



Estudio analítico del comportamiento estructural del bloque de residencias de los oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, considerando diferentes cuantías de acero para el reforzamiento de mampostería

Amaya Jimenez, Francisco Esteban y Vaca Muses, Cristina Nathaly

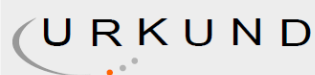
Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique, Ph. D.

4 de marzo del 2021



Urkund Analysis Result

Analysed Document: TESIS_C N VACA MUESES_F E AMAYA JIMENEZ (2).docx
(D97019614)
Submitted: 3/2/2021 8:13:00 PM
Submitted By: pecaiza1@espe.edu.ec
Significance: 1 %

Sources included in the report:

LARA_MARTÍNEZ_TRABAJO DE TITULACIÓN_URKUND.docx (D77145805)
TESIS_Barona-Gutierrez.pdf (D26399963)
20190806 Pedro Gallegos.pdf (D54723697)
DISERTACION 10.docx (D22196658)
<https://1library.co/document/yr3ew4oy-analisis-diseno-estructural-edificacion-niveles-modelado-programa-disposiciones.html>
http://repositorio.unsch.edu.pe/bitstream/handle/UNSCH/783/Tesis%20CIV418_Cis.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Instances where selected sources appear:

10



Firmado electrónicamente por:
**PABLO ENRIQUE
CAIZA SANCHEZ**



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, **“Estudio analítico del comportamiento estructural del bloque de residencias de los oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, considerando diferentes cuantías de acero para el reforzamiento de mampostería”** fue realizado por el **Sr. Amaya Jimenez Francisco Esteban** y la **Srta. Vaca Mueses Cristina Nathaly**, el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto, cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 4 de marzo del 2021



Firmado electrónicamente por:
**PABLO ENRIQUE
CAIZA SANCHEZ**

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique, Ph. D.

C.C: 1707597272



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Nosotros, **Amaya Jimenez Francisco Esteban** y **Vaca Mueses Cristina Nathaly**, con cédulas de ciudadanía n°1723283642 y n°1723445449, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Estudio analítico del comportamiento estructural del bloque de residencias de los oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, considerando diferentes cuantías de acero para el reforzamiento de mampostería”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 4 de marzo del 2021

Amaya Jimenez Francisco Esteban

C.C: 1723283642

Vaca Mueses Cristina Nathaly

C.C: 1723445449



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros, **Amaya Jimenez Francisco Esteban** y **Vaca Mueses Cristina Nathaly** con cédulas de ciudadanía n°1723283642 y n°1723445449, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación “**Estudio analítico del comportamiento estructural del bloque de residencias de los oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, considerando diferentes cuantías de acero para el reforzamiento de mampostería**” en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 4 de marzo del 2021

Amaya Jimenez Francisco Esteban

C.C: 1723283642

Vaca Mueses Cristina Nathaly

C.C: 1723445449

Dedicatoria

Dedico este trabajo con todo mi amor y cariño a mi familia, cada uno de ustedes ha aportado grandes cosas en mi vida.

A mis hermanos, por ser la guía para poder culminar esta etapa de mi carrera.

A mis padres, por ayudarme a crecer y ser más fuerte para enfrentar la vida, quienes con sus consejos me impulsaron para salir adelante.

Sr. Francisco Esteban Amaya Jimenez

Dedicatoria

A mis padres, quienes me han brindado todo su amor, su esfuerzo y dedicación. Este momento no habría sido posible sin su apoyo incondicional. Todos los logros hasta hoy alcanzados no significarían nada si no pudiese festejarlos junto a ustedes.

A mis hermanas, quienes han sido mis amigas, cómplices y compañeras; son un pilar fundamental en mi vida, su comprensión y apoyo ha sido esencial en cada etapa culminada.

A mi familia entera, porque siempre me han demostrado que todo es posible si se lucha por ello, su fortaleza y su carácter han sido mi motivación para llegar a este momento.

Srta. Cristina Nathaly Vaca Mueses

Agradecimiento

A Dios, por darme la fuerza y no declinar durante este gran esfuerzo de alcanzar mi carrera como ingeniero.

A mis padres, por su apoyo incondicional el amor recibido y su paciencia, gracias por cada día confiar en mí, por guiarme y creer en mis expectativas, son los principales promotores de mis sueños.

A mis hermanos, por ser la razón y motivación de tener un título profesional, por ser un ejemplo, no solo como profesionales sino también como mejores personas.

A mi profesor, Dr. Pablo Caiza, por su colaboración en cada momento de duda y consulta en este trabajo de titulación y a quien le debo gran parte de mi conocimiento.

A Cristina por ser la persona que más me entiende y me conoce, por su apoyo en esta investigación y a lo largo de la carrera, gracias por la alegría que has traído a mi vida

Sr. Francisco Esteban Amaya Jimenez

Agradecimiento

Estoy agradecida con Dios, por ser el pilar de mi vida. Con mis padres y el sacrificio realizado día a día para que pueda alcanzar mis metas, los admiro mucho.

Agradezco a mis hermanas por ser siempre incondicionales, por apoyarme y ser un ejemplo en muchas situaciones.

A mis tías y tíos, que en tantas ocasiones supieron ayudarme y que, sin siquiera saberlo, fueron una gran fortaleza a lo largo de este trayecto.

A mis amigos y compañeros, que fueron testigos y cómplices de cada etapa vivida.

A Esteban, mi mejor amigo, mi confidente y mi compañero, con quien tuve el agrado de realizar este trabajo, gracias por estar siempre a mi lado. El esfuerzo empleado cada día hasta llegar a este momento, se verá reflejado en nuestros éxitos.

A nuestro tutor, pues gracias a su ayuda incondicional ha sido posible la realización de este proyecto.

A mis maestros, que han sido una guía y que han compartido sus conocimientos para formar los profesionales que somos ahora. Infinitas gracias.

Gracias a todos, por aportar grandes valores a mi vida y nunca haberme negado la oportunidad de crecer.

Srta. Cristina Vaca Mueses

Índice de contenidos

Dedicatoria	6
Dedicatoria	7
Agradecimiento.....	8
Agradecimiento.....	9
Índice de contenidos.....	10
Índice de tablas	16
Índice de figuras	19
Resumen	33
Abstract	34
Capítulo I	35
Generalidades	35
Introducción.....	35
Antecedentes	35
Planteamiento del problema	37
Macro	37
Meso	37
Micro	38
Justificación e Importancia	39
Objetivos	39
Objetivo general	39
Objetivos específicos.....	39
Descripción del contenido.....	40
Capítulo II	42
Fundamento teórico.....	42

	11
Riesgo sísmico	42
Riesgo sísmico en el Ecuador	44
Riesgo sísmico de Quito.....	46
Reducción del riesgo sísmico	48
Límites permisibles de las derivas de los pisos	49
Derivas máximas NEC-15	49
Derivas máximas Código Ecuatoriano de la Construcción.....	49
Derivas Norma Chilena (NCh 433)	50
Derivas máximas Norma Peruana (E.030)	51
Caracterización de la edificación	51
Geotécnica	51
Ensayos en edificaciones	53
Comportamiento sísmico de pared no estructural.....	56
Curvas de fuerza-desplazamiento de edificios en Ecuador	56
Daños debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal	57
Reforzamiento estructural.....	59
Reforzamiento de mampostería	61
Materiales compuestos tipo sándwich	67
Características del material	68
Selección de materiales	70
Comportamiento mecánico.....	71
Caracterización mecánica de un panel sándwich	74
Análisis estructural	78
Acciones sobre las estructuras.....	79
Tipos de análisis.....	81
Modelación de estructuras	89
Métodos de análisis.....	93
Normativa ecuatoriana de la construcción	97
Capítulo III	113

Caracterización de la edificación de estudio	113
Ubicación del edificio	113
Fachadas de la edificación	115
Distribución en planta de la edificación	118
Cortes de la edificación	123
División de la edificación	125
Sector existente año 1986	125
Sector de ampliación año 2007	132
Columnas de la edificación	139
Ensayo esclerométrico	141
Procedimiento	141
Resultados	142
Periodos de vibración de la estructura por sus modos de vibrar	142
Ensayo de acelerogramas	142
Geotecnia	149
Ensayo de refracción sísmica	149
Capítulo IV	162
Modelo computacional	162
Modelo: Estado actual	162
Definición de materiales	162
Definición de secciones de los elementos	167
Definición de propiedades	184
Casos de carga	201
Análisis estático no lineal (Pushover)	208
Capítulo V	215
Análisis de resultados	215
Modelo estado actual: Bloque A – Sentido X	217
Pushover X	217

Modelo estado actual: Bloque A – Sentido Y	220
Pushover Y.....	220
Participación de la masa en modos de vibración	222
Derivas de piso.....	223
Modelo estado actual: Bloque B – Sentido X.....	225
Pushover X.....	225
Modelo estado actual: Bloque B – Sentido Y	227
Pushover Y.....	227
Participación de la masa en modos de vibración	229
Derivas de piso.....	230
Modelo con apoyos fijos: Bloque A – Sentido X.....	234
Pushover X.....	234
Modelo con apoyos fijos: Bloque A – Sentido Y.....	236
Pushover Y.....	236
Derivas de piso.....	238
Modelo con apoyos fijos: Bloque B – Sentido X.....	241
Pushover Y.....	241
Modelo con apoyos fijos: Bloque B – Sentido Y.....	243
Pushover Y.....	243
Derivas de piso.....	245
Propuesta de reforzamiento 1: Malla Armex Ø 6 mm @ 15 cm	247
Definición de materiales	247
Definición de secciones.....	248
Ubicación de mampostería reforzada	249
Propuesta de reforzamiento 2: Malla Armex Ø 8 mm @ 15 cm	252
Definición de secciones.....	252
Ubicación de mampostería reforzada	253
Propuesta de reforzamiento 3: Dos Mallas Armex Ø 8 mm @ 15 cm	255
Definición de secciones.....	255

Ubicación de mampostería reforzada	256
Bloque A: Propuesta de reforzamiento 1	259
Análisis estático no lineal	259
Derivas de piso.....	260
Bloque A: Propuesta de reforzamiento 2	263
Derivas de piso.....	263
Bloque A: Propuesta de reforzamiento 3	265
Derivas de piso.....	265
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 1	267
Derivas de piso.....	267
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 2	269
Derivas de piso.....	269
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 3	271
Derivas de piso.....	271
Bloque A sin apoyos y sin reforzamiento	273
Derivas de piso.....	273
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 1	276
Derivas de piso.....	276
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 2	278
Derivas de piso.....	278
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 3	280
Derivas de piso.....	280
Bloque B sin apoyos y sin reforzamiento	282
Derivas de piso.....	282
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 1	284
Derivas de piso.....	284
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 2	286
Derivas de piso.....	286
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 3	288

Derivas de piso.....	288
Comparación de resultados.....	290
Capítulo VI.....	301
Conclusiones y recomendaciones	301
Conclusiones.....	301
Recomendaciones.....	305
Referencias	306
Anexos	312

Índice de tablas

Tabla 1: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	49
Tabla 2: Valores de derivas máximas, expresados como fracción de la altura de piso	50
Tabla 3: Límites para la distorsión del entrepiso	51
Tabla 4: Efecto del espesor del núcleo en la rigidez y resistencia a flexión y en el peso de la estructura	69
Tabla 5: Límites de deformación unitaria	112
Tabla 6: Detalle de vigas del bloque A, N+3.20	127
Tabla 7: Detalle de vigas del bloque A, N+6.40	128
Tabla 8: Detalle de vigas del bloque B, N+4.80	130
Tabla 9: Detalle de vigas del bloque B, N+8.00	131
Tabla 10: Detalle de vigas del bloque A, N+9.60	134
Tabla 11: Detalle de vigas del bloque A, N+12.80	135
Tabla 12: Detalle de vigas del bloque B, N+11.20	137
Tabla 13: Detalle de vigas del bloque B, N+14.40	138
Tabla 14: Resultados de los periodos de ambos bloques estructurales	149
Tabla 15: Descripción del análisis de las líneas sísmicas	150
Tabla 16: Ubicación y longitud de los sondeos sísmicos	151
Tabla 17: Clasificación de perfil sísmico de suelo	161
Tabla 18: Cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería	166
Tabla 19: Cuantía de acero vigas Bloque A N+3.20	168

Tabla 20: Cuantía de acero vigas Bloque A N+6.40	169
Tabla 21: Cuantía de acero vigas Bloque A N+9.60	170
Tabla 22: Cuantía de acero vigas Bloque A N+12.80	171
Tabla 23: Cuantía de acero vigas Bloque B N+4.80	172
Tabla 24: Cuantía de acero vigas Bloque B N+8.00	173
Tabla 25: Cuantía de acero vigas Bloque B N+11.20	174
Tabla 26: Cuantía de acero vigas Bloque B N+14.40	175
Tabla 27: Coeficientes de perfil de suelo.....	188
Tabla 28: Coeficientes de la ecuación 27	189
Tabla 29: Carga viva de acuerdo a la ocupación o uso de la estructura.....	192
Tabla 30: Cálculo de la sobrecarga de la estructura.....	197
Tabla 31: Resumen de parámetros para el cálculo del cortante basal.....	198
Tabla 32: Combinaciones de carga.....	202
Tabla 33: Modos y periodos de vibración	223
Tabla 34: Modos y periodos de vibración	230
Tabla 35: Derivas de piso del bloque A en estado actual	232
Tabla 36: Derivas de piso del bloque B en estado actual	233
Tabla 37: Derivas elásticas e inelásticas de los bloques sin apoyos con refuerzo y sin refuerzo.....	290
Tabla 38: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A y B sin apoyos fijos	291

Tabla 39: Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque A aplicando refuerzos en la mampostería.....	292
Tabla 40: Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque B aplicando refuerzos en la mampostería.....	292
Tabla 41: Derivas elásticas e inelásticas de los bloques con apoyos con refuerzo y sin refuerzo.....	297
Tabla 42: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A y B con apoyos fijos	297
Tabla 43: Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque A aplicando refuerzos en la mampostería.....	298
Tabla 44: Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque B aplicando refuerzos en la mampostería.....	298

Índice de figuras

Figura 1: Zonificación Sísmica de la NEC-15.....	45
Figura 2: Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Centros de Educación del Municipio de Quito	47
Figura 3: Distribución en campo de los geófonos en el ensayo de refacción sísmica	53
Figura 4: Curvas de fuerza-desplazamiento inferidas de los daños	57
Figura 5: Daños en el edificio debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal	58
Figura 6: Daños en el edificio debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal	58
Figura 7: Curva esquemática de fuerza-deflexión del pórtico de hormigón armado relleno con pared de ladrillos no reforzada	59
Figura 8: Fisuras en forma de X.....	62
Figura 9: Fisuras alrededor de puertas y ventanas	63
Figura 10: Enchape con malla electrosoldada	63
Figura 11: Esquema de reforzamiento de muro existente	64
Figura 12: Detalle constructivo del enchapado de un muro.....	65
Figura 13: Corte de pared enchapada	66
Figura 14: Enlucido del muro	67
Figura 15: Esquema de una estructura tipo sándwich.....	67
Figura 16: Diferentes configuraciones estructurales	69
Figura 17: Propagación de calor por conducción a través de una pared compuesta	70

Figura 18: Materiales más utilizados en la fabricación de pieles y núcleos	71
Figura 19: Viga en voladizo sometida a una carga por unidad de longitud perpendicular al plano	72
Figura 20: Viga sometida a esfuerzos a compresión tracción y corte	73
Figura 21: Diagramas de momento y cortante	74
Figura 22: Registro fuerza-desplazamiento obtenido de un ensayo	75
Figura 23: Modelo tipo sándwich	77
Figura 24: Diagrama esfuerzo-deformación	83
Figura 25: Secuencia del proceso de análisis pushover.....	86
Figura 26: Definición de la respuesta dinámica: para un punto considerado.....	88
Figura 27: Placa de dimensiones finitas.....	95
Figura 28: Placa segmentada en triángulos	96
Figura 29: Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	102
Figura 30: Linealización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamientos).....	109
Figura 31: Sector Santa Clara, Sangolquí-Ecuador	113
Figura 32: Ubicación satelital del "bloque de residencia de oficiales"	114
Figura 33: Bloque de residencias de oficiales	114
Figura 34: Fachada Norte del bloque de residencias	115
Figura 35: Fachada Sur del bloque de residencias	115
Figura 36: Fachada Oeste del bloque de residencias	116

Figura 37: Fachada Este del bloque de residencias.....	117
Figura 38: Distribución en planta niveles N+0.00 y N+1.60.....	118
Figura 39: Distribución en planta niveles N+3.20 y N+4.80.....	119
Figura 40: Distribución en planta niveles N+6.40, N+9.60, N+8.00 y N+11.20	120
Figura 41: Distribución en planta terrazas accesibles	121
Figura 42: Distribución en planta de la losa de cubierta.....	122
Figura 43: Corte A-B.....	123
Figura 44: Corte C-D	124
Figura 45: División del bloque de residencias	125
Figura 46: Especificaciones técnicas de planos estructurales año 1986.....	125
Figura 47: Corte típico de losa Bloque A N+3.20 y N+6.40	126
Figura 48: Distribución de vigas del bloque A, N+3.20 y N+6.40.....	126
Figura 49: Corte típico de losa N+4.80 y N+8.00	129
Figura 50: Distribución de vigas en niveles N+4.80 y N+8.00	129
Figura 51: Especificaciones técnicas de planos estructurales año 2007.....	132
Figura 52: Corte típico de losa Bloque A N+9.60 y N+12.80	132
Figura 53: Distribución de vigas del bloque A, N+9.60 y N+12.80.....	133
Figura 54: Corte típico de losa N+11.20 y N+14.40	136
Figura 55: Distribución de vigas en niveles N+11.20 y N+14.40	136
Figura 56: Cuadro de columnas de la edificación.....	139
Figura 57: Distribución de estribos de columna tipo del bloque A y B	140

Figura 58: Límite de frecuencias determinada mediante la norma	144
Figura 59: Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro	145
Figura 60: Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura.....	145
Figura 61: Programa SeismoSignal Transformada de Fourier	145
Figura 62: Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro	146
Figura 63: Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura.....	146
Figura 64: Programa SeismoSignal Transformada de Fourier	146
Figura 65: Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro	147
Figura 66: Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura.....	147
Figura 67: Programa SeismoSignal Transformada de Fourier	147
Figura 68: Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro	148
Figura 69: Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura.....	148
Figura 70: Programa SeismoSignal Transformada de Fourier	148
Figura 71: Geometría del sistema de análisis (Línea de norte a sur)	152
Figura 72: Inversiones de estudio (Línea de norte a sur)	153
Figura 73: Perfil de Cizalla (Línea de norte a sur)	153
Figura 74: Sección de velocidad de onda Vs (Línea de norte a sur)	154
Figura 75: Geometría del sistema de análisis (Línea de este a oeste)	154

Figura 76: Inversiones de estudio (Línea de este a oeste).....	155
Figura 77: Perfil de Cizalla (Línea de este a oeste).....	155
Figura 78: Sección de velocidad de onda Vs (Línea de este a oeste).....	156
Figura 79: Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo (Línea de norte a sur)	157
Figura 80: Perfil de Cizalla (Línea de norte a sur).....	158
Figura 81: Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo (Línea de este a este).....	159
Figura 82: Perfil de Cizalla (Línea de este a oeste).....	160
Figura 83: Propiedades del hormigón $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$	163
Figura 84: Propiedades del refuerzo $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$	164
Figura 85: Propiedades del refuerzo $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$	165
Figura 86: Curva promedio para la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería.....	166
Figura 87: Propiedades de la mampostería de bloque.....	167
Figura 88: Definición de sección viga e ingreso de cuantía de acero	176
Figura 89: Bloque A columna N. 0.00-3.20	177
Figura 90: Bloque A columna N. 3.20-6.40	178
Figura 91: Bloque A columna N. 6.40-9.60	178
Figura 92: Bloque A columna N. 9.60-12.80	179
Figura 93: Bloque B columna N. 1.60-4.80	179
Figura 94: Bloque B columna N. 4.80-8.00	180

Figura 95: Bloque B columna N. 8.00–11.20.....	180
Figura 96: Bloque B columna N. 11.20–14.40.....	181
Figura 97: Sección losa alivianada bidireccional.....	181
Figura 98: Sección muro de mampostería de bloque 15.....	182
Figura 99: Sección muro de mampostería de bloque de 10 cm.....	182
Figura 100: Modelo con mampostería no estructural bloque A.....	183
Figura 101: Modelo con mampostería no estructural bloque B.....	183
Figura 102: Subdivisión de las losas.....	184
Figura 103: Asignación de diafragma rígido de piso.....	185
Figura 104: Sistema de diafragma rígido de piso.....	185
Figura 105: Asignación de rigidez en los nudos.....	186
Figura 106: Configuración en planta y en elevación.....	186
Figura 107: Espectro elástico horizontal.....	187
Figura 108: Factores de zona sísmica de Ecuador.....	188
Figura 109: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	190
Figura 110: Ingreso de datos de espectro de respuesta.....	191
Figura 111: Velocidad promedio del viento.....	193
Figura 112: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, viento, nieve, terremotos y cargas de hielo.....	194
Figura 113: Factor topográfico K_{zt}	195
Figura 114: Direccionalidad del viento.....	196

Figura 115: Carga viva de acuerdo a la ocupación	197
Figura 116: Patrones de Carga.....	199
Figura 117: Definición de carga lateral sismo estático en X.....	199
Figura 118: Definición de carga lateral sismo estático en Y.....	199
Figura 119: Definición de carga lateral viento	200
Figura 120: Definición de la masa.....	200
Figura 121: Ingreso de sismo dinámico en X y Y	201
Figura 122: Casos de carga ingresados	201
Figura 123: Ingreso de combinaciones de carga.....	203
Figura 124: Set de cargas para losas de entrepiso	204
Figura 125: Set de cargas para terrazas	204
Figura 126: Reducción de inercias en vigas del Bloque A.....	205
Figura 127: Reducción de inercias en columnas del Bloque A.....	206
Figura 128: Primer modo de vibrar reducción de inercias del Bloque A	206
Figura 129: Reducción de inercias en vigas del Bloque B.....	207
Figura 130: Reducción de inercias en columnas del Bloque B.....	207
Figura 131: Primer modo de vibrar reducción de inercias del Bloque B	208
Figura 132: Definición de carga de empuje NO LINEAL	209
Figura 133: Creación de caso de carga PUSH en sentido X.....	210
Figura 134: Creación de caso de carga PUSH en sentido Y	211
Figura 135: Asignación de rótulas plásticas en sentido X en vigas	212

Figura 136: Asignación de rótulas plásticas en sentido Y en vigas	212
Figura 137: Asignación de rótulas plásticas en sentido X en columnas	213
Figura 138: Asignación de rótulas plásticas en sentido Y en columnas	214
Figura 139: Estado de daño y nivel de desempeño – escala de color del software	216
Figura 140: Estado de daño y nivel de desempeño – escala de color del software	216
Figura 141: Pushover en sentido X.....	217
Figura 142: Pórtico E- columnas 2 y 3	218
Figura 143: Pórtico D- columna 4	218
Figura 144: Curva de capacidad bloque A estado actual sentido X	219
Figura 145: Curva de capacidad bloque A estado actual sentido X.....	220
Figura 146: Pushover sentido Y.....	221
Figura 147: Curva de capacidad bloque A sentido Y	221
Figura 148: Curva de capacidad bloque A sentido Y	222
Figura 149: Derivas de piso estado actual de la estructura.....	223
Figura 150: Derivas de piso estado actual de la estructura.....	224
Figura 151: Derivas de piso estado actual de la estructura.....	224
Figura 152: Derivas de piso estado actual de la estructura.....	225
Figura 153: Pushover sentido X.....	226
Figura 154: Curva de capacidad sentido X	226
Figura 155: Espectro de demanda-capacidad sentido X.....	227

Figura 156: Pushover sentido Y	228
Figura 157: Curva de capacidad sentido Y	228
Figura 158: Curva de capacidad sentido Y	229
Figura 159: Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B	230
Figura 160: Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B	231
Figura 161: Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B	231
Figura 162: Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B	232
Figura 163: Curva de capacidad sentido X.....	234
Figura 164: Curva de capacidad sentido X	235
Figura 165: Espectro de aceleración-desplazamiento sentido X	236
Figura 166: Análisis pushover sentido Y	237
Figura 167: Curva de capacidad sentido Y	237
Figura 168: Espectro de aceleración-desplazamiento sentido Y	238
Figura 169: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A.....	239
Figura 170: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A.....	239
Figura 171: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A.....	240
Figura 172: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A.....	240
Figura 173: Pushover bloque B sentido X.....	241
Figura 174: Curva de capacidad sentido X	242
Figura 175: Espectro de capacidad-demanda sentido X.....	242
Figura 176: Pushover bloque B sentido Y	243

Figura 177: Curva de capacidad bloque B sentido Y	244
Figura 178: Espectro de demanda-capacidad bloque B sentido Y	244
Figura 179: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B.....	245
Figura 180: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B.....	245
Figura 181: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B.....	246
Figura 182: Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B.....	246
Figura 183: Propiedades del refuerzo $f_y=5000$ kgf/cm ²	247
Figura 184: Sección mampostería reforzada propuesta 1	249
Figura 185: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60	250
Figura 186: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m	250
Figura 187: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m	251
Figura 188: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m	251
Figura 189: Sección mampostería reforzada propuesta 2.....	252
Figura 190: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60 m	253
Figura 191: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m	254
Figura 192: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m	254
Figura 193: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m	255
Figura 194: Sección mampostería reforzada propuesta 3.....	256
Figura 195: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60 m	257
Figura 196: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m	257
Figura 197: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m	258

Figura 198: Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m	258
Figura 199: Curva de capacidad bloque A con reforzamiento en mampostería ..	259
Figura 200: Espectro de aceleración-desplazamiento bloque A con reforzamiento en mampostería.....	260
Figura 201: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	260
Figura 202: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	261
Figura 203: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	261
Figura 204: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	262
Figura 205: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	263
Figura 206: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	263
Figura 207: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	264
Figura 208: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	264
Figura 209: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	265
Figura 210: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	265
Figura 211: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	266
Figura 212: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	266
Figura 213: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	267
Figura 214: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	267
Figura 215: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	268
Figura 216: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	268
Figura 217: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	269

Figura 218: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	269
Figura 219: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	270
Figura 220: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	270
Figura 221: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	271
Figura 222: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	271
Figura 223: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	272
Figura 224: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	272
Figura 225: Bloque A-Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	273
Figura 226: Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	274
Figura 227: Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	274
Figura 228: Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	275
Figura 229: Bloque A-Deriva máxima tercer y cuarto piso	276
Figura 230: Bloque A-Deriva máxima tercer y cuarto piso	276
Figura 231: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	277
Figura 232: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm	277
Figura 233: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	278
Figura 234: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	278
Figura 235: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	279
Figura 236: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm	279
Figura 237: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	280
Figura 238: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 \varnothing 8 mm	280

Figura 239: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm	281
Figura 240: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm	281
Figura 241: Bloque B-Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	282
Figura 242: Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	282
Figura 243: Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	283
Figura 244: Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso.....	283
Figura 245: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso	284
Figura 246: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso	284
Figura 247: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm	285
Figura 248: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm	285
Figura 249: Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 8 mm tercer y cuarto piso.....	286
Figura 250: Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 8 mm	286
Figura 251: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo Ø 8 mm.....	287
Figura 252: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo Ø 8 mm.....	287
Figura 253: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm.....	288
Figura 254: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm.....	288
Figura 255: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm.....	289

Figura 256: Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm.....	289
Figura 257: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A sin apoyos sismo en X.....	293
Figura 258: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A sin apoyos sismo en Y.....	294
Figura 259: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B sin apoyos sismo en X.....	295
Figura 260: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B sin apoyos sismo en Y.....	296
Figura 261: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A con apoyos sismo en X.....	299
Figura 262: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A con apoyos sismo en Y.....	299
Figura 263: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B con apoyos sismo en X.....	300
Figura 264: Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B con apoyos sismo en Y.....	300

Resumen

El presente proyecto trata sobre el análisis del comportamiento estructural de los bloques de residencias de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE al incorporar diferentes cuantías de acero en las mamposterías. Uno de los puntos importantes a revisar son los desplazamientos relativos laterales. Actualmente, en el Ecuador se manejan los límites propuestos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con un valor aceptable del 2%; sin embargo, es muy superior a los propuestos por normas más exigentes como la chilena y la peruana. Al aplicar el refuerzo, se disminuyen las derivas, pero no necesariamente por la cuantía de acero, pues mientras se aumenta el refuerzo, los resultados arrojados por el software se mantienen muy similares. Al ser la edificación construida en dos etapas con 21 años de diferencia la una de la otra, y con características de materiales constructivos diferentes, se decidió verificar su desempeño realizando el análisis estático no lineal (pushover) en los diferentes estados de la edificación, encontrando ciertas anomalías en el estado actual de los bloques, lo que obligó a incorporar apoyos fijos en los primeros pisos para mejorar su desempeño. Los bloques necesitan un estudio más detallado con el fin de proponer la mejor alternativa de reforzamiento y evitar posibles daños en el caso de que ocurra un sismo.

