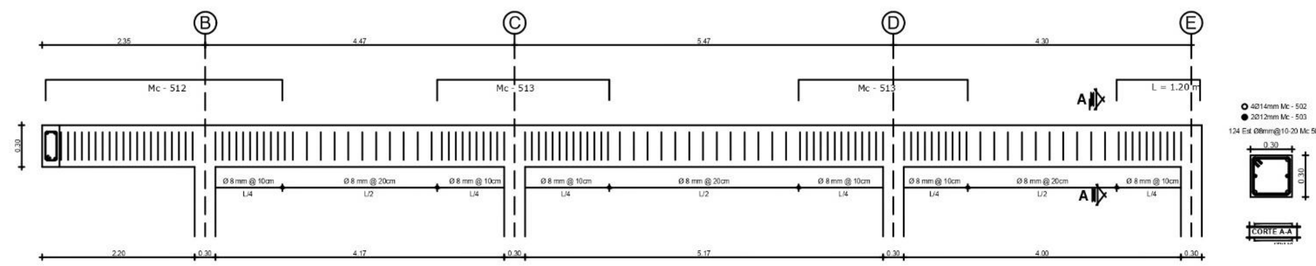
SECCIÓN B-B



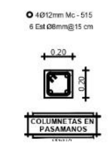

ELEVACIÓN LATERAL IZQUIERDA

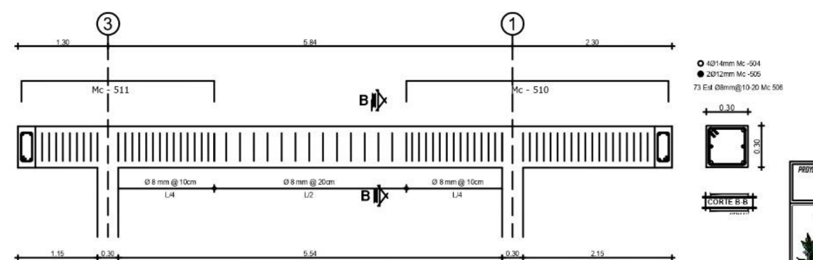



COLUMNAS
ESC: 1------50




VIGA TIPO 30x30




VIGA TIPO 30x30

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| PROYECTO: CONSTRUCCIÓN COLEGIO MUNICIPAL DE GUALAQUIZA FASE I | | | | | |
| | CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMIENTOS PLINTOS, CADENAS Y COLUMNAS | | | | LAMINA: |
| | APROBÓ: ING. FRANKLIN MEJÍA ALCALDE | APROBÓ: ING. BLADIMIR ARIAS DIRECTOR OO.PP. | ELABORÓ: ARQ. FRANCISCO ALVARADO UNIDAD DE PROYECTOS | UBICACIÓN: CENTRO CANTONAL GUALAQUIZA | E8/8 |
| | | APROBÓ: ARQ. GABRIELA JACOME DIRECCION DE PLANIFICACION | ELABORÓ: ING. CARLA BERMEO. UNIDAD DE PROYECTOS | ESCALA: INDICADAS | |
| | | | | FECHA: MAYO DE 2012 | |