PALABRAS CLAVE:

- **REFORZAMIENTO**
- **COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**
- **PUSHOVER**
- **DERIVAS.**

Abstract

This project is about the analysis of the structural behavior of the residence buildings at Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE when applying reinforcement in masonry. One of the main objectives is to check the relative lateral displacements. Currently, in Ecuador, the Ecuadorian Construction Standard sets a drift limit of 2%, which is higher than the limits proposed by foreign regulations like Peruvian and Chilean. When reinforcement is applied, drifts are reduced, but not necessarily by the reinforcing steel, because while the amount of steel increases, the results given by the program remain very similar. Since the buildings were constructed in two stages 21 years apart, with construction materials of different characteristics, it was decided to verify its performance by executing the pushover in the different states of the structure, which forced the incorporation of fixed supports on the first two floors to improve its performance. The structures need a more detailed study in order to propose the best reinforcement alternative and avoid possible damages in case of an earthquake.

KEYWORDS:

- **REINFORCEMENT**
- **STRUCTURAL BEHAVIOR**
- **PUSHOVER**
- **DRIFTS**

Capítulo I

Generalidades

Introducción

Este proyecto tiene como objetivo el análisis de la variación del comportamiento de la edificación a través del reforzamiento de la mampostería utilizando diferentes cuantías de acero, brindando mayor ductilidad a la estructura. En primer lugar, se desea conocer su estado actual a través de pruebas que no generen daño a la estructura y que permitan obtener las características de los materiales constructivos: hormigón y acero, también se realizará el ensayo de acelerogramas para obtener los periodos, modos de vibrar y desplazamientos laterales, realizando además el modelamiento de la estructura en ETABS para su respectiva verificación.

Se realizará posteriormente varios modelamientos implementando diferentes cuantías de acero para el reforzamiento de la mampostería y se analizará su comportamiento. Se espera reducir los desplazamientos laterales a los límites establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente (Perú) y NCh 433 Diseño Sísmico de Edificios (Chile), en donde los valores permisibles son mucho menores a los que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15, con el objetivo de tener un mejor desempeño ante un evento sísmico.

Antecedentes

El bloque de residencias para oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE su construcción finalizó el año 2007, bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción, mismo en el que el valor máximo permisible de desplazamiento inelástico presentaba una tolerancia del 2 % de la altura de entrepiso, el cual sigue vigente en las normativas actuales.

Conforme con (Páez, 2017),

Las construcciones con muros de mampostería no estructural, en América Latina, se realizan con un proceso relativamente poco técnico, debido al escaso control de la calidad de los materiales utilizados, tanto en las unidades de mampostería que regularmente son fabricadas en hornos artesanales o en el mejor de los casos semi-industriales. La poca calidad de los mampuestos se debe a que los componentes de estos no guardan los criterios mínimos de fiabilidad de resistencia; de igual manera el mortero que regularmente es una pasta cementicia, elaborada en obra sin considerar dosificaciones adecuadas que generen una unión adecuada entre las unidades de mampostería.

El comportamiento de la mampostería no estructural hace que este tipo de edificaciones tengan baja ductilidad y por consiguiente una baja resistencia. Por esta razón, cuando son sometidas a eventos sísmicos su comportamiento no es muy adecuado.

De acuerdo con (Flores, Moisés, & Reyes, 2004), “la técnica de rehabilitación con malla y mortero ha sido ampliamente usada en el medio, en gran medida sin un sustento técnico. Sin embargo, ya algunas investigaciones han comprobado su eficiencia, tanto para reparación como para refuerzo de nuevas estructuras”.

Constantemente se realiza el modelamiento de las edificaciones donde no se considera la mampostería como elemento estructural; sin embargo, estudios demuestran que es importante colocar refuerzo en la mampostería con el objetivo de aportar rigidez a la estructura y cumplir con la filosofía de diseño.

Planteamiento del problema

Macro

La mampostería no estructural ha sido utilizada a lo largo de la historia como uno de los métodos constructivos más empleados debido a la disponibilidad de materiales, bajo costo y facilidad de fabricación.

En base a (Bonett, 2003):

El amplio uso que se le ha dado a este material, tanto en países desarrollados donde la mayoría de edificios históricos y de viviendas corresponden a este tipo de sistema constructivo, como en países subdesarrollados (Latinoamérica), donde un gran porcentaje de los centros urbanos han sido construidos y, sin ningún tipo de supervisión técnica, exige un mejor entendimiento de su respuesta sísmica y, el desarrollo de métodos de diseño que incorporen características propias de estas estructuras, de tal manera que, su comportamiento ante acciones sísmicas sea adecuado.

De acuerdo con (Torres, 2018):

El refuerzo de muros con mallas electrosoldadas ha sido estudiado científicamente por ingenieros peruanos, asegurando que con ellas se aumenta el nivel de seguridad sísmica de las viviendas, ya que se incrementa la resistencia de los muros, se controla su desplazamiento y se pospone el colapso.

Meso

Según (Páez, 2017):

El uso de la mampostería en Ecuador como parte de sistema constructivo de edificaciones, es muy utilizado, determinando a este material como un elemento secundario en la estructura, limitado a una mera función de cerramiento, es decir, no está diseñado para soportar cargas sísmicas. Esto significa que no se lo considera como elemento resistente activo y al construirlos son muros que no tienen una conexión suficiente con la estructura aporricada. Resulta importante indicar que, ante la presencia de eventos sísmicos, las edificaciones con muros de mampostería no estructural han presentado en su mayoría una respuesta sísmica inadecuada, por la poca capacidad de disipación de energía y su fragilidad.

Micro

La estructura que se plantea analizar se encuentra en el Valle de los Chillos, cuyo sismo de mayor intensidad “ocurrió el 9 de agosto de 1938, de magnitud 7.1 y profundidad focal menor a 30 km”. Constantinou et al. (2016). Debido a que no existe un estudio exhaustivo de las fallas existentes en el Valle de los Chillos, es importante basarse en los trabajos que se tienen de la ciudad de Quito, en donde de acuerdo con Constantinou et al. (2016), “la falla más cercana a la zona de influencia es la de Puengasí, cuya magnitud esperada es de $M_w = 6.4$, valores encontrados aplicando el método de Gutenberg y Richter, modificado y truncado”.

Si bien la edificación se construyó bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción, hasta la fecha no ha sido sometida a ningún evento sísmico de gran magnitud, por lo que se desconoce su respuesta ante tal suceso. Además, se espera que las normativas posteriores planteen parámetros más rigurosos en cuanto al diseño sísmico de estructuras, razón por la cual se debe asegurar que el edificio mantenga su funcionalidad, sobre todo al tratarse de un bloque de residencias para la población militar de la universidad.

Justificación e Importancia

Después del terremoto del 16 de abril de 2016, se pudo constatar que la mayoría de las construcciones no se realizan bajo la supervisión técnica de un profesional de la construcción, y que incluso un gran porcentaje de ellas únicamente cuentan con el criterio empírico del maestro mayor; razón por la cual las edificaciones afectadas o tuvieron que ser demolidas o bien se encuentran en proceso de reforzamiento.

Las investigaciones demostraron que las fallas de la mampostería constituyeron un riesgo considerable para quienes habitaban las edificaciones al momento del sismo, por esta razón es que nuestra propuesta se enfoca en el reforzamiento de la mampostería, con el fin de convertirla en un elemento estructural que pueda restringir los desplazamientos laterales de la edificación aportando rigidez y ductilidad. Se espera obtener resultados positivos de esta investigación para plantearlo como propuesta de reforzamiento para las construcciones informales que existen en nuestro medio.

Objetivos

Objetivo general

- Analizar la variación del comportamiento estructural del bloque de residencias de los oficiales considerando diferentes modelos de mampostería reforzada.

Objetivos específicos

- Analizar el estado actual de la estructura a través de acelerogramas.
- Modelar estructuralmente el edificio considerando su estado actual.
- Determinar tres modelos estructurales implementando diferentes cuantías de acero en la mampostería.
- Comparar los modelos estructurales analizados, tanto el que incluye el material de refuerzo como el que no lo hace.

Descripción del contenido

- **Capítulo 1**

Este capítulo presenta un primer vistazo de lo que se tratará el proyecto, los objetivos y alcance del mismo, brindando un esquema general del porqué el desarrollo del trabajo constituye un factor importante dentro del campo de la ingeniería, considerando el riesgo sísmico y el código vigente.

- **Capítulo 2**

Dentro de este apartado se encuentra la teoría necesaria para la ejecución del proyecto. Se mencionan los ensayos no destructivos que ayudarán a determinar el estado actual de la estructura, y los ensayos correspondientes al suelo. Además, se incluye la teoría sobre el modelamiento de los paneles a reforzar considerada por el software ETABS, así como también los aspectos a tomar en cuenta para un análisis sísmico propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- **Capítulo 3**

En este capítulo se presenta la caracterización del edificio, con la información previamente obtenida en planos y documentos relacionados con el estado de la estructura. Se indican las secciones de todos los elementos estructurales que conforman la edificación y su armado correspondiente, así como los detalles de los materiales utilizados en su diseño y construcción. Toda esta información es en extremo importante para el modelamiento estructural utilizando ETABS.

- **Capítulo 4**

En el presente capítulo se muestra el modelamiento paso a paso del edificio, el ingreso de los materiales y las propiedades de los mismos, así como las consideraciones correspondientes tanto para los elementos estructurales (losas, vigas columnas), así como también para los no estructurales como la mampostería,

elemento clave en el desarrollo de esta investigación. También se incluye el análisis estático no lineal de ambos bloques estructurales.

- **Capítulo 5**

Dentro de este capítulo se indican los resultados del análisis estático no lineal y las derivas de piso en los diferentes estados de la estructura: actual y reforzada, aplicando tres reforzamientos distintos en la mampostería de los bloques de residencias con malla Armex, cumpliendo con el objetivo principal del proyecto. Se presenta además el modelo cuyo comportamiento estructural sea el más satisfactorio.

- **Capítulo 6**

En esta sección se plantean las conclusiones y recomendaciones recogidas a lo largo de la realización del proyecto y que posiblemente sirvan de apoyo para futuras investigaciones.

Capítulo II

Fundamento teórico

Riesgo sísmico

Conforme a (Barbat & Pujades, 2004):

Los terremotos fuertes son los causantes de catástrofes naturales que provocaron más de catorce millones de víctimas en todo el mundo desde 1755, cuando un sismo destruyó Lisboa. Durante el siglo XX han ocurrido en el mundo más de 1100 terremotos fuertes que tuvieron como consecuencia más de un millón y medio de víctimas. Ejemplos de terremotos que produjeron grandes pérdidas sólo en el último cuarto de siglo son los de Rumanía (1977), Chile (1985), México (1985), Armenia (1988), Estados Unidos (1987, 1989, 1994), Colombia (1983, 1994, 1999, Japón (1995), Turquía (1999), India (2001) o Irán (2004). A las pérdidas de vidas humanas deben añadirse las también cuantiosas pérdidas debidas a la interrupción de la actividad económica, de las líneas de comunicación y de los servicios públicos.

Concretamente, la causa del mayor número de víctimas es el colapso de edificios que produjo el 75% de las pérdidas humanas por terremotos en el mundo en el siglo XX. Si el grado de daño físico sufrido por los edificios durante los terremotos es el que más contribuye a las pérdidas económicas en una zona urbana, el número de víctimas está fuertemente relacionado el número de edificios que colapsan en la zona.

Los avances que se realizan continuamente en el diseño de estructuras se aplican básicamente a las estructuras nuevas y en menor medida a la rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, el número total de estructuras existentes es muy grande en comparación con el número de

estructuras en construcción. Consecuentemente, para reducir las pérdidas debidas a los sismos, es necesario mejorar también el comportamiento de las estructuras antiguas. Tal mejora requiere una evaluación previa de su comportamiento sísmico esperado, lo que sienta las bases de los estudios de vulnerabilidad sísmica. Éstos están orientados hacia la predicción de daños esperados en estructuras, en el supuesto de que ocurra un terremoto de una cierta severidad. A partir de dicha predicción, pueden definirse soluciones de reducción de la vulnerabilidad estructural y, en consecuencia, de las pérdidas esperadas, es decir del riesgo sísmico (Yépez et al. 1996).

En los últimos años se ha intentado definir el riesgo sísmico para poder realizar su gestión a fin de reducir los desastres económicos, sociales y ambientales que puedan producir. Para estimar el riesgo es necesario tener en cuenta, desde un punto de vista multidisciplinar, no solamente el daño físico esperado, el número de víctimas o las pérdidas económicas, sino también factores sociales, organizacionales e institucionales, relacionados con el desarrollo de las comunidades. A escala urbana, por ejemplo, la vulnerabilidad como factor interno de riesgo debe relacionarse no solamente con la exposición del contexto material o su susceptibilidad física de ser afectado, sino también con las fragilidades sociales y la falta de resiliencia de la comunidad propensa. La falta de organización institucional y comunitaria, las debilidades en los preparativos para la atención de emergencias, la inestabilidad política y la falta de salud económica de un área geográfica contribuyen a tener un mayor riesgo. Por lo tanto, las consecuencias potenciales no sólo están relacionadas con el impacto del suceso, sino también con la capacidad para soportar el impacto y las implicaciones del impacto en el área geográfica afectada.

Riesgo sísmico en el Ecuador

De acuerdo con (NEC-SE-RE, 2015):

De acuerdo con (Yépez, 1998) “Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 460 años, ocasionando la destrucción de ciudades como Ibarra y Riobamba, con la muerte de más de 60 000 personas”. Escenarios sísmicos probables evaluados en Quito, Guayaquil y Cuenca, muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico.

La mayoría del territorio del Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico, como se evidencia en la ilustración 1. La vulnerabilidad o susceptibilidad al daño de muchas edificaciones que tienen un alto grado de exposición por estar en su mayoría situadas en ciudades con alta peligrosidad sísmica como Quito, Guayaquil y todas las ciudades costeras, de aquellas construidas antes de la promulgación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de su vida han sido reformadas, ampliadas o que han sufrido un cambio en el tipo de uso, distinto al contemplado en el diseño.

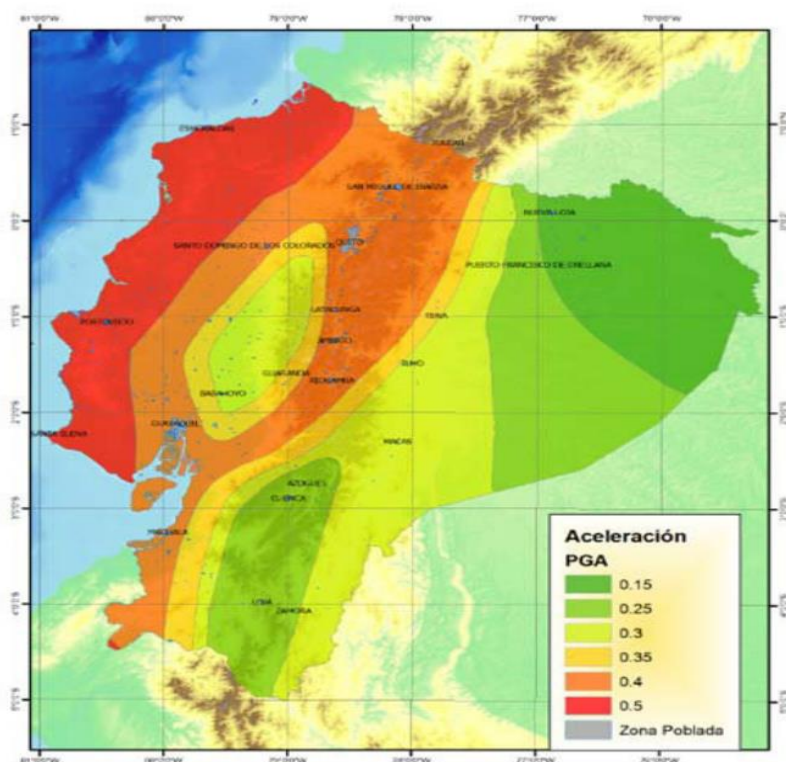
Las construcciones esenciales constituyen un caso especial, pues su función es permanecer funcionales incluso durante eventos sísmicos, ya que son éstas las que deben ser un soporte cuando han habido heridos y muertos producto del colapso de otras edificaciones. Entre ellas están los hospitales, centros educativos, estaciones de bomberos, instituciones militares, policía y de gobierno.

El realizar un análisis sísmico más óptimo, permite disminuir las pérdidas humanas y económicas. Las normativas deben presentar una metodología clara y concisa respecto al riesgo en caso de evento sísmico, con planes emergentes

que permitan brindar respuestas efectivas en cuanto a protección de infraestructura y por ende de las vidas que la habitan.

Figura 1:

Zonificación Sísmica de la NEC-15



Nota: (NEC-SE-DS, 2015)

Zonificación sísmica NEC-15

Según (Aguar, 2015):

En la figura se presenta la zonificación sísmica del NEC-15, la misma que está asociada a un período de recurrencia de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años de vida útil de la estructura) se tienen 6 zonas sísmicas, la de mayor peligrosidad es la costa ecuatoriana con una aceleración máxima del suelo en roca $A_0 = 0.5 g$. Siendo g la

aceleración de la gravedad y la de menor peligrosidad es la región nor-oriental con un valor $A_0 = 0.15 g$.

Riesgo sísmico de Quito

En base a lo descrito por (Aguar, 2015):

Quito tiene un gran peligro sísmico al estar muy próxima o encima en algunos lugares de las Fallas Ciegas de Quito.

El Municipio de Quito evaluó la Vulnerabilidad Sísmica de sus 36 Centros de Educación. Para ello se simuló en el computador el comportamiento que van a tener cada una de las estructuras ante el sismo del NEC-11 y se halló la deriva de piso máxima inelástica ya que este parámetro es el que mejor se asocia con el daño de la estructura.

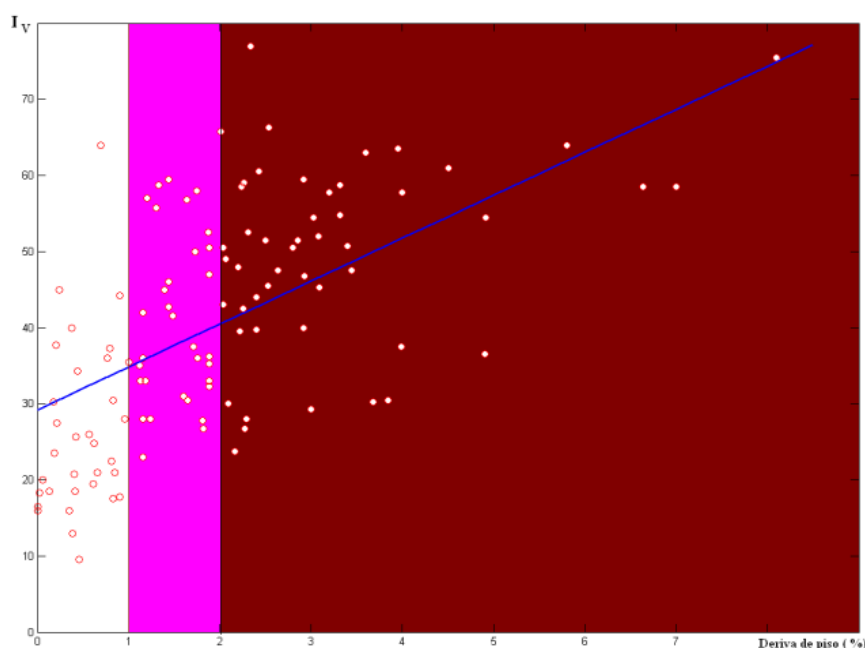
Derivas de piso mayores al 2% significan demasiado daño en la estructura o colapso de las mismas. Derivas comprendidas entre 1 y 2% significan estructuras que van a tener un daño apreciable y las estructuras que tienen una deriva de piso máxima menor al 1% van a tener un buen comportamiento sísmico.

Por otra parte, se encontró también el Índice de Vulnerabilidad Sísmica, I_v siguiendo la Metodología Italiana ya que esta metodología considera aspectos relacionados con el mantenimiento de las edificaciones; sistemas constructivos; calidad de los materiales efectivamente colocados. El I_v es una complementación de la deriva de piso, para definir la vulnerabilidad sísmica de una estructura. El Índice de Vulnerabilidad varía de 0 a 90. Un valor de 0 corresponde a una estructura muy segura y por el contrario un índice muy alto a una insegura.

En la ilustración 2 se presentan los resultados, cada punto representa una estructura analizada, en total se analizaron 119 bloques estructurales. De esta cantidad el 45.38% tienen derivas de piso mayores al 2% de tal manera que son muy vulnerables; el 27.73% tienen derivas de piso entre 1 y 2% es decir son estructuras vulnerables y el 26.89% son estructuras seguras. Al sumar las dos primeras cantidades se encuentra que el 73.11% de los bloques estructurales de los Centros de Educación del Municipio de Quito, son vulnerables sísmicamente.

Figura 2:

Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Centros de Educación del Municipio de Quito



Nota: (Aguilar, 2015)

Como expone (Rivadeneira, y otros, 2007):

Una buena parte de las estructuras analizadas son de hormigón armado y fueron construidas en diferentes épocas. Algunas son muy

modernas como el nuevo Colegio Espejo y otras son antiguas como el Colegio Sucre; el número de pisos no sobrepasa los 5. De tal manera que las estructuras analizadas pueden ser representativas del Centro y Sur de Quito. Con lo que se puede indicar que la vulnerabilidad sísmica de estas estructuras está alrededor del 70%. Cantidad que convierte a la capital de los ecuatorianos en una ciudad de alto riesgo sísmico por la alta peligrosidad sísmica que tiene.

Reducción del riesgo sísmico

En base a (Rivadeneira, y otros, 2007):

Es necesario aclarar que los elementos que configuran lo que se denomina el riesgo son: la amenaza o peligro y la vulnerabilidad. La amenaza o peligro tiene relación directa con el fenómeno, que en este caso es de origen natural y son los sismos. Estos fenómenos no se pueden controlar, es decir, no podemos como seres humanos evitar que sucedan, ya que son eventos que tienen una íntima relación con la dinámica de la tierra como planeta. En cambio, la vulnerabilidad se asocia a nuestra capacidad para soportar la presencia de un evento. en caso de que suceda un terremoto, la vulnerabilidad está dada por la susceptibilidad a sufrir daños de nuestras casas o infraestructuras, el grado de preparación y capacidad como individuos y sociedad para organizarnos durante la emergencia y como el país puede económicamente reponerse de los efectos y consecuencias del terremoto.

Según (Cardona, 2004) "De acuerdo a lo anotado, podemos concluir que para disminuir el riesgo debemos disminuir nuestro grado de vulnerabilidad. A continuación, se sugieren como acciones las siguientes".

- Aumentar la resistencia de las líneas vitales mediante el reforzamiento estructural
- Reforzar edificaciones vulnerables que no pueden ser o no son factibles de reubicarse
- Elaboración de códigos de la construcción que regulen la edificación de nuevos inmuebles.
- Adecuación de hospitales y sus vías de acceso para atención pronta y masiva de víctimas.
- Reubicación de viviendas, de infraestructura o de centros de producción localizados en zonas de alta amenaza.

Límites permisibles de las derivas de los pisos

Derivas máximas NEC-15

En base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (NEC-SE-DS, 2015), “la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:”, en la Tabla 1 se presenta los valores de las derivas máximas para diferentes tipos de estructuras

Tabla 1:

Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Nota: (NEC-SE-DS, 2015)

Derivas máximas Código Ecuatoriano de la Construcción

Debido a que el bloque de residencias de los oficiales de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE fue construido bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción se cita lo expuesto por Rivadeneira, y otros autores.

Acorde con (Rivadeneira, y otros, 2007):

El código establece un conjunto de especificaciones básicas y adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse durante su vida útil. La intención del Código es prevenir daños en los elementos estructurales y no estructurales con terremotos pequeños, prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales con terremotos moderados y por último evitar el colapso ante terremotos severos.

La deriva máxima no puede superar los valores establecidos en la Tabla 2

Tabla 2:

Valores de derivas máximas, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Nota: (Inen, 1998)

Derivas Norma Chilena (NCh 433)

Conforme a la Norma Chilena (NCh 433, 2012):

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de $0,001h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

Cabe recalcar que la norma chilena presenta un desplazamiento relativo elástico.

Derivas máximas Norma Peruana (E.030)

Según (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018), “el máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según la determinación de desplazamientos laterales, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 3:

Límites para la distorsión del entrepiso

Materia Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018)

Caracterización de la edificación

Geotécnica

Importancia de la ingeniería de cimentaciones

Como expone (Aybarrariola, 2006) :

Se le dice como el arte de transmitir de manera económica cargas estructurales al terreno, de forma que no se produzcan asentamientos excesivos. Cuando se diseñan cimentaciones ya sean estas superficiales o profundas hay que tener en cuenta lo siguiente: tipo de suelo (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad), variación de estratos, consistencia (blanda, media, dura), las propiedades físicas y mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión, módulo de elasticidad, coeficiente de balasto), ubicación del nivel freático, supresión de agua, empuje de agua sobre la

subestructura y superestructura, socavación, erosión eólica e hidráulica, empuje, expansión y licuación del suelo, profundidad de cimentación, capacidad portante por resistencia, capacidad portante por asentamiento máximo permisible, esfuerzo neto, asentamientos diferenciales, totales y rotaciones, agentes agresivos (sales, cloruros, sulfatos), fuerza expansiva del suelo, estabilidad del talud de la excavación, procedimiento de construcción, especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, ACI, Euro código, efecto de fenómenos naturales como inundaciones, sismos, Peligro de derrumbes y daños, que va a representar la excavación de la cimentación propuesta.

Sólo si conocemos esto procedemos a diseñar la cimentación y determinar si esta será superficial o profunda., en caso contrario el diseñador se convierte en un peligro público. "No hay gloria en las cimentaciones", dijo el Dr. Terzagui, pero si repudio para el ingeniero si falla una edificación. Queda claro que las condiciones del suelo sobre el que se apoya la estructura, y los parámetros geotécnicos del mismo, afectan el diseño de las cimentaciones. Así mismo se debe de tener muy en cuenta el estudio y conocimiento de las normas y sus aplicaciones en el ejercicio profesional.

Ensayo de refacción sísmica

Según (Corporación OSSO, n.d.):

“Dentro de los métodos sísmicos de la geofísica aplicada se encuentran los de refracción y reflexión sísmica. En estos métodos se mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre un sitio donde se generan ondas sísmicas y la llegada de éstas a diferentes puntos de observación. Para esto se disponen una serie de sensores en línea recta a distancias conocidas,

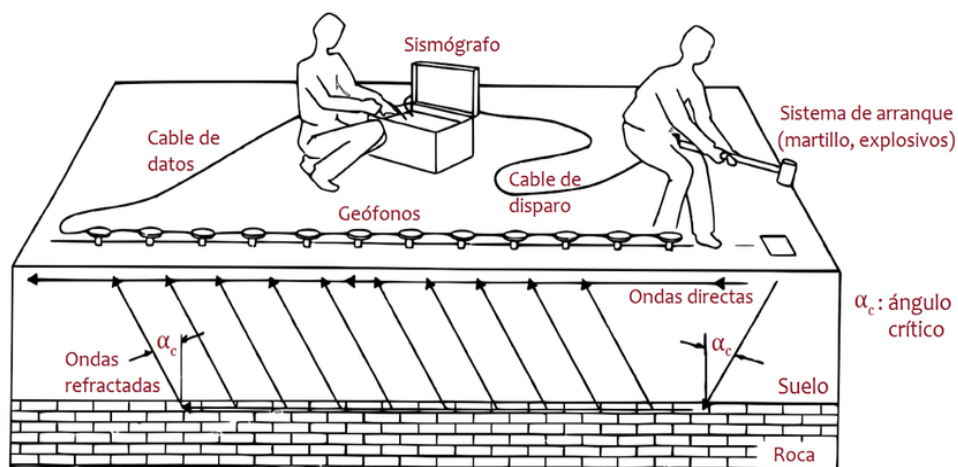
formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción – o reflexión – sísmica”.

“A una distancia conocida del extremo del tendido, en el punto de disparo, se generan ondas sísmicas, - con la ayuda de un martillo o por la detonación de explosivos, las cuales inducen vibraciones en el terreno que son detectadas por cada uno de los sensores en el tendido”.

“El equipo básico consiste de los sensores; la unidad de adquisición, en donde se almacenan los movimientos del terreno detectados por cada sensor; los cables de conexión entre los sensores y la unidad de adquisición; el cable del trigger, que se encarga de marcar el momento de inicio de registro en la unidad de adquisición”.

Figura 3:

Distribución en campo de los geófonos en el ensayo de refracción sísmica



Nota: (ASTM D5777, 2011)

Ensayos en edificaciones

Conforme a (Echeverry, 2018):

Uno de las problemáticas habituales en la rehabilitación de edificios es no contar con la información suficiente de los elementos estructurales sobre los que se necesita actuar, circunstancia que se ve agravada con la antigüedad del edificio.

Cuando se intenta actuar sobre una estructura (en este caso un edificio) de la que se desconoce información, lo primero que se debe plantear es la obtención de datos; y en muchas ocasiones no se dispone de planos y/o información de proyectos de edificaciones con cierta antigüedad. En cualquier caso, siempre será necesario realizar un mínimo de ensayos de comprobación y verificación (las propiedades de los materiales cambian a lo largo de su vida), que en algunos casos puede resultar muy complicado e incluso imposible por la dificultad de acceso y maniobrabilidad en el interior.

A continuación, se explican los distintos ensayos y actuaciones que se podrían realizar.

Ensayos No Destructivos

De acuerdo con (BDL Soluciones Estructurales de Ingeniería y Consultoría, 2014):

“Se denomina ensayo no destructivo (también llamado END, o en inglés NDT de non destructive testing) a cualquier tipo de prueba practicada a un material que no altere de forma permanente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales”.

“Los ensayos no destructivos implican un daño imperceptible o nulo. Los diferentes métodos se basan en la aplicación de fenómenos físicos tales como ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas, capilaridad, absorción y cualquier tipo de prueba que no implique un daño considerable a la muestra examinada”.

Son más económicos que los ensayos destructivos, conservan los aspectos estéticos y estructurales, especialmente para las construcciones de valor patrimonial e histórico.

Ensayo esclerométrico (ASTM C 805)

De acuerdo con lo expuesto en (ICCG, 2018):

Este método de ensayo permite determinar la uniformidad superficial del concreto, delimitar zonas deterioradas o de dudosa calidad, así también se puede utilizar para estimar la resistencia del concreto en el sitio. El ensayo consiste en un martillo de acero que golpea con una determinada cantidad de energía un émbolo de acero, el cual está en contacto con la superficie del concreto. La lectura se obtiene midiendo la distancia de rebote del martillo, la que nos permite dar una indicación de la resistencia del concreto en el área analizada. Las relaciones entre el número de rebote y la resistencia del concreto que provee los fabricantes de los martillos, deben ser usadas solamente para dar indicaciones de la resistencia relativa del concreto en diferentes regiones de la estructura. Para obtener información más certera de la resistencia del concreto, es necesario realizar correlaciones, es decir establecer la relación entre la resistencia y el número de rebote para un concreto determinado, utilizando un determinado martillo. La correlación se efectúa estableciendo la relación de los números de rebote obtenidos en la estructura de concreto, con la resistencia de núcleos o testigos extraídos de la misma estructura.

Algunas recomendaciones para la realización del ensayo de acuerdo con (COGUANOR):

- No se debe ensayar el concreto congelado.

- Los miembros de concreto a ser ensayados deben tener por lo menos 100 mm (4 pulg) de espesor y estar fijos dentro una estructura. Evitar áreas que exhiban ratoneras, escamas, textura rugosa o alta porosidad.
- No deben realizarse ensayos directamente sobre barras de refuerzo con un recubrimiento menor de 20 mm (0.75 pulg).
- Descartar las lecturas que difieran del promedio de diez lecturas, en más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas remanentes. Si más de dos (2) lecturas difieren del promedio en 6 unidades, descartar el conjunto completo de lecturas, del área de ensayo.
- Leer el número de rebote en la escala, al más cercano número entero y registrar la lectura. Tomar diez lecturas de cada área de ensayo.
- No se deben hacer dos impactos en menos de 25 mm (1 pulg). (COGUANOR)

Comportamiento sísmico de pared no estructural

Curvas de fuerza-desplazamiento de edificios en Ecuador

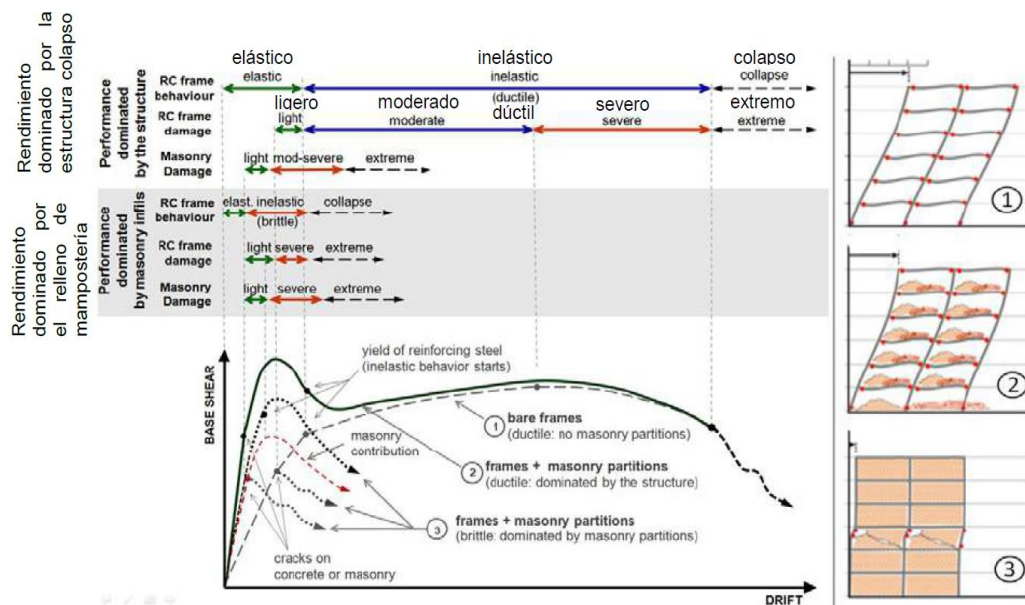
De acuerdo con lo expuesto en (Mussardo, 2019):

Según el artículo No. 4974 de 16WCEE del Dr. A. Urich, “Ecuador 2016: Reaprendiendo una y otra vez sobre la función de las paredes de mampostería No Estructurales”, se han introducido probables curvas de fuerza-desplazamiento. Se observa que la influencia de las particiones de mampostería está subestimada. Como se muestra en la siguiente figura, se trata de (1) rendimiento típico esperado con deformación libre de elementos estructurales, (2) daños y colapsos extendidos en las paredes de relleno sometidas a una gran deformación, independientemente del rendimiento estructural aparentemente bueno de los elementos estructurales, (3) mecanismos frágiles que podrían ser inducidos por la configuración inadecuada de las particiones en los edificios; sin embargo, estos pueden

tener lugar también en cualquier parte de una configuración modificada del edificio debido a las fallas parciales del relleno de mampostería.

Figura 4:

Curvas de fuerza-desplazamiento inferidas de los daños



① pórtico desnudo, ② pórtico + tabiques de mampostería, ③ pórticos + tabiques de mampostería

Nota: (Mussardo, 2019)

Daños debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal

En base a lo descrito en (Mussardo, 2019):

Como se muestra en la Figura 5, este edificio de 17 pisos, situado en el valle de Katmandú, resultó dañado por el terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal. Los elementos estructurales, como columnas y vigas recibieron daños moderados, sin embargo, las paredes no estructurales de ladrillos (sin refuerzo) sufrieron daños graves. Se trata de un problema de diseño respecto al pórtico de HA dúctil con paredes rígidas y frágiles no estructurales.

Figura 5:

Daños en el edificio debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal



Nota: (Mussardo, 2019)

En cuanto a la pared de ladrillos de relleno, cuando la resistencia al corte de la columna no sea suficiente, una vez ocurrida una falla por cortante en dicha pared, penetra en las columnas de HA en la parte superior e inferior, tal como se muestra en la Figura 6.

Figura 6:

Daños en el edificio debido al terremoto de 2015 en Gorkha, Nepal



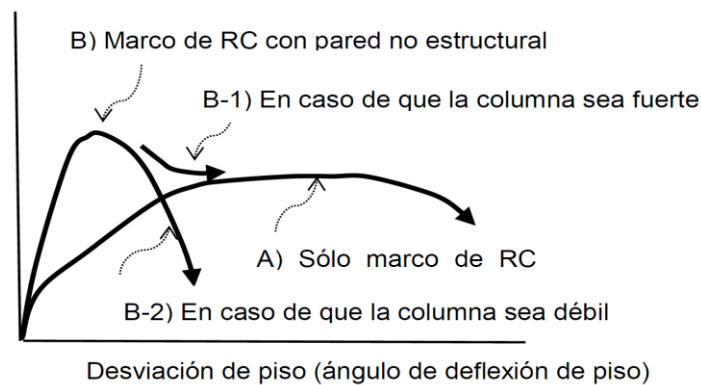
Nota: (Mussardo, 2019)

En lo que se refiere al resultado del daño, se supone la curva esquemática de fuerza-deflexión, tal como se muestra en la siguiente figura. La curva A) es sólo para el pórtico sólo de HA, la curva B) es para el pórtico de hormigón armado con pared de ladrillos, la curva B-1) es para el caso de que la columna sea fuerte, y la curva B-2) para el caso de que la columna sea débil. El comportamiento del edificio

de la Figura 6 corresponde a la curva B-2) de la siguiente figura. La resistencia al corte de la columna resulta débil en comparación con la de la pared de ladrillos, por lo que se producirán roturas frágiles.

Figura 7:

Curva esquemática de fuerza-deflexión del pórtico de hormigón armado relleno con pared de ladrillos no reforzada



Nota: (Mussardo, 2019)

Reforzamiento estructural

En base a lo descrito en (Oviedo, 2017):

Todas las edificaciones con deficiencias pueden ser reforzadas estructuralmente. La decisión de si se refuerza (repotencia) o no, depende de la inversión económica y del riesgo durante los trabajos de adecuación. Una edificación puede tener comprometida su resistencia y estabilidad ante cargas verticales o gravitacionales como el peso propio, o ante cargas horizontales como el caso de viento o sismo.

La necesidad de un reforzamiento de una edificación se puede presentar en el estado de servicio o luego de un evento sísmico importante. En condiciones de servicio, se presenta esta necesidad cuando la estructura pierde parcialmente la capacidad de resistencia, estabilidad y/o rigidez antes cargas

gravitaciones o laterales como viento; también se puede presentar en el caso en que se requiera una actualización sísmica normativa. Por otro lado, luego de la ocurrencia de un sismo importante, elementos estructurales del sistema estructural sufren cierto nivel de daño el cual compromete su resistencia, estabilidad y/o rigidez tanto en servicio como para sismos incluso menores.

La situación más delicada corresponde cuando se presentan problemas de estabilidad ante cargas gravitacionales. En otras palabras, cuando la edificación no es capaz de soportar su propio peso o cargas vivas actuantes. Las cargas correspondientes al peso propio de la estructura, de los acabados y particiones se denomina cargas muertas, y las cargas gravitacionales correspondientes al uso (vivienda, oficinas, parqueaderos, comercio etc.) se denominan cargas vivas.

Por tanto, reforzar una edificación con problemas ante cargas verticales es de mucho cuidado, y generalmente resulta en intervenciones que afectan significativamente la arquitectura y funcionalidad de la edificación. La intervención puede llegar a ser tan grande que la demolición de la edificación es aún más económica.

Si la edificación presenta además una condición de inestabilidad creciente, como sería el caso de problemas asociados con volcamiento, asentamientos diferenciales y falla en varios elementos estructurales de carga vertical, el reforzamiento estructural se vuelve aún más difícil de lograr dado el riesgo tan alto en los trabajos de adecuación. En muchas ocasiones se prefiere demoler. El panorama es un poco diferente para el reforzamiento ante cargas laterales tipo sismo o viento. Esto, ya que se cuenta con características de estabilidad adecuadas durante el servicio de la edificación. Los trabajos de reforzamiento pueden ser realizados bajo un menor panorama de riesgo.

Hoy en día a nivel mundial se han venido aplicando dos estrategias de reforzamiento reducción del peso, y reducción de la energía sobre la estructura.

La estrategia de reducir el peso no ha sido muy común. En Japón, luego del fuerte sismo de Kobe en 1995, algunas edificaciones se reforzaron a través de quitar una parte del peso a la estructura existente y de reforzar elementos estructurales existentes. Al quitar peso de la estructura, la energía de vibración impuesta por el sismo disminuye.

Por otro lado, la estrategia de reducción de energía sísmica impuesta sobre la estructura es la manera más inteligente de hacerle frente a un terremoto. Esto, ya que se adicionan sistemas o elementos estructurales especiales a una edificación para que sean estos elementos quienes absorban y disipen la energía de vibración impuesta por el terremoto. De esta manera, se reduce el daño y se otorga una mayor protección a los elementos estructurales principales, protegiendo así la vida, operación y contenidos de una edificación. Estos sistemas se denominan “Técnicas de Control de Respuesta Sísmica”, como la técnica de aislamiento sísmico y la técnica de disipación de energía.

Reforzamiento de mampostería

Reforzamiento de mampostería con malla electrosoldada

Según (Ideal Alambrec Bekaert, 2018):

Las estructuras en nuestro país, ya sea que se encuentren en la Costa, Sierra, Oriente o Galápagos; ya sea que se hayan empleado varios materiales típicos como: adobe, bloques de hormigón, ladrillos, hormigón armado, etc. Son susceptibles de ser reforzadas para soportar sismos o terremotos y evitar daños, pérdida de vidas humanas y recursos materiales.

Para el reforzamiento de mampostería con malla se utiliza el método “Enchape” que consiste en forrar todos los muros de malla electrosoldada y

enlucirlo con mortero con un espesor de 3 cm, aportando más resistencia y evitar que la estructura colapse luego de un sismo fuerte.

Enchape de viviendas existentes

De acuerdo con la guía de la construcción otorgada por (Ideal Alambrec Bekaert, 2018):

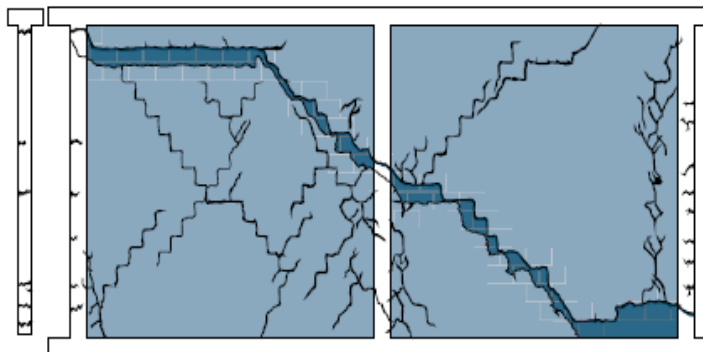
Levantar un plano con las dimensiones y detalles reales de la vivienda, en donde se indique los espesores de los muros, aberturas y dimensiones para puertas y ventanas, alturas de los muros, etc.

Al estudiar el comportamiento de las casas luego de los sismos, se observan ciertos daños típicos, que es importante conocerlos para saber cómo y en donde se debe reforzar. Los típicos daños, fisuras y desprendimientos de paredes de viviendas confinadas se presentan a continuación:

- Fisuras diagonales en forma de X, en los paneles de los muros.

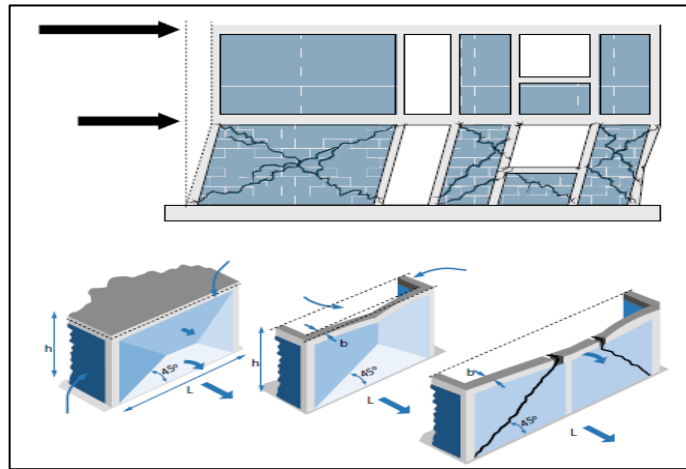
Figura 8:

Fisuras en forma de X

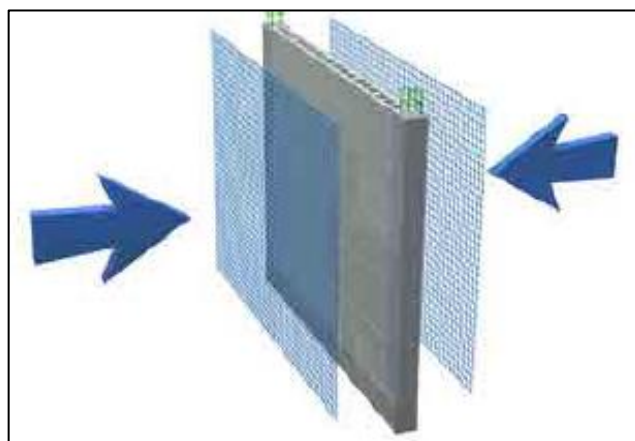


Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)

- Fisuras concentradas en las esquinas de puertas y ventanas de planta alta y planta baja en estructuras confinadas.

Figura 9:*Fisuras alrededor de puertas y ventanas**Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)*

Al revestir las paredes alrededor de toda la casa, reforzándola con una nueva piel muy resistente a terremotos, evita que existan rompimientos o desprendimientos y rotura de muros que puedan caer encima a las personas. Es decir, aumentas la capacidad de la vivienda para resistir el terremoto y evitar el colapso de la vivienda.

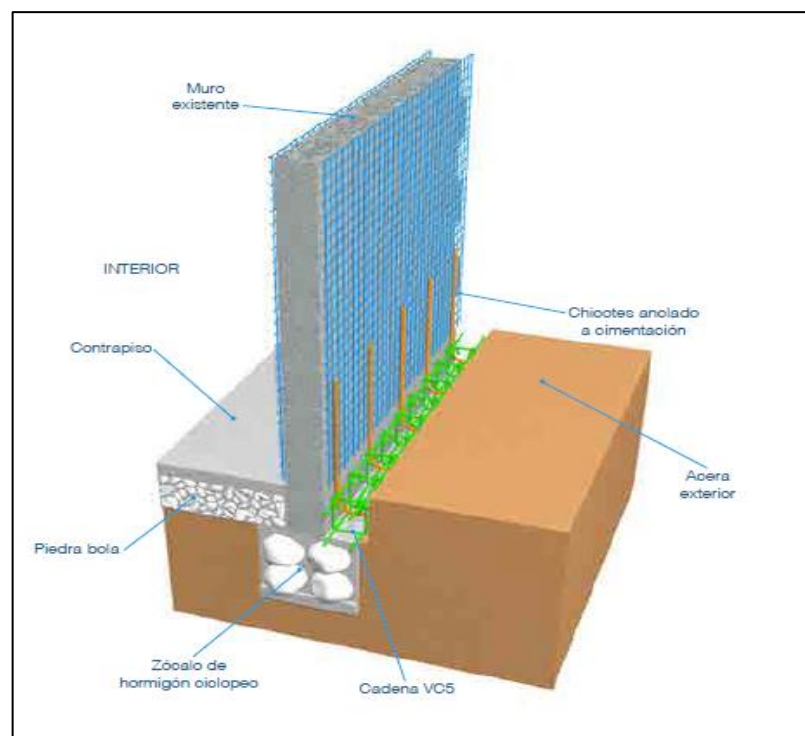
Figura 10:*Enchape con malla electrosoldada**Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)*

El enchape debe estar anclado al cuerpo del muro mediante chicotes colocados fijamente en cuadros cada 60 x 60 cm, el gancho de anclaje es una varilla corrugada de 5.5 mm, debe ser realizado mediante perforación en el muro y debe quedar fijo para que pueda soportar a la malla sin moverse durante los trabajos. El enlucido se realiza con arena fina con cemento en proporción 1:3.

El enchape debe tener como apoyo firme el anclaje que se debe realizar a la cimentación existente, en donde se debe anclar chicotes verticales de anclaje con una varilla corrugada de \varnothing 8 mm @ 30 cm con una longitud total de 1 m. Este chicote servirá para unir la malla a la cimentación y hay que realizarla junto a la cimentación original de la casa que se va a reforzar.

Figura 11:

Esquema de reforzamiento de muro existente



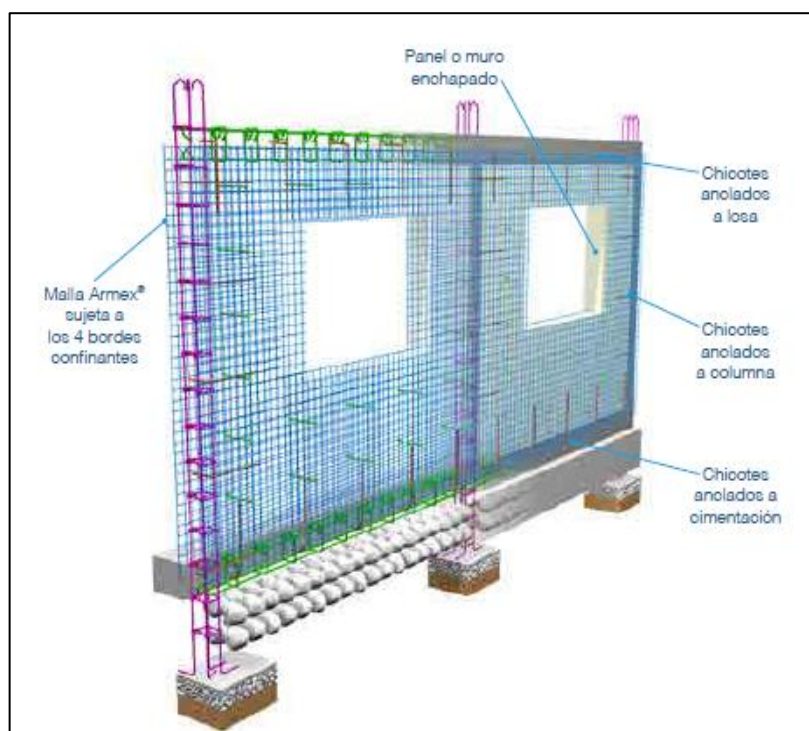
Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)

En el borde superior del panel, la malla debe anclarse al borde de la losa o viga de cubierta, de igual manera, debes perforarla y fijarla con los chicotes de varilla de 8 mm @ 60 cm.

Si la vivienda tiene columnas, entonces, la malla debe anclarse a las columnas de confinamiento, para ello, al igual que para las vigas, debes perforarlas y fijarlas con los chicotes de 8 mm @ 60 cm.

Figura 12:

Detalle constructivo del enchapado de un muro



Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)

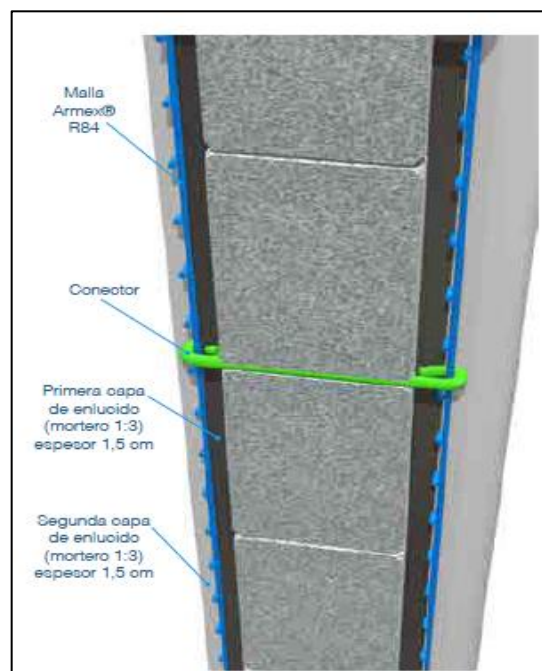
Alrededor de los elementos confinantes, los anclajes deben fijarse al borde de la losa o viga de cubierta, de igual manera, a las columnas confinantes. Para fijar el anclaje debes perforar y colocar las varillas de 8 mm @ 30 cm.

En el cuerpo del muro, los conectores de anclaje fijos son varilla 5,5 mm @ 60 cm x 60 ya que esta varilla permite fácilmente hacer el gancho de anclaje con la malla electrosoldada.

La malla electrosoldada debe ser colocada en una sola pieza, según las dimensiones del muro. En lo posible se debe trabajar con mallas enteras, de un solo cuerpo en el muro. Una vez colocada la malla, se debe separar del muro 1,5 cm y doblar el extremo de los chicotes del muro haciendo ganchos. Los chicotes de los elementos confinantes (columnas y vigas) deben ser amarrados a la malla electrosoldada con alambre de amarre recocido N° 18.

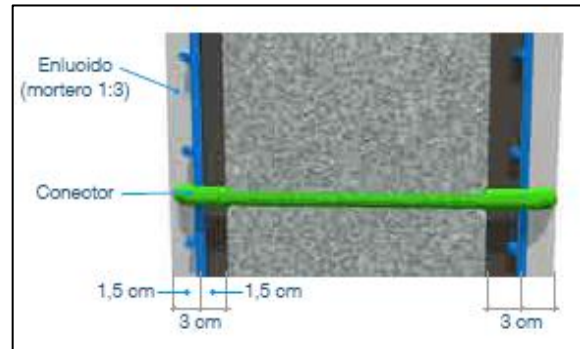
Figura 13:

Corte de pared enchapada



Nota: (Ideal Alambre Bekaert, 2018)

El enlucido regularmente se hace en dos capas, la primera de 1,5 cm de espesor entre el muro y la malla, finalmente la segunda de igual espesor, en la que se termina con un acabado masillado fino o paletado.

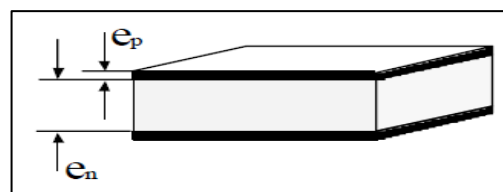
Figura 14:*Enlucido del muro**Nota: (Ideal Alambrec Bekaert, 2018)*

El enchapado recubierto con un enlucido de hormigón, dado que se trata de un reforzamiento estructural en donde se emplea cemento, el proceso de curado es muy importante, para lograr que se fragüe adecuadamente.

Materiales compuestos tipo sándwich

En base a lo descrito en (Dgb, 2010):

Las primeras estructuras de materiales compuestos fueron tipo "sándwich", y se obtenían ensamblando por pegado (o soldadura) dos láminas delgadas y de alta resistencia, denominadas pieles, y una placa gruesa de material ligero, denominada núcleo, de bajas características mecánicas. Esquemáticamente, se muestra la configuración de este tipo de materiales en la Figura 15.

Figura 15:*Esquema de una estructura tipo sándwich**Nota: (Dgb, 2010)*

Los valores geométricos característicos, así como también el intervalo de su densidad, de este tipo de materiales son:

$$10 \leq \frac{e_n}{e_p} \leq 100 \quad (1)$$

$$0.25\text{mm} \leq e_p \leq 12.7\text{mm} \quad (2)$$

$$20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \leq \gamma_n \leq 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (3)$$

$$0.025\text{mm} \leq e_a \leq 0.2\text{mm} \quad (4)$$

Donde:

- e_p = Espesor de la piel
- e_n = Espesor del núcleo
- e_a = Espesor del adhesivo
- γ_n = Densidad del núcleo

Características del material

Acorde a lo expuesto en (Dgb, 2010):

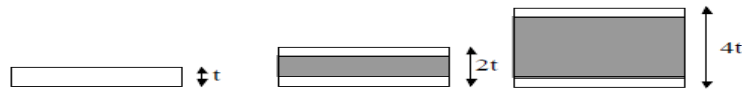
Entre las características más favorables de estos materiales de cara a su aplicación, caben citar las siguientes:

- ***Ligereza.*** Así, por ejemplo, la cúpula de San Pedro en Roma, realizada a base de piedra, tiene una densidad área de 2600 kg/m². Si se hubiese utilizado material compuesto tipo sándwich -cosa imposible por la época en que se construyó- a base de acero en las pieles junto con un núcleo de espuma de poliuretano, la densidad área resultante hubiera sido de 33 kg/m².
- ***Rigidez a flexión.*** Para ilustrar este aspecto, en la Figura 16 se muestra una comparación entre la rigidez a flexión, resistencia y peso de varias configuraciones estructurales para una placa. La primera, de izquierda a derecha, que además es la que se toma como referencia asignando un valor unidad a las propiedades anteriormente enumeradas, corresponde

a una placa de aluminio de espesor t . En la segunda, las pieles son de aluminio y el espesor total es $2t$. Lo mismo ocurre con la tercera configuración sólo que, ahora, el espesor es $4t$.

Figura 16:

Diferentes configuraciones estructurales



Nota: (Dgb, 2010)

Tabla 4:

Efecto del espesor del núcleo en la rigidez y resistencia a flexión y en el peso de la estructura

Espesor núcleo	0	t	3·t
Rigidez flexión	1	7	37
Resistencia	1	3.5	9.25
Peso	1	1.03	1.06

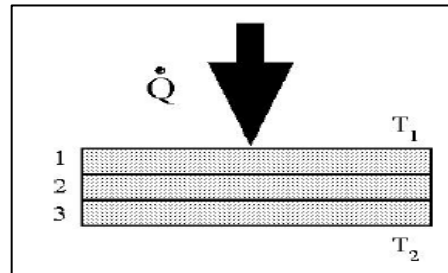
Nota:(Dgb, 2010)

De la comparación entre los valores de la tabla anterior se desprende que, sin prácticamente aumento de peso, la rigidez a flexión se incrementa considerablemente en las soluciones segunda y tercera respecto de la primera, sucediendo lo mismo con la resistencia.

- **Aislamiento térmico.** La ley básica de propagación del calor por conducción a través de una pared compuesta de área A . Llamando Q al flujo de calor por unidad de tiempo, T_1 y T_2 las temperaturas en ambas caras de la pared, e_i a los espesores de cada pared y k_i a sus respectivos coeficientes de conductividad térmica, la relación básica resultante es:

Figura 17:

Propagación de calor por conducción a través de una pared compuesta



Nota: (Dgb, 2010)

$$\dot{Q} = A * \frac{T_1 - T_2}{\sum \frac{e_i}{k_i}} \quad (5)$$

Las características menos favorables derivadas de la utilización de este tipo de materiales son:

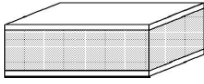
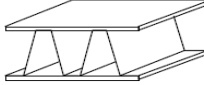
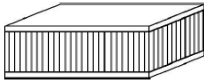
- Mal aislamiento acústico.
- Mala resistencia al fuego de determinados materiales que se utilizan como núcleo.
- Los riesgos de fuego son más elevados que cuando se utilizan materiales estructurales clásicos.

Selección de materiales

A continuación se muestra una tabla en la que se recogen los materiales más utilizados para pieles y para núcleos, así como sus disposiciones dentro del panel tipo sándwich: (Dgb, 2010)

Figura 18:

Materiales más utilizados en la fabricación de pieles y núcleos

	PIELES	NÚCLEOS
Expandido 	Metales Laminados Contrachapados termoplásticos ⁺	Espuma de poliuretano Espuma de poliestireno [*]
Placa nervada 	amianto/cemento Metales Laminados	Metal Material compuesto.
Nido de abeja 	Contrachapados Laminados Aluminio	Madera Nido de abeja de cartón Nido de abeja de Aluminio
*NOTA IMPORTANTE: Las resinas poliésteres atacan a las espumas de poliestireno.		

Nota:(Dgb, 2010)

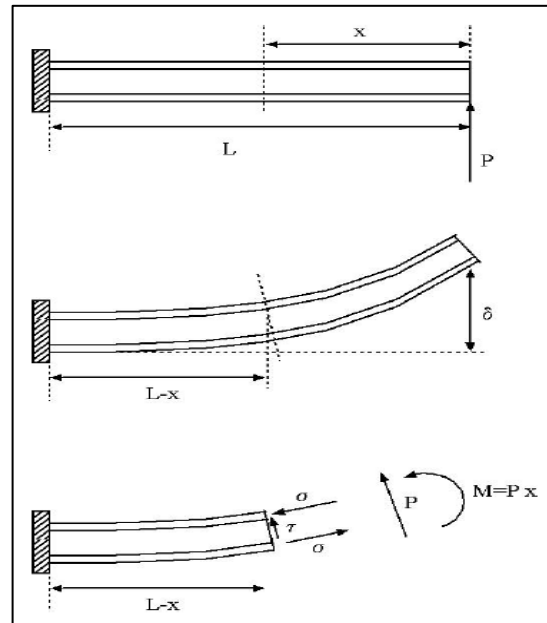
Comportamiento mecánico

En base a lo descrito en (Dgb, 2010):

Para entender la forma de trabajo de un panel tipo sándwich es necesario diferenciar las formas de trabajo de las pieles y el núcleo. Las pieles soportan las cargas inducidas por la flexión y el núcleo el esfuerzo cortante que actúa sobre el panel. Es decir, las pieles trabajan como laminados solicitados por cargas en su plano, soportando el momento flector que aparece sobre el panel. Para comprender mejor el comportamiento de un panel sándwich, considérese una viga en voladizo, como la indicada en la Figura 19, sometida a una carga por unidad de longitud perpendicular al plano del papel de valor P . Como se observa en la figura, en una sección genérica de la viga, el momento flector será $P.x$ y el esfuerzo cortante P .

Figura 19:

Viga en voladizo sometida a una carga por unidad de longitud perpendicular al plano



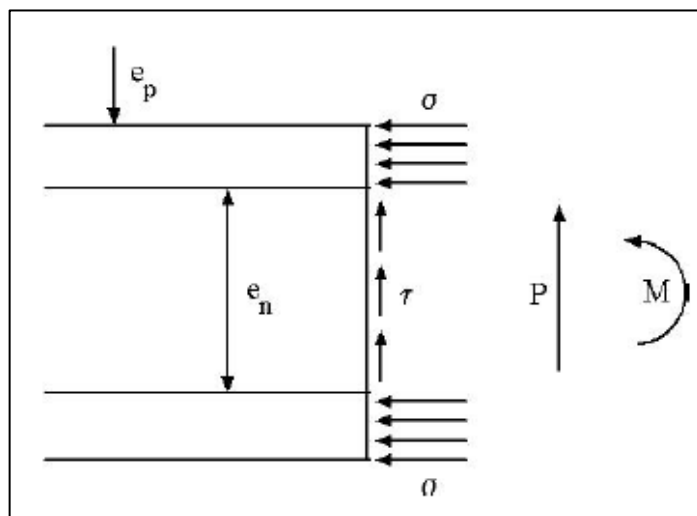
Nota: (Dgb, 2010)

Las pieles trabajan en su plano sometidas a compresión -la piel superior- a tracción la inferior. La tensión σ se considera constante a través del espesor de la piel y no se producen estados de cizalladura fuera del plano de la misma. El núcleo trabaja a cortante: no sufre ninguna deformación por flexión. Adicionalmente se supone que, la tensión tangencial τ , es constante a través del espesor del núcleo.

Los valores de las tensiones σ y τ pueden calcularse, en función de los esfuerzos que parecen, como:

Figura 20:

Viga sometida a esfuerzos a compresión tracción y corte



Nota: (Dgb, 2010)

$$\sigma = \frac{M}{e_p * e_n} \quad (6)$$

$$\tau = \frac{P}{e_n} \quad (7)$$

3

El cálculo de δ (flecha de la viga en ménsula) se puede hacer

utilizando las fórmulas de Resistencia de Materiales haciendo las siguientes equivalencias:

$$E * I \rightarrow E_p * e_p * \frac{(e_p + e_n)^2}{2} \quad (8)$$

$$G * \Omega \rightarrow G_n * (e_n + 2 * e_p) \quad (9)$$

donde:

- σ = Tensión normal en la piel
- τ = Tensión de cortadura en el núcleo
- E_p = Módulo de elasticidad de las pieles

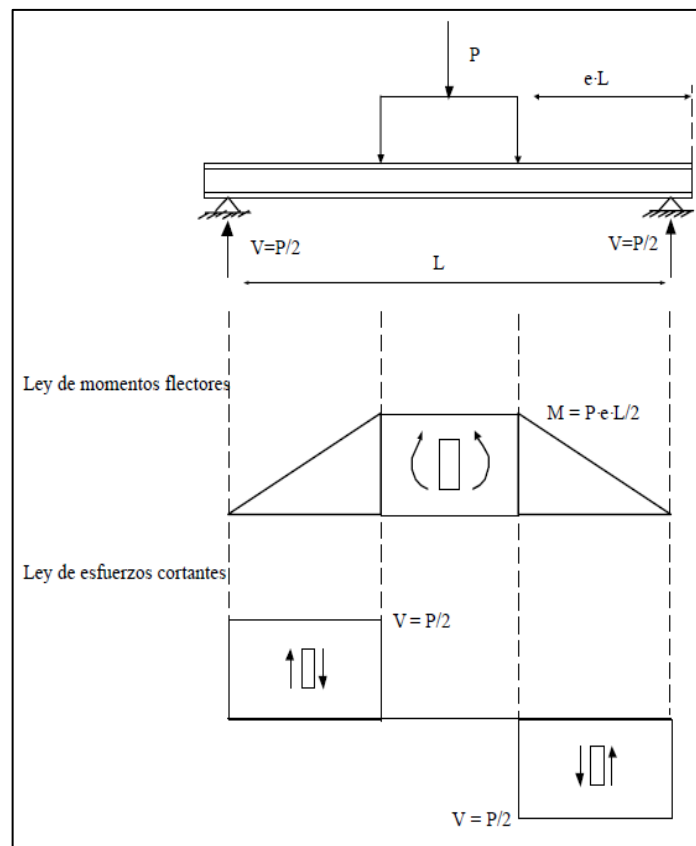
- G_n = Módulo de elasticidad a cortadura del núcleo
- $E * I$ = Rigidez a flexión equivalente de la viga
- $G * \Omega$ = Rigidez a cortante equivalente de la viga

Caracterización mecánica de un panel sándwich

La caracterización mecánica de un panel sándwich se realiza mediante el ensayo de flexión en cuatro puntos, tal como se indica en la siguiente figura. Como resultados de este ensayo se pueden obtener: la máxima tensión en las pieles, la tensión tangencial y el módulo de rigidez (G) del núcleo. (Dgb, 2010).

Figura 21:

Diagramas de momento y cortante



Nota: (Dgb, 2010)

Datos del ensayo:

Geometría de la viga:

- $B =$ Ancho de la viga
- $e =$ Espesor total del panel sándwich ($e = 2 * e_p + e_n$)

Propiedades de la piel y del núcleo

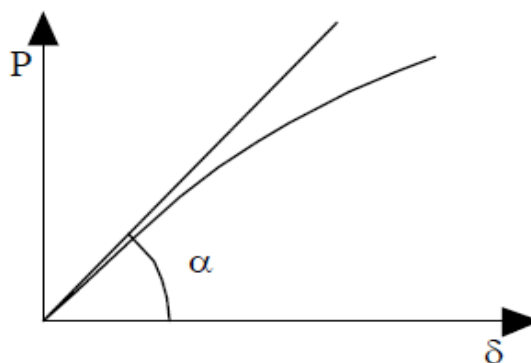
- $\nu =$ Coeficiente de Poisson de la piel
- $E =$ Módulo de elasticidad de la piel
- $A_n =$ Área a cortante: $A_n = B * \frac{e+e_p}{2}$
- $D =$ Rigidez a flexión. $D = \frac{E*I}{1-\nu^2}$
- $I =$ Momento de inercia respecto al eje neutro: $I = \frac{B*(e-e_n)}{4} * \left(\frac{e+e_n}{2}\right)^2$

De acuerdo con lo expuesto en (Dgb, 2010):

De este ensayo se obtiene un registro de la carga aplicada frente al desplazamiento del punto medio de la viga, a partir del cual es posible construir la curva de la Figura 22.

Figura 22:

Registro fuerza-desplazamiento obtenido de un ensayo



Nota: (Dgb, 2010)

A partir de esta curva y considerando los diagramas de esfuerzos representados en la Figura 21 es posible determinar las diferentes variables:

- Tensión en las pieles:

$$\sigma = \frac{M * \frac{e}{2}}{I} \quad (10)$$

- Tensión cortante en el núcleo:

$$\tau = \frac{V}{A_n} * k \quad (11)$$

Donde k = Factor de cortadura

- Máxima deflexión:

$$\delta = \frac{P * L^3}{48 * D} * (3 * e - 4 * e^3) + \frac{V * e * L}{A_n * G_n} * k \quad (12)$$

- Módulo de rigidez:

$$G = \frac{\left(\frac{P}{\delta}\right)_0 * e * L}{B * (e + e_n) * \left[1 - \left(\frac{P}{\delta}\right)_0 * \frac{L^3 * (3e - 4 * e^3)}{48 * D}\right]} \quad (13)$$

Donde $\left(\frac{P}{\delta}\right)_0$

es la pendiente de la curva fuerza-desplazamiento en el origen. Para determinar estas variables se ha utilizado las ecuaciones de la resistencia de materiales para vigas en las que se ha hecho la sustitución de las ecuaciones (8) y (9).

Debido a que en el presente proyecto se utilizará el software estructural ETABS para el modelamiento de la estructura en estudio se hace necesario conocer cómo funciona en el programa el diseño de paneles tipo sándwich.

Según (Computers and Structures, Inc., 2017),

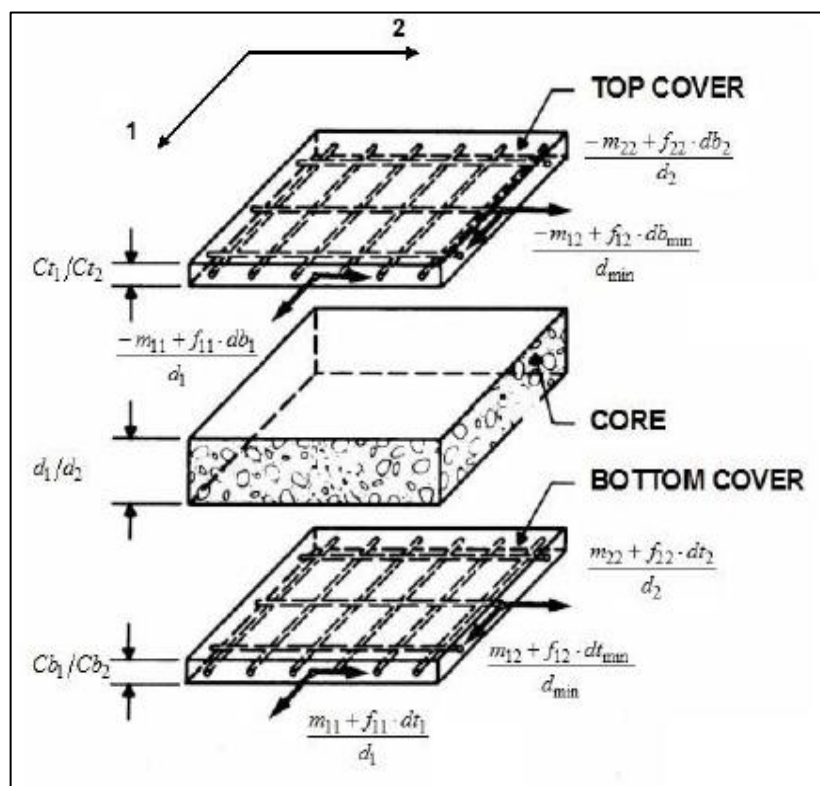
Las losas están sujetas a ocho esfuerzos resultantes. De acuerdo con la terminología del software, esas resultantes son las tres componentes de fuerza de la membrana f_{11} , f_{22} y f_{12} , las componentes de los momentos flectores m_{11} , m_{22} y el momento torsor m_{12} ; y las dos componentes de las fuerzas cortantes V_{13} , V_{23} .

La losa se concibe como un elemento que comprende dos capas externas centradas en el medio de las capas externas de refuerzo y un núcleo no fisurado, esto en ocasiones es conocido como un modelo “sándwich”.

Las cubiertas del modelo sándwich, se asume que soporta los momentos y las fuerzas de la membrana, mientras las fuerzas de corte son asignadas al núcleo.

Figura 23:

Modelo tipo sándwich



Nota: (Computers and Structures, Inc., 2017)

La implementación del diseño en el software asume que no hay fisuras diagonales en el núcleo. En tal caso, un estado de cortante puro se desarrolla dentro del núcleo, y por lo tanto la fuerza de corte transversal en una sección no tiene efecto sobre las fuerzas en el plano en las cubiertas del sándwich. Así, no se necesita reforzamiento transversal, y el reforzamiento en el plano no se mejora para tener en cuenta el corte transversal.

Los siguientes ítems resumen el proceso para el diseño de la “cáscara” de concreto, como está implementado en el software:

1. Como en la Figura 23, la losa se concibe como un elemento que compone las dos capas externas centradas en los planos de las capas externas de refuerzo.
2. El espesor de cada capa debe ser tomado como igual al menor de los siguientes:
 - El doble de la cubierta medida al centro del refuerzo externo
 - El doble de la distancia desde el centro de la losa al centro del refuerzo externo.
3. Las seis resultantes f_{11} , f_{22} , f_{12} , m_{11} , m_{22} , m_{12} son determinadas como fuerzas axiales puras N_{11} , N_{22} , N_{12} . Calculadas como actuantes dentro del plano central de los refuerzos superior e inferior. En la transformación de los momentos a fuerzas, el brazo de palanca se toma como la distancia entre las capas de refuerzo externas.
4. Para cada capa, las fuerzas de refuerzo N_{Des1} , N_{Des2} , las principales fuerzas de compresión del concreto S_{C1} y S_{C2} , se calculan de acuerdo con las reglas expuestas en el Euro código 2-1992.
5. Las fuerzas de reforzamiento se convierten en áreas de refuerzo por unidad de ancho A_{st1} y A_{st2} (intensidades de refuerzo) usando esfuerzos de tensión del acero apropiados y factores de reducción de esfuerzos.

Análisis estructural

Conforme a (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

Se entiende por análisis de una estructura el proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas; se incluye, habitualmente, bajo la denominación genérica de estudio del comportamiento tanto el estudio del análisis de los estados tensional y deformacional alcanzados por los elementos y componentes físicos de la estructura como la obtención de conclusiones sobre la influencia recíproca con el medio ambiente o sobre sus condiciones de seguridad. Es pues el objetivo del análisis de una estructura la predicción de su comportamiento bajo las diferentes acciones para las que se postule o establezca que debe tener capacidad de respuesta.

De acuerdo con (Rivera, 2010):

Las líneas de investigación actuales sobre riesgo sísmico se han enfocado en el estudio del comportamiento sísmico de los edificios, gracias al importante desarrollo alcanzado en los métodos de análisis estructural y a las técnicas experimentales que permiten conocer las características mecánicas de los edificios construidos, además del mejoramiento de las normas de diseño sismorresistente para la construcción de nuevos edificios.

Acciones sobre las estructuras

En base a lo descrito en (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

Sobre una estructura pueden actuar diferentes tipos de acciones exteriores cuya naturaleza puede condicionar el método de cálculo a seguir.

Estas acciones son las siguientes:

- Acción gravitatoria: peso propio, carga permanente, sobrecargas (de uso, de nieve,), movimientos forzados
- Acciones térmicas: flujo de calor por conducción, convección o radiación, transitorios térmicos...
- Acciones reológicas: retracción, fluencia...
- Acción del terreno: empujes activos, asentamientos.

En el cálculo de estructuras generalmente se supone que las cargas actuantes varían lentamente alcanzando su valor final (valor de cálculo) en un periodo de tiempo lo suficientemente grande como para que la aceleración de un punto del sistema no genere fuerzas de inercia que hayan de tenerse en cuenta. Sin embargo, existen algunas acciones sobre las estructuras que por la velocidad con la que inciden dan lugar a la aparición de fuerzas de inercia que han de tenerse en cuenta en el equilibrio de fuerzas que, en cada instante, ha de existir en todos los puntos del sistema. Estas acciones son las siguientes:

- Vibraciones
- Viento
- Sismos
- Impactos
- Ondas de explosiones...

La respuesta de la estructura a estas acciones variables con el tiempo depende, obviamente, del tiempo, pero su respuesta es, en general, de tipo transitorio es decir que la vibración desaparece ("se amortigua") con el tiempo.

Una acción sobre una estructura debe inicialmente considerarse de tipo dinámico para esta estructura cuando la longitud de su periodo de actuación tiene un valor comparable al del período natural de vibración libre del sistema (estructura).

La magnitud, variable en el tiempo, que define una carga dinámica puede ser una fuerza (fuerzo grama $F=F(t)$), una aceleración (acelerograma $a=a(t)$), un desplazamiento (desplazograma $d=d(t)$...

- Existen cargas dinámicas que tienen carácter determinista es decir que su variación en el tiempo es conocida (un pulso triangular, una función armónica,)
- Existen cargas dinámicas que no se pueden representar mediante funciones temporales utilizándose en este caso una representación estocástica (las acciones sísmicas)

Una carga dinámica ejerce dos tipos de efectos en la estructura sobre la que incide.

- locales (efectos inducidos por cargas de tipo impacto en la zona en la que este se produce)
- globales (la diferencia en el tiempo de los desplazamientos de los diferentes puntos de la estructura da lugar a deformaciones relativas que generan estados tensionales variables cuyo valor máximo puede ser superior al que producirían las mismas cargas aplicadas de forma estática; la variación en el tiempo no solo del valor absoluto de las deformaciones sino también del signo de estas puede llegar a producir fenómenos de fatiga en el material).

Tipos de análisis

Como expone (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

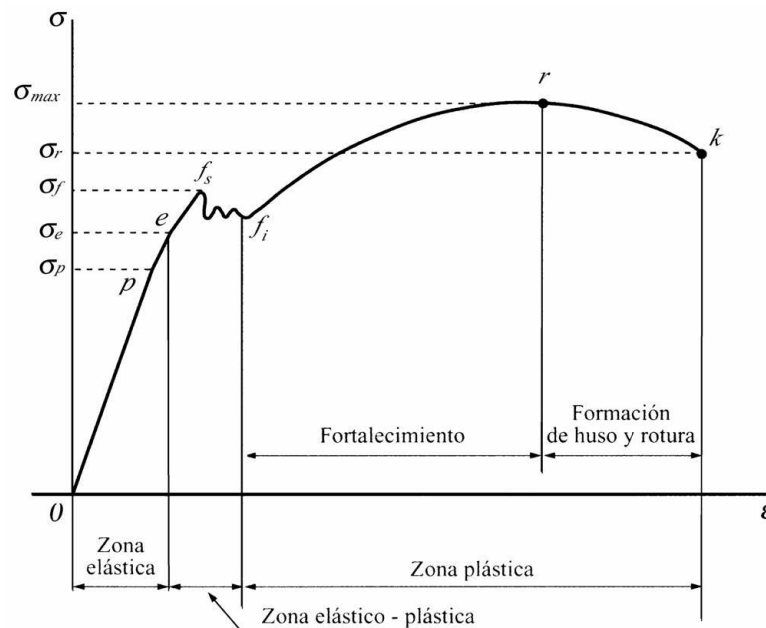
- “Análisis estático. - Caracteriza a este tipo de análisis el hecho que las cargas actuantes sobre la estructura no dependen del tiempo”.
- “Análisis térmico. - Estudios del efecto tensional y deformacional que los fenómenos de transferencia de calor, radiación, tienen en las estructuras”.

- “Análisis dinámico. - Caracteriza a este tipo de análisis el que las cargas actuantes son variables con el tiempo debiendo requerirse la participación de las fuerzas de inercia en la estimación de la respuesta de la estructura”.
- “Análisis no lineal. - Caracteriza a este tipo de análisis el comportamiento inelástico del material de la estructura, la aparición de grandes deformaciones o la no linealidad geométrica de la estructura (topes, rozamientos, etc)”.

Análisis estático lineal

De acuerdo con (Meli, 1998):

Mediante el análisis estático de una estructura, los efectos son producidos por acciones externas y se generalizan como valores constantes a través del tiempo de ahí la concepción de método estático. Esta teoría es aplicable para el peso propio, objetos inamovibles y otras sollicitaciones que varían en el tiempo de forma casi despreciable, como los asentamientos diferenciales, cambios volumétricos debido a las contracciones y expansiones por temperatura. También acciones que son intrínsecamente dinámicas como el viento o sismos, estas últimas se suelen representar equivalentemente como fuerzas estáticas aplicadas lateralmente a la estructura. La simplificación de esta última tiene como justificación, para estructuras antiguas, el peso propio que aumenta de manera significativa la rigidez de la estructura, provocando que las fuerzas externas, al ingresar en la estructura, no se amplifiquen de manera importante debido a la vibración propia de la edificación.

Figura 24:*Diagrama esfuerzo-deformación**Nota: (Martínez, 2008)*

En la Figura 24 se observa que el límite de proporcionalidad va desde el origen hasta el punto p , es un segmento rectilíneo, donde se deduce la relación de proporcionalidad entre la tensión y deformación enunciada por Robert Hooke en el año 1678. A continuación, se observa el límite de elasticidad o límite elástico, delimitada en el punto e , es la tensión más allá del cual no recupera en su totalidad la forma original al ser descargado, sino que queda con una deformación residual llamada deformación permanente. Se observa a continuación del límite elástico, el punto de fluencia, es aquel donde aparece un considerable alargamiento o fluencia del material sin el correspondiente aumento de carga, puede disminuir mientras dura la fluencia, este fenómeno es característico del acero, existen diversos materiales en los que no se manifiesta. El esfuerzo máximo es la máxima ordenada del diagrama esfuerzo-deformación, mientras que el esfuerzo de rotura es el verdadero esfuerzo generado en un material durante la rotura.

Conforme a lo descrito en (Bonett, 2003):

“La estructura se modela como un sistema de 1 grado de libertad (1 GDL) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura usando relaciones empíricas o el Método de Rayleigh, se determina, a partir del espectro de respuesta apropiado, la aceleración espectral S_a , la cual multiplicada por la masa m de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza se distribuye a lo largo de toda la altura y se determinan, mediante un análisis estático lineal, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura. Este tipo de procedimientos se utilizan principalmente para propósitos de diseño y se encuentran incorporados en la mayoría de los códigos. Su uso se limita a estructuras regulares donde el primer modo de vibración es el predominante”.

De acuerdo con (Meli, 1998):

El supuesto de que el comportamiento de los materiales estructurales se apega a la hipótesis de relación esfuerzo-deformación, antes mencionada, puede no ser muy cierto; sin embargo, las diferencias que posee entre su comportamiento real contra el propuesto se asemejan mucho y se consideran aceptables las diferencias entre ambos para materiales como el acero, madera y hormigón armado. Para el caso de la mampostería estructural, sin embargo, las diferencias son más radicales entre el comportamiento real y el equivalente, esto debido a que este material posee características especiales como su casi despreciable resistencia ante esfuerzos de tensión provocando que el elemento este sujeto a agrietamientos locales. Aparte de esta principal característica, existen otras que alteran la distribución uniforme de los esfuerzos a través de

ella como cambios de temperatura, deformaciones diferidas del mortero, efectos de movimiento en sus apoyos, variabilidad de propiedades entre una sección a otra, la incompatibilidad entre la argamasa (mortero elaborado con arena, cal y agua) y el ladrillo o piedra, etc. Por lo tanto, se puede concluir que un análisis del tipo lineal equivalente no sería representativo si se lo realiza en una estructura que en su mayoría esté compuesta por mampostería.

Análisis estático no lineal

De acuerdo con (Hernández, 2017):

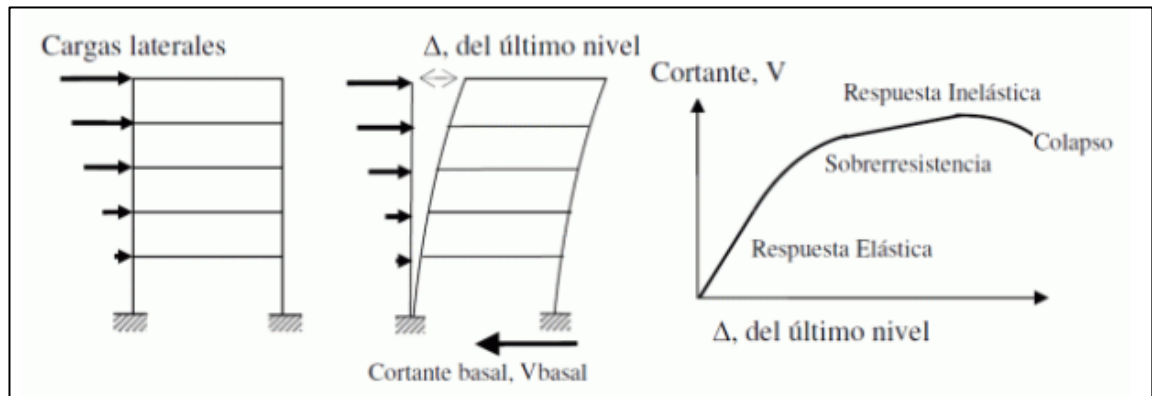
“El análisis estático no lineal (pushover) se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, referido típicamente al tope de la estructura. Durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad”.

“A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso”.

“La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad”.

Figura 25:

Secuencia del proceso de análisis pushover



Nota: (Saavedra, 2018)

Análisis dinámico lineal

De acuerdo con (Wikipedia, 2019):

El análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes, que deben tenerse en cuenta por ejemplo para lograr un diseño sísmico adecuado.

Se parte de la siguiente ecuación de movimiento, misma que es válida para sistemas lineales y no lineales:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (14)$$

Donde M, C, K son respectivamente la matriz de masas, la matriz de amortiguamiento y la matriz de rigidez de la estructura.

$\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$, $u(t)$ son tres vectores que representan la aceleración, velocidad y posición de un conjunto de puntos de la estructura; y $F(t)$ es un vector que representa las fuerzas equivalentes aplicadas sobre el mismo

conjunto de puntos anteriores, este vector está asociado a la sollicitación exterior que perturba la misma estructura.

Según (Meli, 1998):

Una de las aplicaciones probablemente más útil del análisis dinámico es el que se realiza para determinar las características de vibración de la edificación, como las frecuencias naturales y formas modales, valorando así la importancia de los efectos dinámicos en las estructuras.

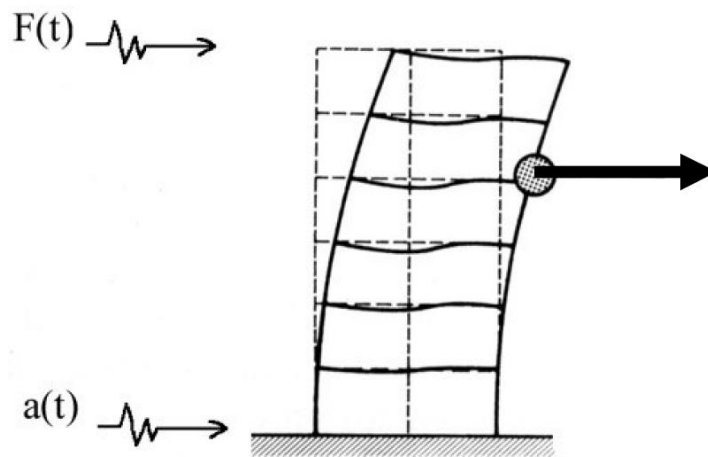
El análisis dinámico se lo realiza en diferentes fases o niveles, comenzado por el nivel básico que sirve para determinar los valores y vectores característicos del sistema dinámico, o sea la frecuencia y modos de vibración de la estructura, proporcionando una visión más amplia y clara del comportamiento dinámico y la respuesta que tiene ante vibraciones impuestas. El siguiente nivel o nivel refinado sirve para el cálculo de la historia completa del sistema ante vibraciones impuesta en la base de la estructura.

“La estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados De Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente, la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modales se combinan usando métodos tales como “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”. El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros de sismos reales o

acelerogramas sintéticos. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal”.

Figura 26:

Definición de la respuesta dinámica: para un punto considerado



Nota: (Cassano, 2009)

Análisis dinámico no lineal

Este tipo de análisis se modela de manera similar al análisis dinámico lineal, con la diferencia que el sistema de múltiples grados de libertad trabaja en el rango no lineal.

Según (Cóceres, Möller, & Rubinstein, 2003):

La respuesta dinámica del sistema estructural es descrita por un modelo de tres grados de libertad por piso: los desplazamientos traslacionales del centro de masa con relación al suelo en las direcciones x e y respectivamente, y una rotación de la losa con respecto a un eje vertical z que pasa por el centro de masa.

Modelación de estructuras

Según (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

El análisis del comportamiento mecánico de una estructura se lleva a cabo sobre modelos de ésta, entendiendo por modelo una idealización de algunos aspectos, probablemente parciales, de la realidad física y funcional de la estructura.

Los modelos se utilizan para predicción de esfuerzos, tensiones, movimientos y deformaciones y es por lo que han de recoger la utilidad funcional del sólido, sus formas geométricas y su comportamiento. Definir un modelo de un sólido requiere generalmente una gran experiencia.

La descripción completa de la realidad física de un sólido a efectos de su modelización y análisis implicaría la consideración de todos los detalles que definen su geometría, de los aspectos tanto microscópicos como macroscópicos de los materiales que lo constituyen, de los comportamientos funcionales tanto globales como de detalle, de las interrelaciones con su entorno a todos los niveles, ...

La toma en consideración en el análisis de todos los aspectos definitorios de la realidad física del sólido no solamente da lugar a un gran volumen de información de difícil manejo, sino que no es por sí mismo garantía de una mayor calidad en las conclusiones de los posteriores análisis y, además, no resulta coherente con el alto grado de incertidumbre asociado, por ejemplo, a la determinación de las acciones sobre el sólido.

Modelo físico

Conforme a lo expuesto en (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

El primer paso en el proceso de análisis es, en consecuencia, el establecimiento de un modelo físico en el que se idealicen o abstraigan aquellas características físicas y funcionales que participan en el aspecto del comportamiento mecánico que se quiere analizar. Ante la complejidad inherente a la descripción y consideración completa de la realidad física y funcional del sólido, la idealización parcial de esta en un modelo implica la abstracción de su realidad a aquellos aspectos que condicionan el comportamiento a analizar, con la consiguiente utilización de hipótesis simplificadoras que el analista ha de conocer y aceptar.

Como hipótesis simplificadoras de general aplicación suelen considerarse

- la distribución continua de la materia,
- la prevalencia del comportamiento macroscópico del sólido frente al microscópico,
- las hipótesis de la mecánica de los medios continuos.

La selección de los aspectos de comportamiento del sólido que han de intervenir en el análisis es un proceso complejo, generalmente de "prueba y error" y en el que juega un importante papel la experiencia del analista.

Son también circunstancias a tener en cuenta y que generalmente dificultan el proceso de definición del modelo, por ejemplo, que

- las acciones se desarrollan en el tiempo
- generalmente hay un alto grado de incertidumbre en la determinación de las acciones y de los parámetros del sólido,
- la geometría del sólido pueda verse realmente modificada en el proceso de aplicación de las acciones
- la capacidad resistente de la estructura dependa de las acciones que soporta

Modelo matemático

De acuerdo con (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

A partir del modelo físico se desarrolla un modelo matemático consistente en un conjunto de variables y constantes interrelacionadas en un sistema de ecuaciones (usualmente ecuaciones en derivadas parciales) con unas condiciones iniciales y de contorno definidas. Las variables modelizan su estado tensional y deformacional, así como la geometría y características de los elementos del modelo físico y las ecuaciones describen las relaciones entre estos. Una dificultad importante en el proceso de definición del modelo matemático, está en la definición de ecuaciones que reflejen el comportamiento del sólido, de cualquiera de sus partes o del material que lo constituye.

Las hipótesis básicas de aplicabilidad de los modelos que se suelen utilizar en el análisis de estructuras son:

- pequeñas deformaciones y movimientos (las ecuaciones de equilibrio aplican a los sólidos sin deformar)
- material isótropo, homogéneo y continuo de comportamiento elástico lineal
- las cargas se aplican lentamente despreciándose, en consecuencia, las fuerzas de inercia
- no se consideran las posibles pérdidas por rozamiento.

En resumen: se considera el sólido como un sistema conservativo de forma tal que el trabajo de deformación depende solo del estado inicial y del final y no de los estados intermedios, empleándose toda la energía suministrada en deformar el sólido.

La aparición de grandes deformaciones o de fenómenos de inestabilidad o el comportamiento no lineal del material precisan de un tratamiento no lineal.

La definición de un modelo de un sólido requiere la selección de un conjunto representativo de grados de libertad, entendiendo por tal "componente del movimiento de un sólido o sistema de sólidos que forma parte de la definición de su posición en el espacio en un instante dado y bajo un conjunto de acciones dado"

El sólido real es un continuo con infinitos g.d.l. y el modelo es un sistema discreto con un número finito de grados de libertad.

Modelo numérico

En base a lo descrito en (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

Un método de análisis estructural se expresa comúnmente como un algoritmo matemático en el que se sintetizan teorías de la Mecánica Estructural, resultados de laboratorio, experiencias y juicio ingenieril.

La muy temprana demanda de complicados análisis unida a serias limitaciones en la capacidad computacional, dio lugar a la aparición de un gran número de técnicas especiales aplicables, cada una de ellas, a un problema o situación especial; estas técnicas, llamadas métodos clásicos, incorporaban ingeniosas innovaciones y sirvieron perfectamente al ingeniero estructuralista durante muchos años.

El posterior nacimiento e incremento espectacular de las capacidades y de la potencia de los ordenadores ha posibilitado, en la actualidad, la generalización de los algoritmos, los cuales han perdido su especificidad pasando a ser aplicables a un mayor número de situaciones; los métodos clásicos han sido reemplazados por los métodos basados en la Teoría de Matrices, así como por el Método de los Elementos Finitos.

Las ecuaciones del modelo matemático se resuelven, habitualmente, mediante técnicas numéricas cuya aplicación requiere la definición de un modelo numérico consistente en un conjunto de ecuaciones algebraicas.

Métodos de análisis

Análisis matricial

Según (Navarro Ugena & Pérez Castellanos, 1999):

Los métodos de análisis planteados por los científicos del XIX (Maxwell, Cullman, Navier, Mohr,) dotaron a los ingenieros estructuralistas de herramientas cada una de las cuales tenía un campo de aplicación restringido; esta característica provenía del hecho de que, en aras de hacer sencillo su uso, llevaban implícitas simplificaciones que las hacían aplicables a estructuras con condiciones particulares. Su aplicación a estructuras complicadas requería grandes dotes de simplificación y sentido ingenieril y, en cualquier caso, inducía una gran complejidad y volumen en los cálculos; esta complejidad era parcialmente paliada con toda una tecnología práctica basada en tablas, ábacos, que demostraba, una vez más, la capacidad de inventiva de la Ingeniería.

La aparición de los ordenadores (década de los cincuenta), que simplificaban los problemas implícitos a un cálculo con gran volumen de datos y operaciones, posibilitó el análisis de estructuras más complejas, utilizando algoritmos de cálculo en los que no eran necesarias las simplificaciones y que, en consecuencia, eran aplicables a cualquier tipo de estructura. Los nuevos métodos seguían basándose en los teoremas fundamentales del cálculo clásico a cuyas ecuaciones daban un tratamiento numérico con técnicas del álgebra matricial ("métodos matriciales").

Los métodos matriciales son técnicamente muy simples, pudiéndose decir que no han aportado ideas nuevas a la panoplia de herramientas para el análisis de estructuras. Su éxito y posterior eclosión se deben a su adaptación a las sistemáticas de funcionamiento y de ordenación de datos de los ordenadores. El análisis de estructuras con un método matricial y utilizando un ordenador se reduce a la definición de unos datos descriptivos de su geometría, de los materiales que la constituyen y de las cargas a las que está sometida. El ordenador se convierte en una caja negra que elabora unos cálculos y devuelve unos resultados (esfuerzos en elementos, movimientos en nudos,); esta circunstancia hace a estos métodos peligrosos de utilizar pues se requiere un especial criterio y sentido de funcionamiento de las estructuras para la interpretación de los resultados del cálculo.

Elementos finitos

De acuerdo con (Navarro & Pérez, 2015):

El Método de los Elementos Finitos es un método numérico de resolución de problemas de Mecánica de Sólidos que resulta de gran importancia por su utilidad práctica. Es una herramienta de cálculo muy potente que permite al ingeniero estructuralista resolver infinidad de problemas.

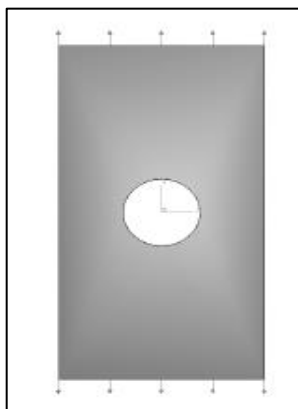
Su idea básica no puede ser más sencilla: dado un sólido, sometido a un sistema de cargas y coaccionado por unas ligaduras, el método consiste en subdividir el sólido en pequeñas partes (elementos) interconectadas entre sí a través de los nudos de los elementos, de manera que suponemos que, el campo de desplazamientos en el interior de cada elemento, puede expresarse en función de los desplazamientos que sufren los nudos del elemento (desplazamientos nodales); posteriormente, se podrá determinar la matriz de

rigidez de cada elemento, las cuales una vez ensambladas (siguiendo los pasos del análisis matricial de estructuras), permitirán la obtención de los desplazamientos en los nudos de cada elemento. De esa manera, una vez conocidos dichos desplazamientos, podríamos determinar, de una forma aproximada como ya se dijo antes, las tensiones y las deformaciones en el interior del elemento.

Veamos con un ejemplo lo dicho anteriormente. Supongamos el problema de la Figura 27, que corresponde a un problema de una placa de dimensiones finitas, sometida a tracción en sus lados superior e inferior, y que posee un agujero circular, de un determinado radio, en su centro.

Figura 27:

Placa de dimensiones finitas

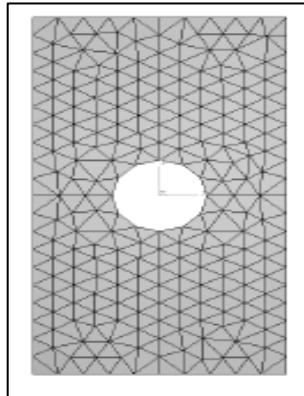


Nota: (Navarro & Pérez, 2015)

Una modelización por elementos finitos de este problema, empleando elementos triangulares, por ejemplo, podría ser la representada en la siguiente figura, en la que se representa la malla de un modelo que podría utilizarse para la resolución del problema.

Figura 28:

Placa segmentada en triángulos



Nota: (Navarro & Pérez, 2015)

Como vemos en dicha figura, la placa ha sido subdividida en elementos triangulares, de forma que estos elementos se suponen interconectados a través de sus vértices. Evidentemente, dado el número de elementos que hemos utilizado, el agujero circular de la realidad, por ejemplo, ya no es circular en nuestro modelo, sino que es un dodecágono.

Las consideraciones hechas conducen a que, irremisiblemente, la solución que vamos a obtener es una aproximación a la solución real del problema de la Figura 27 pero, muchas veces, en la aplicación práctica en ingeniería estructural, esto puede ser más que suficiente. No obstante, podríamos haber “refinado” la malla anterior reduciendo el tamaño de los elementos, y por tanto aumentando el número de ellos, lo que hubiese permitido modelizar mejor la geometría del agujero central de la placa, y así obtener una solución que, aunque siguiera siendo aproximada, resultara más próxima a la realidad.

Todo lo anterior, nos ilustra sobre las posibilidades del método, que no sólo se imita a casos bidimensionales, sino que, también, permite analizar problemas tridimensionales: podemos analizar cualquier pieza de cualquier geometría,

obteniendo el campo tenso-deformacional en su interior, y así luego poder comprobar que la pieza analizada cumple con los requisitos estructurales que esperábamos de ella. En general, en un problema a analizar por el Método de los Elementos Finitos, conoceremos las fuerzas exteriores aplicadas en algunos de sus nudos y los valores de los desplazamientos en otros (dependiendo de las ligaduras que posea el sólido).

Normativa ecuatoriana de la construcción

La NEC 15 contempla los siguientes métodos:

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF)
- Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)

Diseño basado en fuerzas

Basado en lo expuesto en (NEC, 2015):

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes, para determinar los efectos relacionados.

- **Se resumen los objetivos principales del DBF como sigue:**
 - Tomar en cuenta los niveles de amenaza sísmica (y niveles de desempeño)
 - Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente)
 - R_{DBF} : Verificar que los efectos del sismo: $E \leq R_d$ (resistencia de cálculo del elemento; R_d se calculará de acuerdo con las normas dedicadas a los materiales, usando modelos elásticos lineales)
 - D_{DBF} : Verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura

- **Límites del DBF**
 - Utiliza factores de reducción de resistencia sísmica R constantes para cada tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que R no cambia con el periodo y tipo de suelo;
 - Supone que la rigidez es independiente de la resistencia, es decir que la rigidez y el periodo pueden estimarse antes de que se conozca el refuerzo de las secciones de hormigón armado o el espesor final de las placas de los elementos de acero.
- **Requisito R_{DBF} : Fuerzas internas (solicitaciones mecánicas)**

El requisito de resistencia R_{DBF} implica el cálculo de las fuerzas internas que actúan en cada elemento estructural.

Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis deberán incluir:

- Deflexiones
 - Derivas
 - Fuerzas en los pisos, y en los elementos
 - Momentos
 - Cortantes de piso
 - Cortante en la base
- **Requisito D_{DBF} : derivas de piso**

De igual manera que en lo expuesto en la sección *límites del DBF*, las deformaciones generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, en conformidad con las normas.

Se usará preferencialmente el DBF considerando edificios de uso normal, mientras se favorecerán otros métodos para estructuras esenciales o de ocupación especial. Sin embargo, se permite recurrir al DBF para estructuras irregulares y todo tipo de estructura, el cálculo del corte basal tomando en cuenta estas configuraciones más desfavorables mediante coeficientes dedicados. En este caso, el diseñador deberá justificar el uso del método. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado en comportamiento dinámico de estructuras.

Modelos de análisis de las fuerzas sísmicas usados con el DBF

Según (NEC, 2015):

El DBF presentará la misma metodología general para los 3 métodos de análisis que permite el presente capítulo:

- Estático (1)
- No lineales:
 - Análisis dinámico espectral (2)
 - Análisis paso a paso en el tiempo (3)
- **Procedimiento estático**

Condiciones de aplicación: se podrá aplicar el método estático para estructuras de ocupación normal. El factor Z será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro en aceleración $S_a(T)$.

- **Procedimientos no lineales de cálculo de las fuerzas sísmicas**

Procedimientos y condiciones de aplicación

- a. **El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:**

- Análisis espectral: se aplicará este método para estructuras de ocupación especial, esenciales, bien como puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación.
- Análisis paso a paso en el tiempo: se aplicará este método para estructuras cuyo suelo del sitio de ubicación es de tipo F.
- Para suelos tipo F, se desarrollarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona.

- b. **Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico**

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 90% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

- c. **Representación y determinación de la carga sísmica horizontal**

La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, al sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años), usando la formula general de la sección 6.3.2, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R.

d. Modelo matemático

- **Caso general**

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente,
 - La distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico.
-
- **Casos particulares**
 - Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural)
 - Para estructuras de hormigón armado y de mampostería: en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento general de cálculo de fuerzas sísmicas

e. Procedimiento 1: análisis espectral

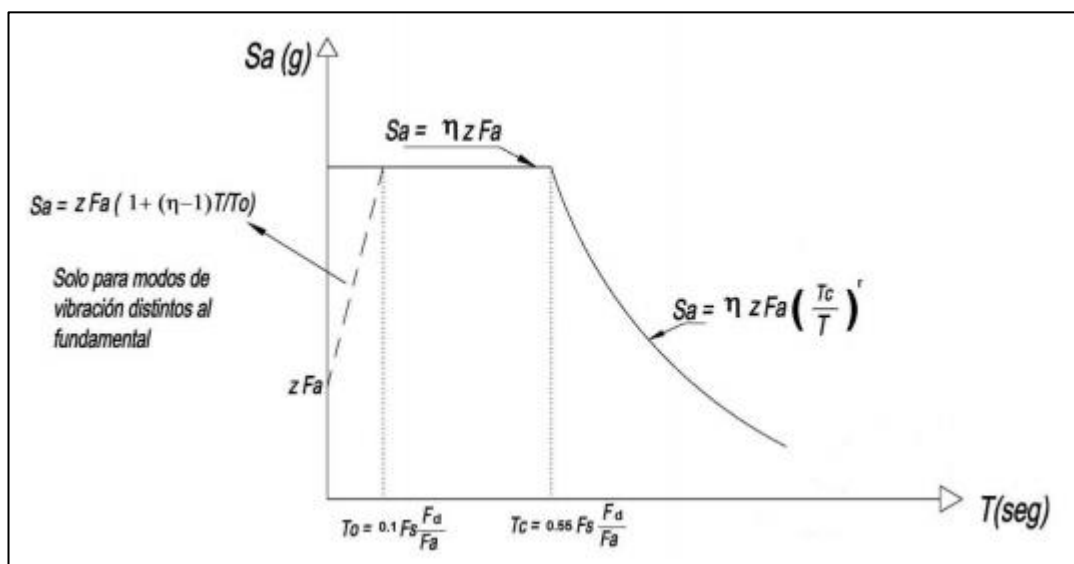
- **Espectro de respuesta**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 29, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 29:

Espectro sísmico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Nota: (NEC, 2015)

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

- Fd Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- Fs Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
- T Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

- **Número de modos**

Se deben considerar en el análisis:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración integrados en las curvas de peligro sísmico,
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la

estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

- **Combinación de modos**

Cuando se utilicen modelos tridimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

- **Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño**

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R.

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa. El valor de R podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente.

Las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores:

- I (factor de importancia),
- ϕ_{Ei} y ϕ_{Pi} (factores de configuración estructural en planta y en elevación)

f. Procedimiento no lineal 2: análisis paso a paso en el tiempo

Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

- **Casos de aplicación, y revisión del diseño por un profesional**

Se realizará un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o no lineal espectral.

- **Registros de aceleración**

- **Acelerogramas gravados**

Los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos. Se obtendrán los acelerogramas consultando los equipos especializados de la Red Nacional de Acelerógrafos (RNA). Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño.

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo,

se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

- **Acelerogramas artificiales**

Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos.

- **Componentes de los acelerogramas**

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%.

Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para periodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$.

Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato.

g. Principios de los análisis elásticos paso a paso en el tiempo

Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben:

- Cumplir con los requisitos especificados para realizar análisis dinámicos,
- Construir modelos matemáticos de las estructuras,
- Definir la acción sísmica, Definir el número de modos,
- Definir la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño,
- Definir los efectos direccionales de torsión y de registros de aceleración. Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este documento para el caso de análisis dinámicos.

h. Principios de análisis no lineales paso a paso en el tiempo

Los análisis no lineales paso a paso en el tiempo deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.

Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.

La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos en este capítulo.

Diseño Basado en Desplazamientos

Basado en lo expuesto en (NEC, 2015):

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

- **Condiciones de aplicación**

Se privilegiará el DBD para estructuras esenciales y de ocupación especial, y en la medida de lo posible para estructuras irregulares en planta y elevación. El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de edificios:

- Aporticados de hormigón armado o acero
- Con muros estructurales

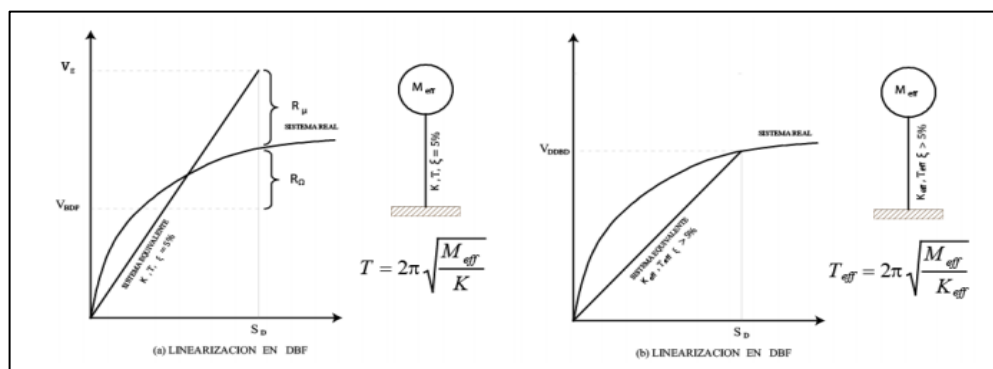
- **Principio: sistema elástico equivalente en DBD de un grado de libertad**

El DBD es un método que utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad (para Sistema elástico equivalente: véase la Figura 30). Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos,

es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas. El DBD se fundamenta en el método de linealización equivalente, en el cual la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente al utilizar la rigidez secante en el punto de respuesta máxima y al aplicar un amortiguamiento viscoso e histerético en la estructura real véase en la Figura 30. El sistema elástico de un grado de libertad representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento (no las características elásticas iniciales de la estructura).

Figura 30:

Linealización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamientos)



Nota: (NEC, 2015)

- **Puntos clave del DBD**

El DBD emplea una estructura equivalente con un solo grado de libertad que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura.

El DBD caracteriza a la estructura por la rigidez secante, K_e , definida para:

- Un máximo desplazamiento Δd (desplazamiento característico),
- Y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y el debido a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

Paso inicial: el Ingeniero Estructural llevara a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado (en vez de verificar un desplazamiento límite).

Paso final: se obtienen como resultado del procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos.

Con el desplazamiento de diseño para la respuesta máxima determinada, y el correspondiente amortiguamiento obtenido a partir de la demanda por ductilidad, el periodo efectivo T_e para el desplazamiento máximo de respuesta, la altura efectiva H_e , se puede leer desde el grupo de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento.

- **Lógica general y proceso de diseño del DBD**

- Determinación de la característica de la “Estructura Equivalente”
- Determinación del desplazamiento de diseño o desplazamiento característico ΔD
- Desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño
- Consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño V para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructura bajo la distribución de fuerzas sísmicas.

- **Requisitos generales para la aplicación de DBD**

Se verificarán las deformaciones inelásticas tal como sigue:

- Rótulas plásticas en sitios predeterminados: las rótulas plásticas se formarán solo en los sitios predeterminados, aplicando los principios del diseño por capacidad.
- Efectos de los modos de vibración: Las fuerzas de diseño de las secciones que deben permanecer elásticas deben amplificarse para incluir los efectos de los modos de vibración altos.
- Efectos de segundo orden e inestabilidad: al cumplimiento de los límites de desempeño especificados anteriormente, se verificará que los efectos de segundo orden (acciones $P-\Delta$) no causen problemas de inestabilidad, de conformidad. La estructura debe tener una configuración estructural que cumpla con los requisitos de configuración estructural, con el propósito de asegurar la formación de un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.

- **Nivel de desempeño estructural**

En el DBD, el daño en una estructura se correlaciona con los desplazamientos que se generan durante un sismo severo, no con la resistencia lateral desarrollada.

- **Criterio de desempeño: deformación unitaria máxima**

El desplazamiento meta será generalmente gobernado por:

- El límite impuesto a las derivas de piso para estructuras con pórticos resistentes a momentos (flexibilidad inherente),
- Límites en la deformación unitaria, en los edificios con muros estructurales, es probable que los controlen el diseño.

Las solicitaciones verificadas son los límites a la deformación por:

- Compresión

- Flexión o flexo-compresión

Para el estado límite "seguridad de vida", las estructuras podrán alcanzar los límites de deformación unitaria por flexión o flexo-compresión especificados en la Tabla 5. Se deben aplicar a las fibras extremas de las secciones donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Tabla 5:

Límites de deformación unitaria

Material	Deformación Unitaria Máxima ϵ (de acuerdo con la sección 7.3)
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_y h^2 \epsilon_{su}}{f_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

Nota: (NEC, 2015)

Capítulo III

Caracterización de la edificación de estudio

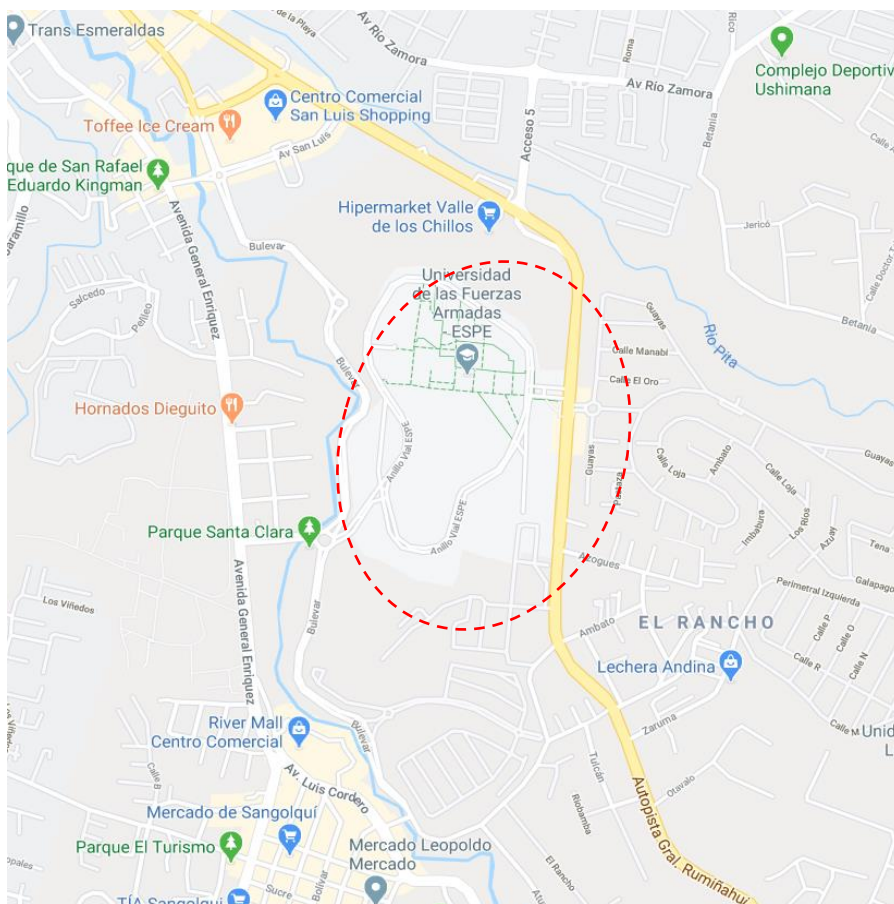
Ubicación del edificio

A continuación, se menciona la ubicación de La Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” con la finalidad de que el lector reconozca el lugar donde se realizaron los respectivos estudios.

La Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” se encuentra ubicada en la Av. General Rumiñahui y Ambato en el sector “Santa Clara” en Sangolquí, como se indica en la Figura 31.

Figura 31:

Sector Santa Clara, Sangolquí-Ecuador



Nota: (Google Maps, 2020)

Figura 32:

Ubicación satelital del "bloque de residencia de oficiales"



Nota: (Google Maps, 2020)

En el presente proyecto de investigación nos centraremos en el bloque de residencias para oficiales que su construcción finalizó alrededor del año 2007, indicado en la siguiente figura.

Figura 33:

Bloque de residencias de oficiales

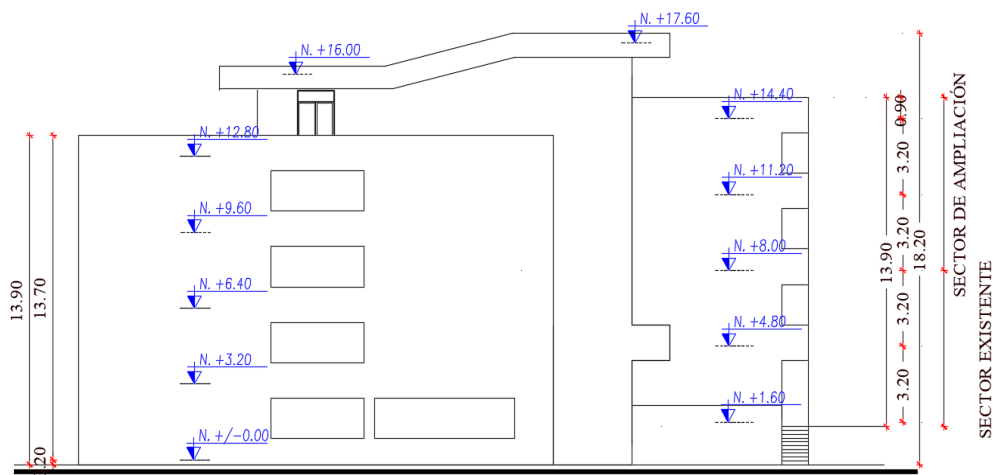


En las siguientes figuras, se detalla la distribución del bloque de residencias y la manera en la que se encuentran dispuestos los niveles de la edificación.

Fachadas de la edificación

Figura 34:

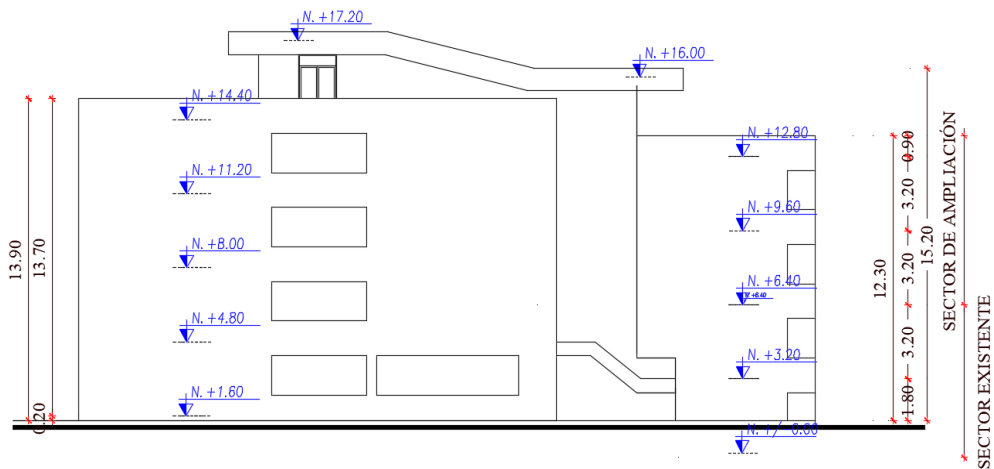
Fachada Norte del bloque de residencias



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 35:

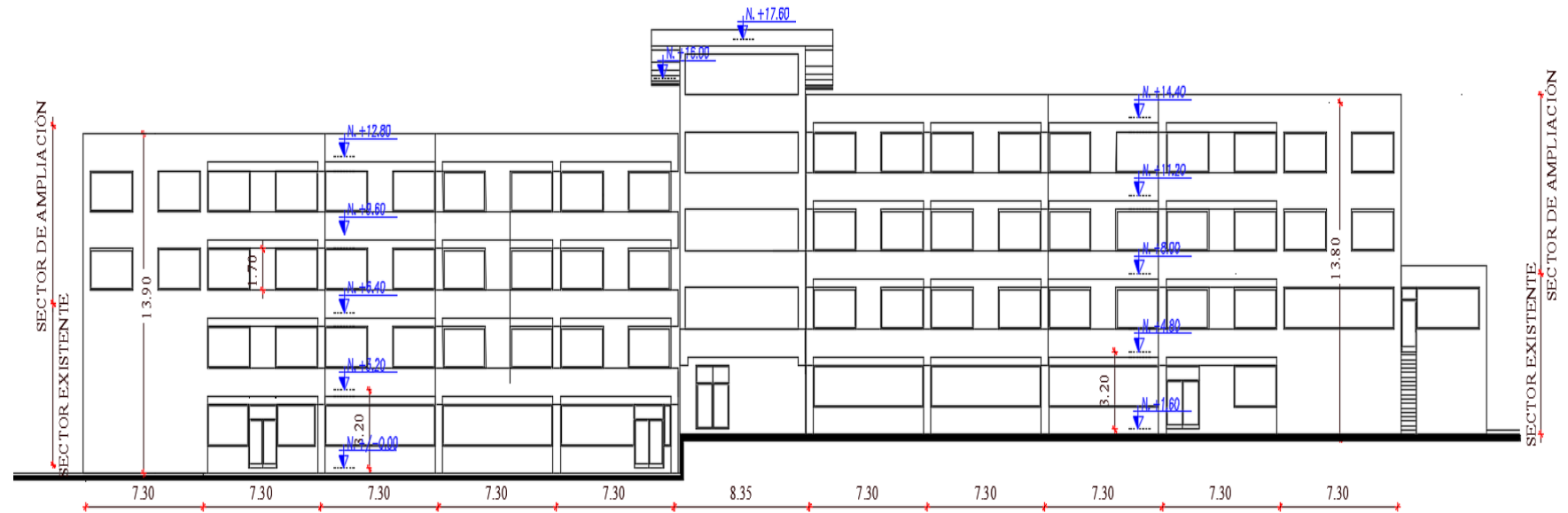
Fachada Sur del bloque de residencias



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 36:

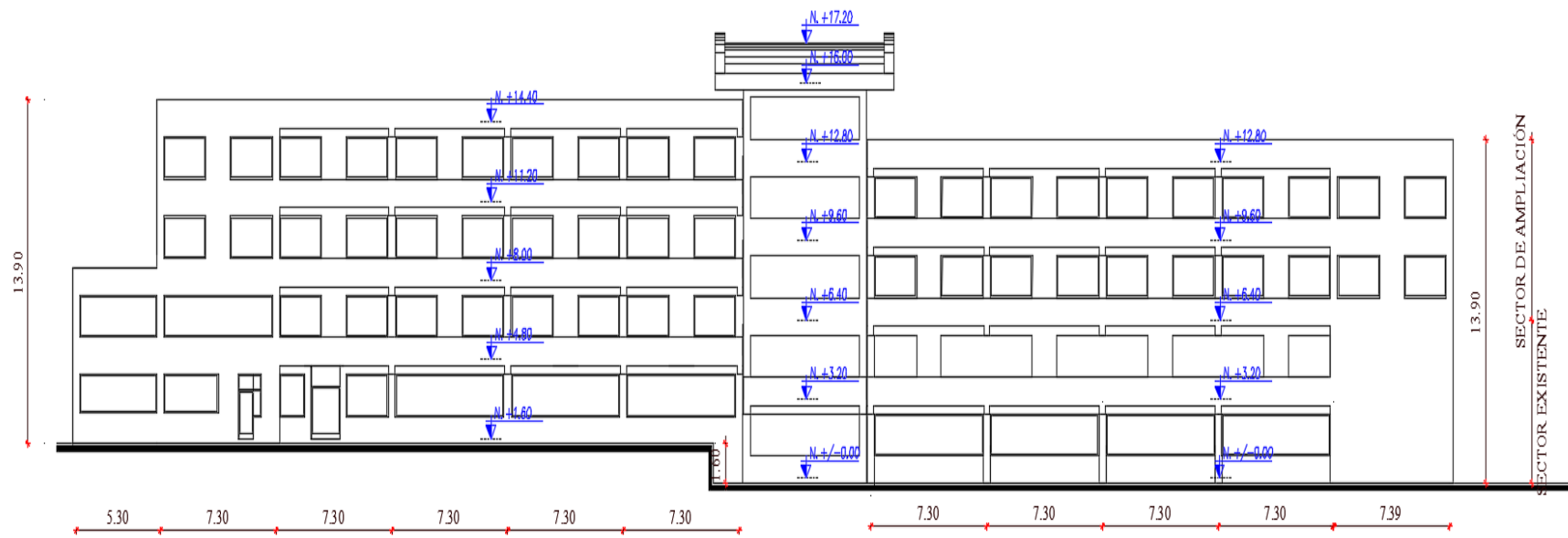
Fachada Oeste del bloque de residencias



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 37:

Fachada Este del bloque de residencias

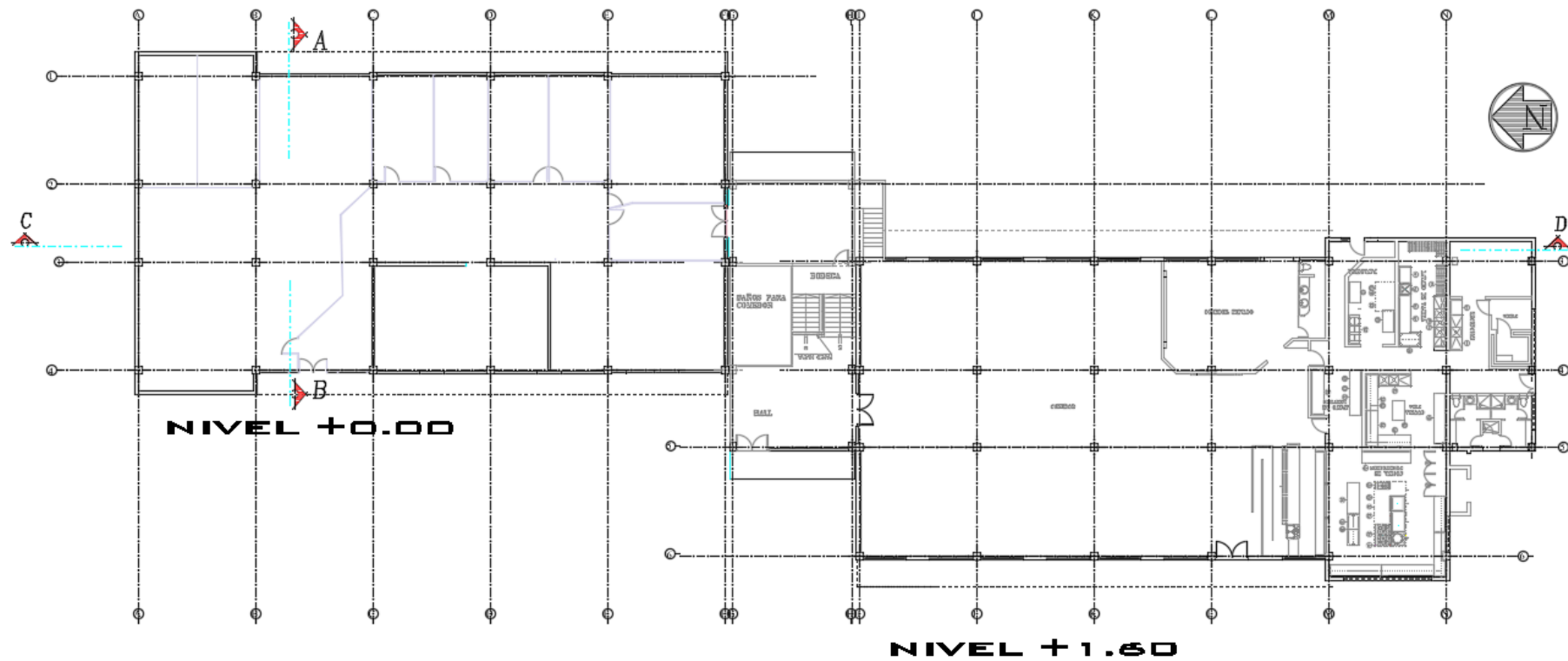


Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Distribución en planta de la edificación

Figura 38:

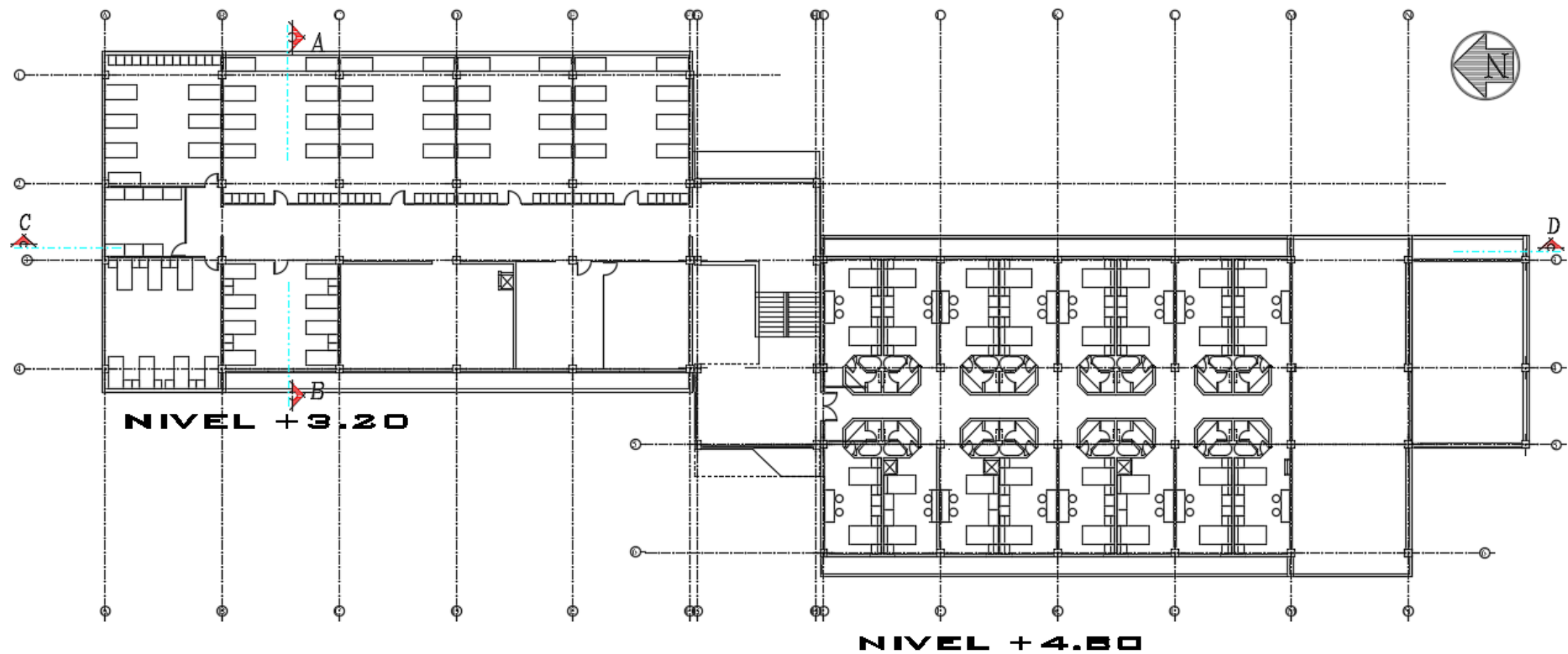
Distribución en planta niveles N+0.00 y N+1.60



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 39:

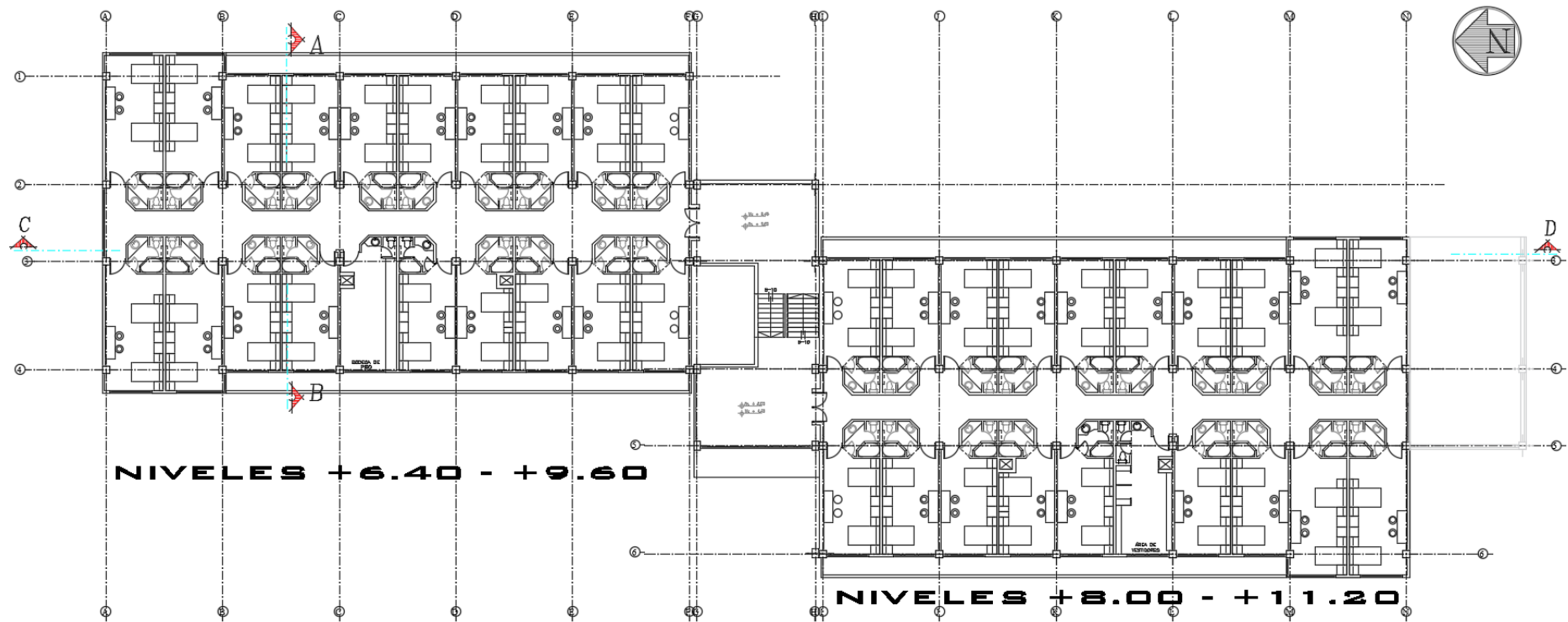
Distribución en planta niveles N+3.20 y N+4.80



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 40:

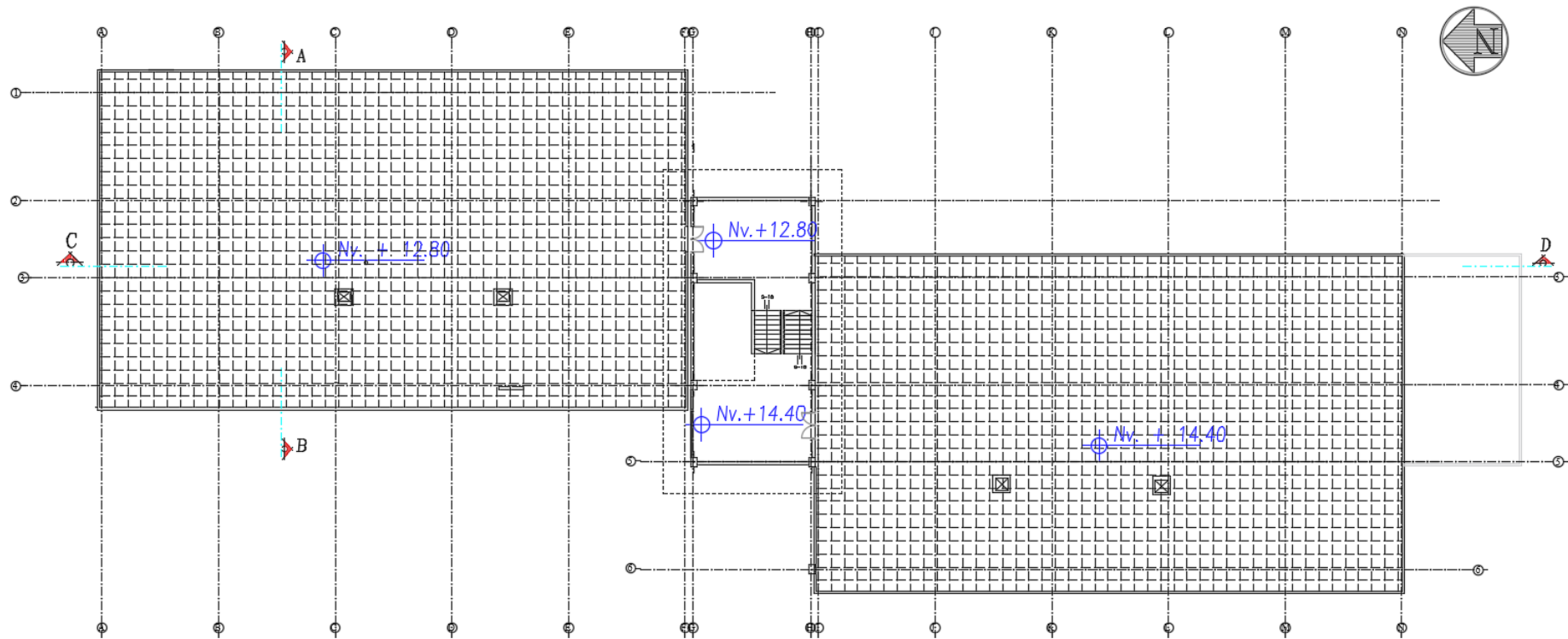
Distribución en planta niveles N+6.40, N+9.60, N+8.00 y N+11.20



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 41:

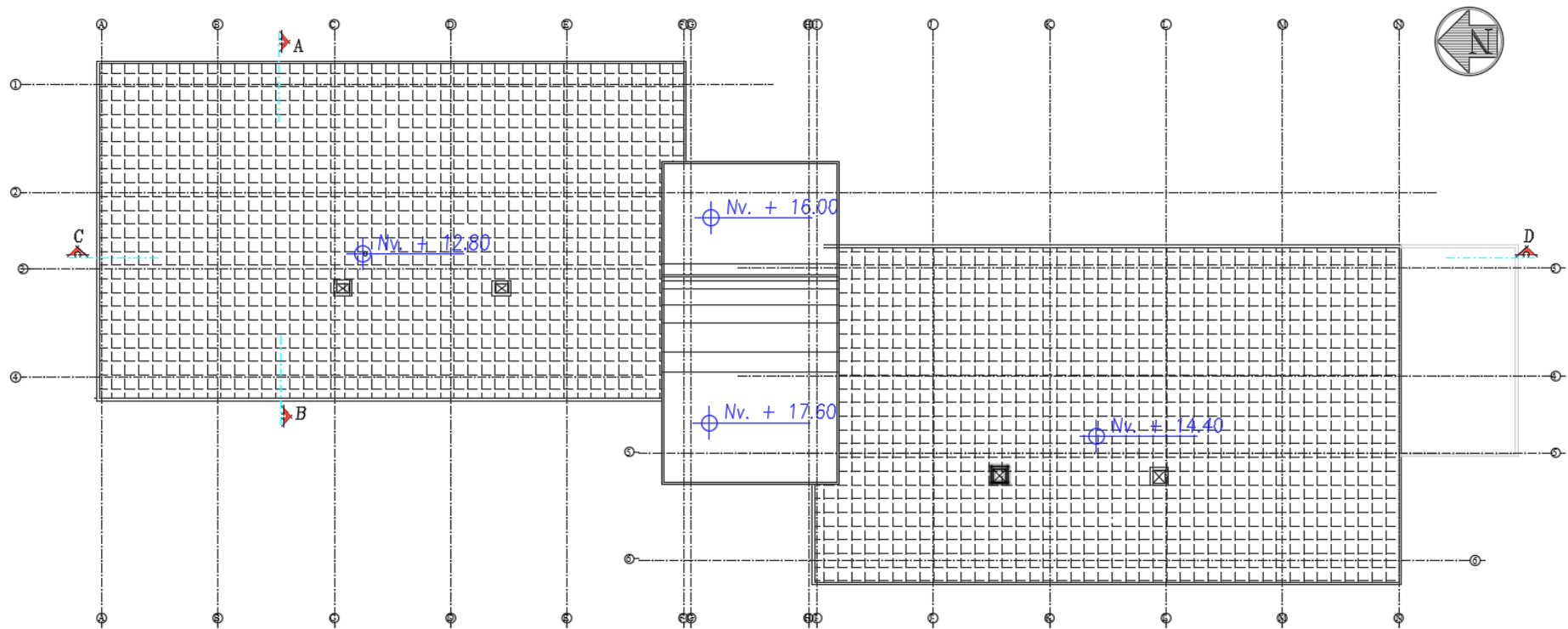
Distribución en planta terrazas accesibles



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 42:

Distribución en planta de la losa de cubierta

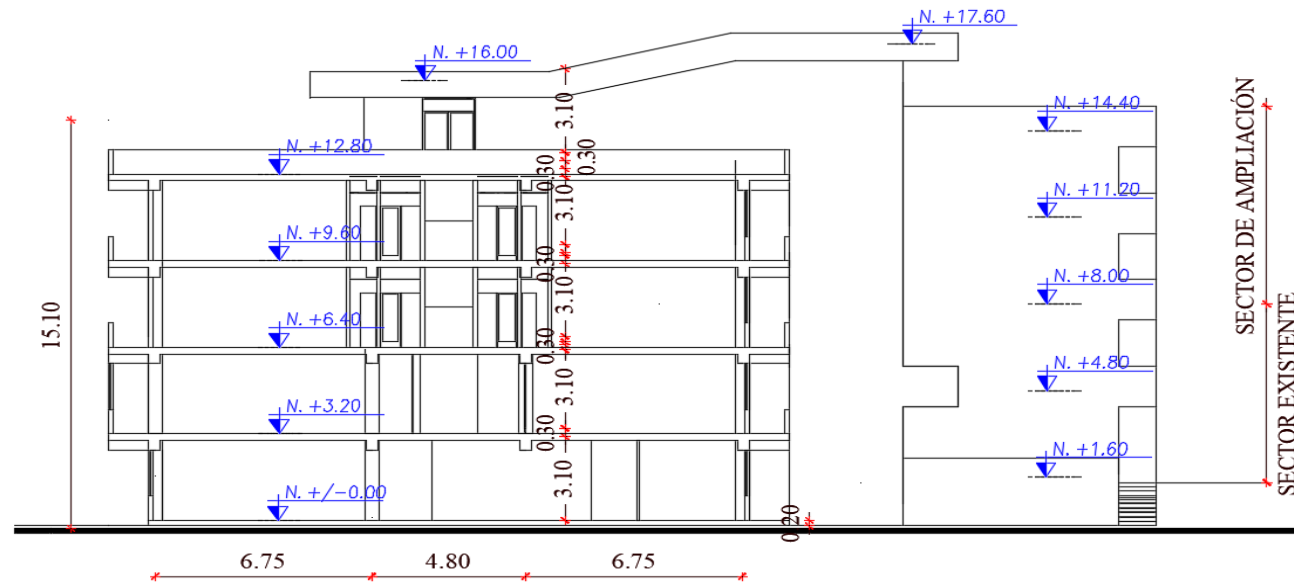


Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Cortes de la edificación

Figura 43:

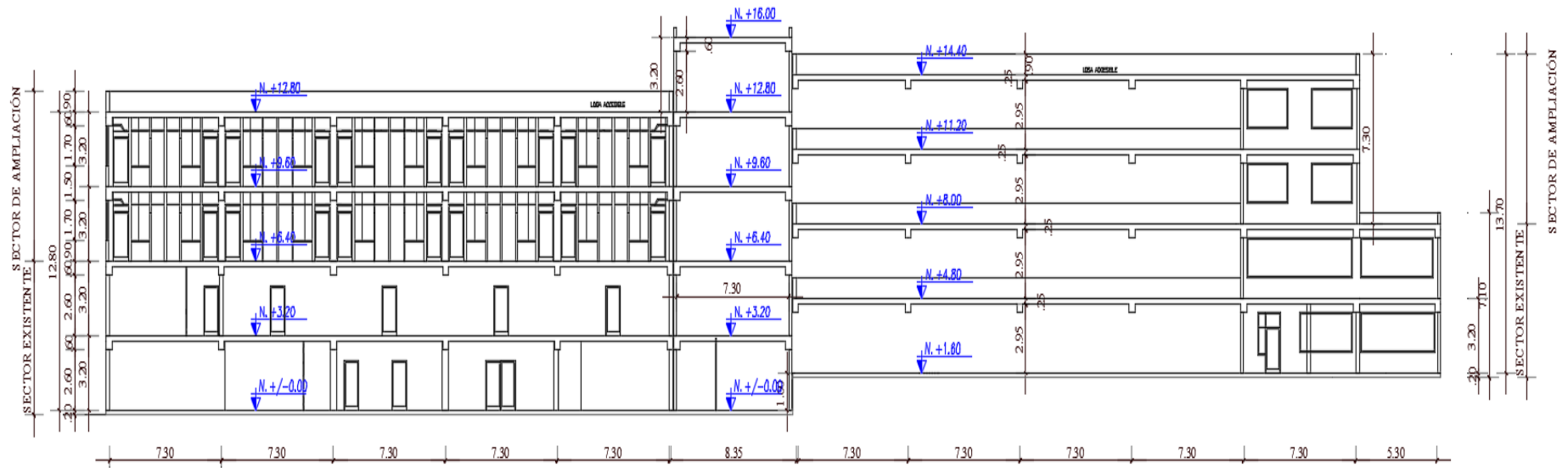
Corte A-B



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 44:

Corte C-D



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

División de la edificación

El bloque fue ampliado en los dos últimos niveles. Se encuentra dividido en tres etapas, el bloque A (lado izquierdo), bloque de gradas y el bloque B (lado derecho).

Figura 45:

División del bloque de residencias



Sector existente año 1986

En el año 1986, se calculó la residencia universitaria de los oficiales. Fue diseñada para cuatro pisos, de los que se construyeron en un principio dos de ellos. Las especificaciones de los materiales con los que se calculó se indican en la siguiente figura.

Figura 46:

Especificaciones técnicas de planos estructurales año 1986

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:	
DISÑO DEL HORMIGON	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
LIMITE DE FLUENCIA DEL ACERO	$Fy = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Nota: (Cuerpo de Ingenieros del Ejercito , 1986)

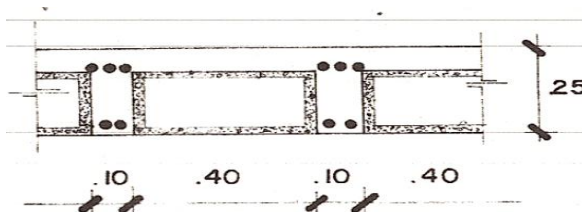
Bloque A de la edificación

Losa de entrepiso

- Losa de entrepiso N+3.20 y N+6.40

Figura 47:

Corte típico de losa Bloque A N+3.20 y N+6.40



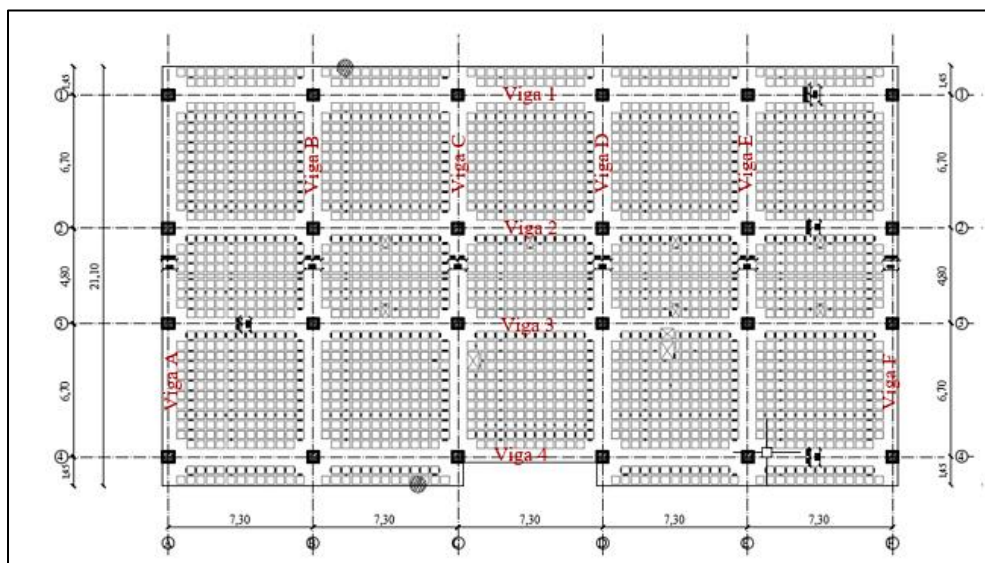
Nota: (Cuerpo de Ingenieros del Ejercito , 1986)

Vigas

En la Figura 48 , se muestra la distribución de las vigas en los niveles N+3.20 y N+6.40 del bloque A.

Figura 48:

Distribución de vigas del bloque A, N+3.20 y N+6.40



En la siguiente tabla se encuentra el detalle de las vigas de los niveles N+3.20 y la Tabla 7 corresponde al nivel N+6.40, pertenecientes al bloque A.

Tabla 6:

Detalle de vigas del bloque A, N+3.20

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+3,20	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+3,20	A-F	36,50 m	
A y F	N+3,20	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+3,20	4-1	21,1 m	

Tabla 7:

Detalle de vigas del bloque A, N+6.40

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+6,40	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+6,40	A-F	36,50 m	
A y F	N+6,40	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+6,40	4-1	21,1 m	

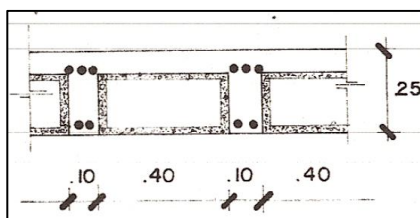
Bloque B de la edificación

Losa de entrepiso

- Losa de entrepiso N+4.80 y N+8.00

Figura 49:

Corte típico de losa N+4.80 y N+8.00



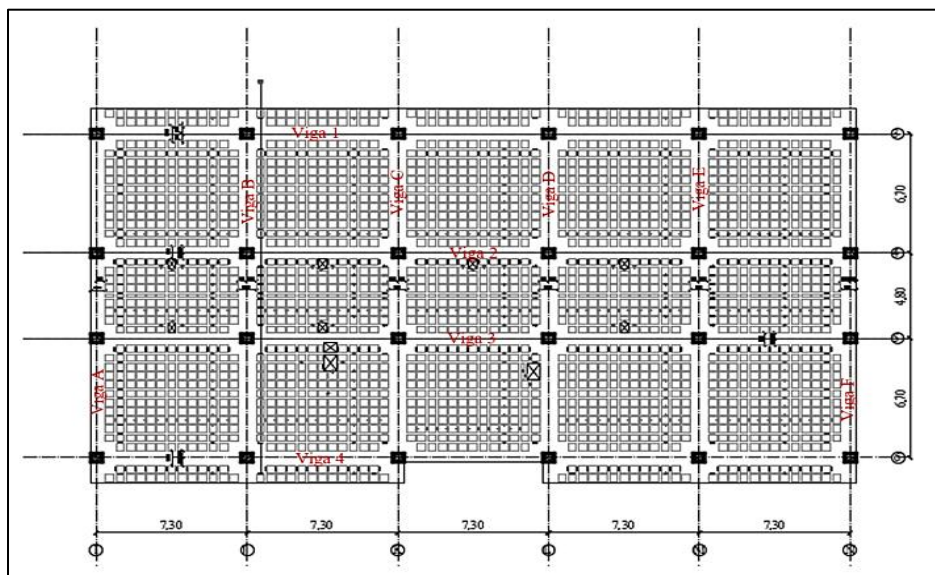
Nota: (Cuerpo de Ingenieros del Ejercito , 1986)

Vigas

En la Figura 50 se muestra la distribución de las vigas en los niveles N+4.80 y N+8.00 del bloque B.

Figura 50:

Distribución de vigas en niveles N+4.80 y N+8.00



En la Tabla 8 se indica el detalle de las vigas del nivel N+4.80 y en la Tabla 9 están los detalles de las vigas para el nivel N+8.00, pertenecientes al bloque B.

Tabla 8:

Detalle de vigas del bloque B, N+4.80

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+4,80	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+4,80	A-F	36,50 m	
A y F	N+4,80	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+4,80	4-1	21,1 m	

Tabla 9:

Detalle de vigas del bloque B, N+8.00

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+8,00	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+8,00	A-F	36,50 m	
A y F	N+8,00	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+8,00	4-1	21,1 m	

Sector de ampliación año 2007

En el año 2007, se construyó la ampliación del bloque de residencias de los oficiales. Los materiales utilizados en esta ocasión para el cálculo poseen diferentes características a los empleados en el diseño de 1986. Esto se evidencia en la siguiente figura.

Figura 51:

Especificaciones técnicas de planos estructurales año 2007

<p>ACERO ESTRUCTURAL PARA HORMIGÓN ARMADO Acero corrugado laminado en caliente, esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Deformación mínima a la rotura = 18 %</p> <p>HORMIGÓN Resistencia en cilindros estándar de 6" de diámetro y 12" de altura a los 28 días: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Tamaño máximo de agregados: 1"</p>
--

Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

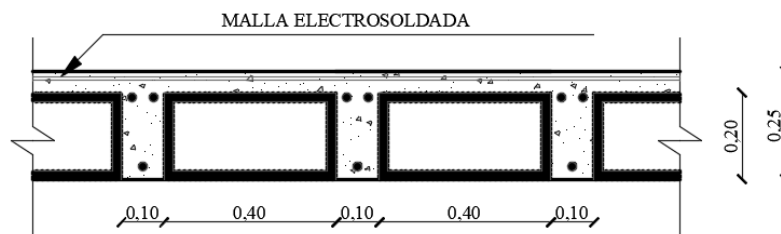
Bloque A de la edificación

Losa de entrepiso y de cubierta

- Losa de entrepiso N+9.60 y de cubierta N+12.80

Figura 52:

Corte típico de losa Bloque A N+9.60 y N+12.80



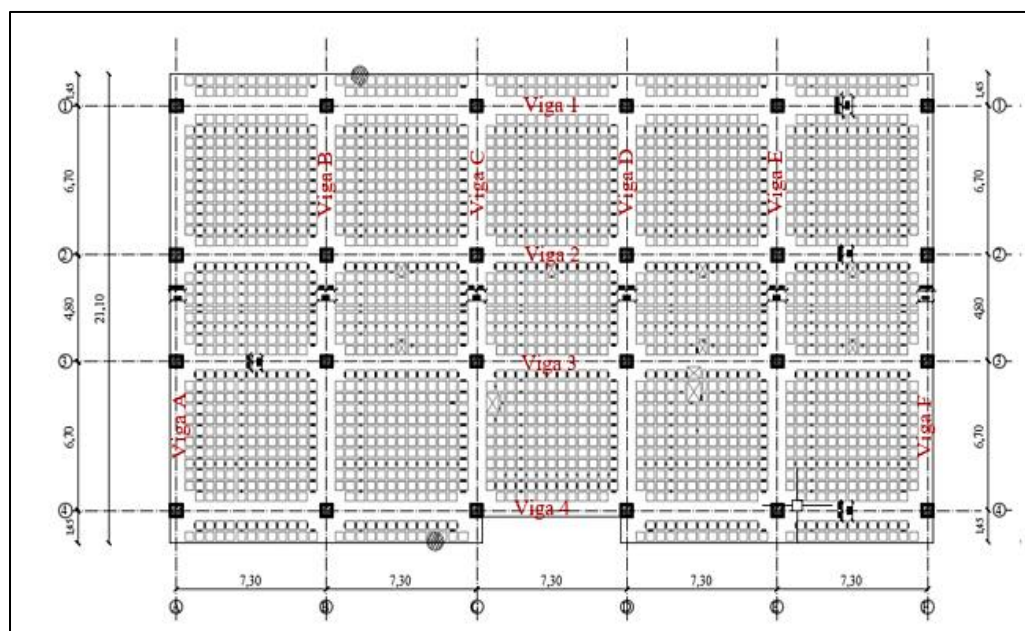
Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Vigas

En la siguiente figura, se muestra la distribución de las vigas en los niveles N+9.60 y N+12.80 del bloque A.

Figura 53:

Distribución de vigas del bloque A, N+9.60 y N+12.80



En la Tabla 10 se encuentra el detalle de las vigas de los niveles N+9.60 y la Tabla 11 corresponde al nivel N+12.80, pertenecientes al bloque A.

Tabla 10:

Detalle de vigas del bloque A, N+9.60

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+9,60	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+9,60	A-F	36,50 m	
A y F	N+9,60	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+9,60	4-1	21,1 m	

Tabla 11:

Detalle de vigas del bloque A, N+12.80

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+12,80	A-F	36,50 m	
2 y 3	N+12,80	A-F	36,50 m	
A y F	N+12,80	4-1	21,1 m	
B-C-D-E	N+12,80	4-1	21,1 m	

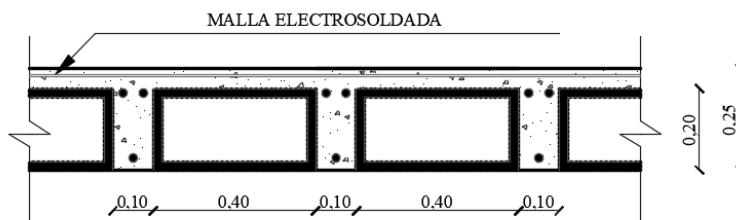
Bloque B de la edificación

Losa de entrepiso y de cubierta

- Losa de entrepiso N+11.20 y de cubierta N+14.40

Figura 54:

Corte típico de losa N+11.20 y N+14.40



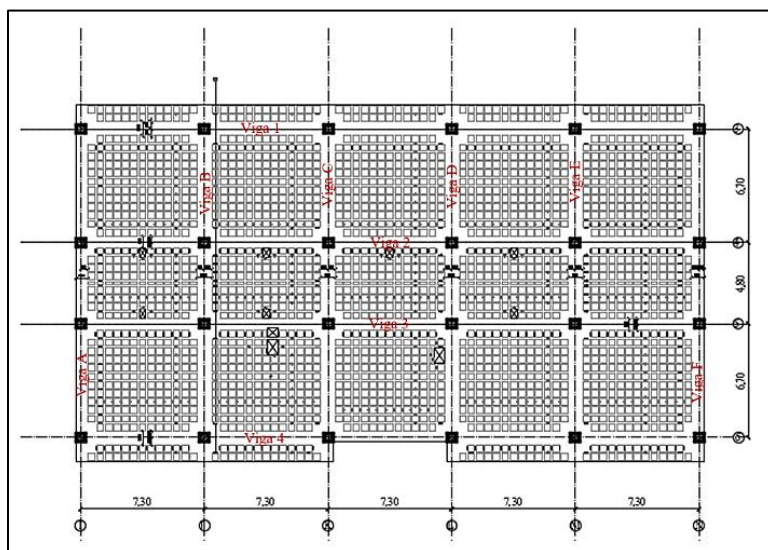
Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Vigas

En la *Figura 55* se muestra la distribución de las vigas en los niveles N+11.20 y N+14.40 del bloque B.

Figura 55:

Distribución de vigas en niveles N+11.20 y N+14.40



En la siguiente tabla se indica el detalle de las vigas del nivel N+11.20 y los detalles de las vigas para el nivel N+14.40, pertenecientes al bloque B.

Tabla 12:

Detalle de vigas del bloque B, N+11.20

VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+11,20	I-N	36,50 m	
2 y 3	N+11,20	I-N	36,50 m	
A y F	N+11,20	3-6	21,1 m	
B-C-D-E	N+11,20	3-6	21,1 m	

Tabla 13:

Detalle de vigas del bloque B, N+14.40

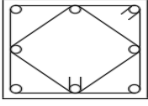
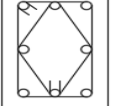
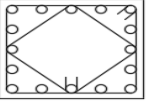
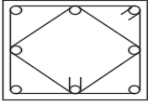
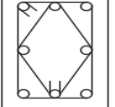
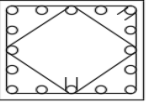
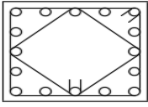
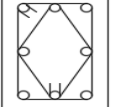
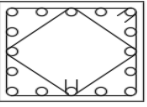
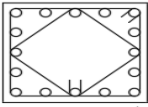
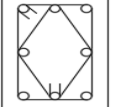
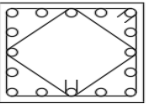
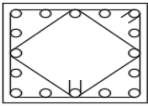
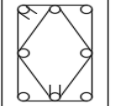
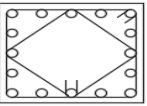
VIGA	NIVEL	EJES	L	SECCIÓN
1 y 4	N+14,40	I-N	36,50 m	
2 y 3	N+14,40	I-N	36,50 m	
A y F	N+14,40	3-6	21,1 m	
B-C-D-E	N+14,40	3-6	21,1 m	

Columnas de la edificación

En la Figura 56 se encuentran los detalles de las columnas que conforman la edificación. Por otro lado, en la Figura 57 se detalla la distribución de los estribos.

Figura 56:

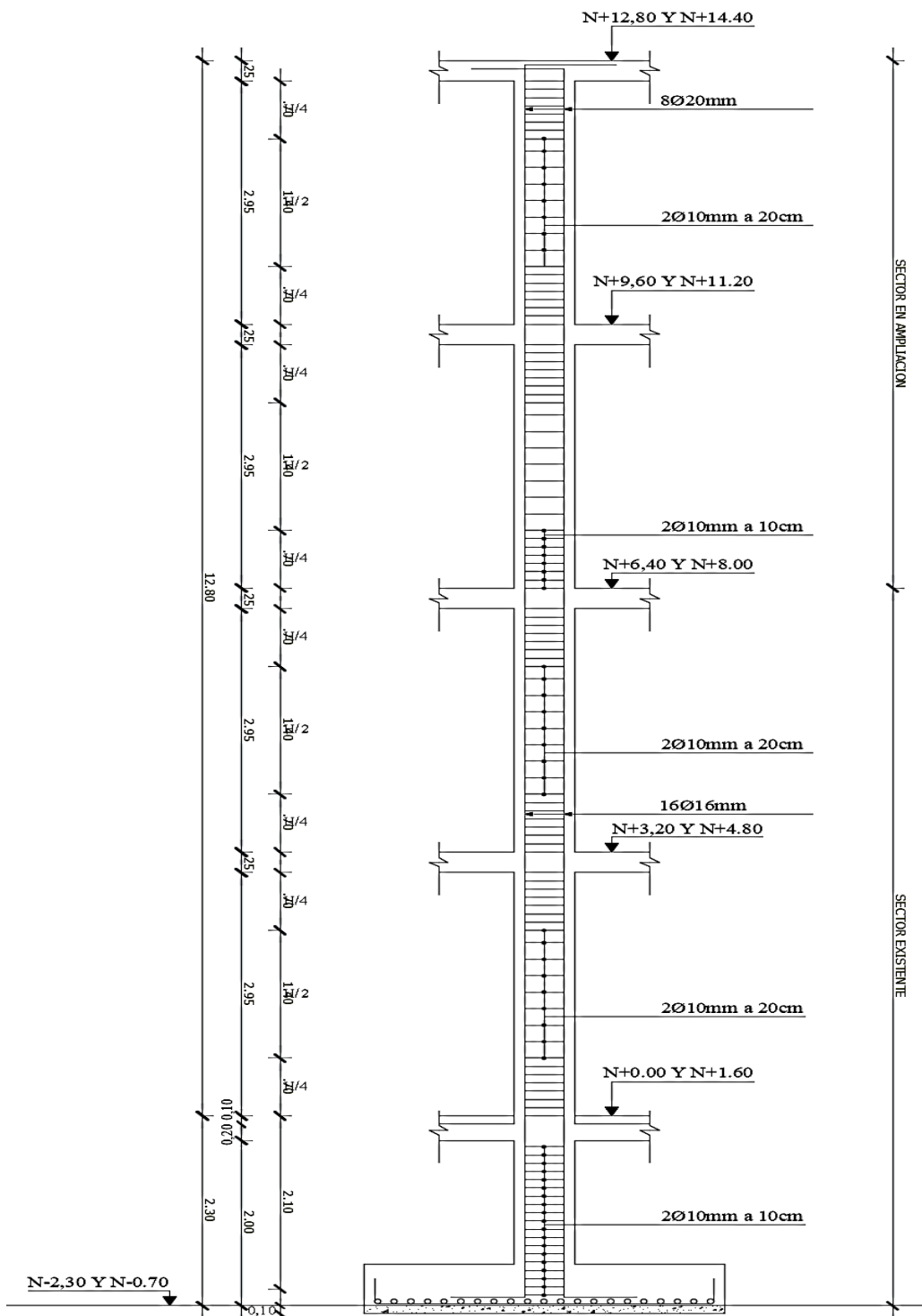
Cuadro de columnas de la edificación

CUADRO DE COLUMNAS			
BLOQUE	"A"	ESCALERAS	"B"
COLUMNAS	(A a F) (1 a 4)	(G a H) (2 a 5)	(I a N) (3 a 6)
NUMERO	24	8	24
TERCERA PLANTA ALTA	+12.80 55X50  +9.60	+16.00 +17.60 +12.80 +14.40 40X50 +9.60 Y +11.20 	+14.40 55X50  +11.20
ARMADURA	8 Ø 20 mm	8 Ø 20 mm	16 Ø 16 mm
ESTRIBOS	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm
SEGUNDA PLANTA ALTA	+9.60 55X50  +6.40	40X50 +6.40 Y +8.00 	+11.20 55X50  +8.00
ARMADURA	8 Ø 20 mm	8 Ø 20 mm	16 Ø 16 mm
ESTRIBOS	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm
PRIMERA PLANTA ALTA	+6.40 55X50  +3.20	40X50 +3.20 Y +4.80 	+8.00 55X50  +4.80
ARMADURA	16 Ø 16 mm	8 Ø 20 mm	16 Ø 16 mm
ESTRIBOS	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm
PLANTA BAJA	+3.20 55X50  0.00	40X50 +0.00 Y +1.60 	+4.80 55X50  +1.60
ARMADURA	16 Ø 16 mm	8 Ø 20 mm	16 Ø 16 mm
ESTRIBOS	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm
CIMENTACION	0.00 55X50  -2.30	40X50 -2.70 Y -0.70 	+1.60 55X50  -0.70
ARMADURA	16 Ø 16 mm	8 Ø 20 mm	16 Ø 16 mm
ESTRIBOS	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm	2 Ø 10 mm a 10 Y 20 cm

Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Figura 57:

Distribución de estribos de columna tipo del bloque A y B



Nota: (Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE)

Ensayo esclerométrico

De acuerdo con (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

El ensayo se realizó mediante equipo otorgado por el laboratorio de suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” basándose en la normativa ASTM C-805.

Procedimiento

Según (American Society of Testing Materials (ASTM C805/C805M-18), 2018), describe el siguiente procedimiento:

“Sostener firmemente el instrumento en una posición que permita que el émbolo golpee perpendicularmente la superficie ensayada. Incrementar gradualmente la presión sobre el émbolo hasta que el martillo golpee. Después del impacto mantener la presión sobre el instrumento, y si fuera necesario, oprimir el botón al lado del instrumento para bloquear el émbolo en su posición retraída. Leer el número de rebote en la escala, al más cercano número entero y registrar la lectura. Tomar diez lecturas de cada área de ensayo. No se deben hacer dos impactos en menos de 25 mm (1 pulg). Examinar la impresión hecha sobre la superficie después del impacto, y descartar la lectura si el impacto agrieta o rompe una superficie cercana con vacíos”.

“Descartar las lecturas que difieran del promedio de diez lecturas, en más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas remanentes. Si más de dos (2) lecturas difieren del promedio en 6 unidades, descartar el conjunto completo de lecturas, del área de ensayo”.

Resultados

Conforme a lo descrito en el proyecto de “Vulnerabilidad sísmica de la residencia universitaria de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE” por (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018) se determinó la resistencia a compresión del hormigón de la residencia universitaria, con un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Periodos de vibración de la estructura por sus modos de vibrar

Ensayo de acelerogramas

Procedimiento

Se realizó el ensayo de las vibraciones ambientales mediante un sensor de aceleraciones de la compañía Libelium, el cual se compone de los sensores Waspmote. Debido a que el sensor entrega información en bruto, es necesario procesarla para obtener el resultado final, es decir, el periodo natural de la estructura.

Para el ensayo se realizaron 2 tomas de datos de 10 minutos cada una, en la cual se registraron aproximadamente 30000 datos por cada sentido (x, y, z).

Procesamiento de datos

De acuerdo con (Villagrán, y otros, 2020):

Aunque físicamente la velocidad es la integral de la aceleración, se ha observado que al integrar numéricamente las señales para obtener el registro equivalente a la velocidad o al desplazamiento, hay un corrimiento tal que la señal no termina en cero, como sería de esperarse en el fenómeno real, para el cual la velocidad final necesariamente debe ser cero. Lo anterior debido a causas que tienen que ver con el propio instrumento de medición. El desplazamiento final no necesariamente debe ser cero.

El procedimiento habitual para corregir este corrimiento consiste en utilizar algoritmos de ajuste de la línea base o la aplicación de filtros para atenuar el ruido.

En el programa SeismoSignal existen tres opciones diferentes de filtro:

- Butterworth
- Chebyshev
- Bessel

El filtro utilizado para este caso fue Butterworth, con un filtro pasa-banda, el cual deja pasar las frecuencias contenidas en un rango determinado.

Este rango se encuentra restringido por dos frecuencias límites, 0.01 en el inferior y por la frecuencia con la que trabaja la estructura de acuerdo con la NEC-15 en el superior.

Figura 58:

Límite de frecuencias determinada mediante la norma

$T = C_t h_n^\alpha$ Dónde: C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros. T Período de vibración			
	Tipo de estructura	C_t	α
	Estructuras de acero		
	Sin arriostramientos	0.072	0.8
	Con arriostramientos	0.073	0.75
	Pórticos especiales de hormigón armado		
	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
	Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota: NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción; Peligro sísmico, diseño sísmico resistente.

Las estructuras a analizar tienen una altura de 12.8 m.

$$T = 0.055 \times 12.8^{0.9}$$

$$T = 0.5456$$

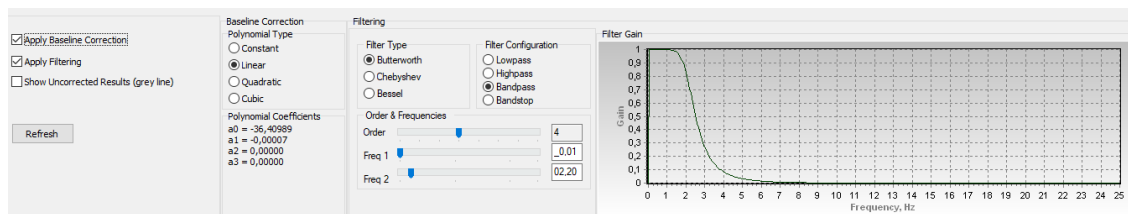
Al ser un análisis de forma empírica se trabajó con un error del 20%, por tanto, el límite superior del rango de frecuencias es:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.5456} \times 1.2 = 2.199$$

Bloque A sentido X

Figura 59:

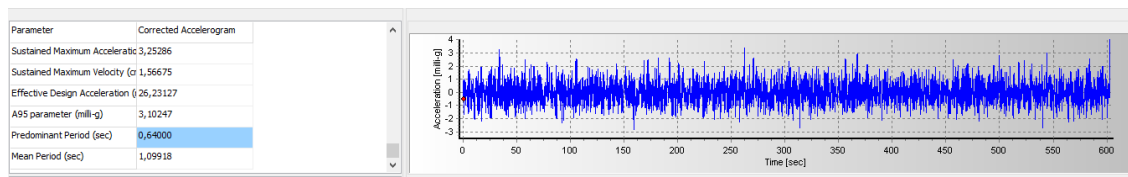
Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro



Una vez aplicada la corrección y el filtro, se obtuvo un periodo de 0.643.

Figura 60:

Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura

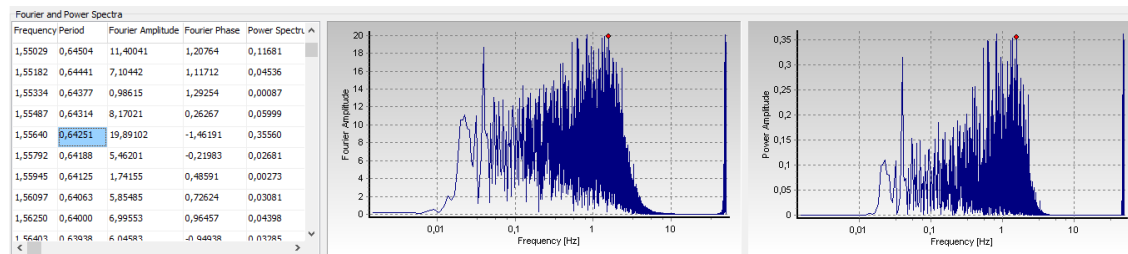


Mediante la transformada de Fourier se comprueba el resultado expuesto en la

Figura 60.

Figura 61:

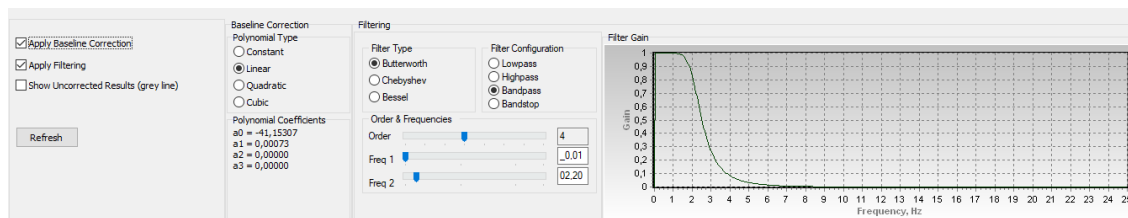
Programa SeismoSignal Transformada de Fourier



Bloque A sentido Y

Figura 62:

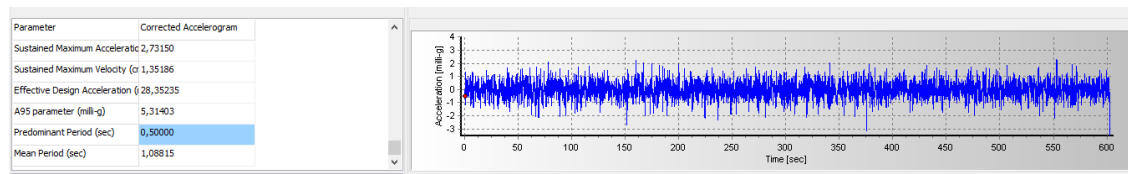
Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro



Una vez aplicada la corrección y el filtro, se obtuvo un periodo de 0.535.

Figura 63:

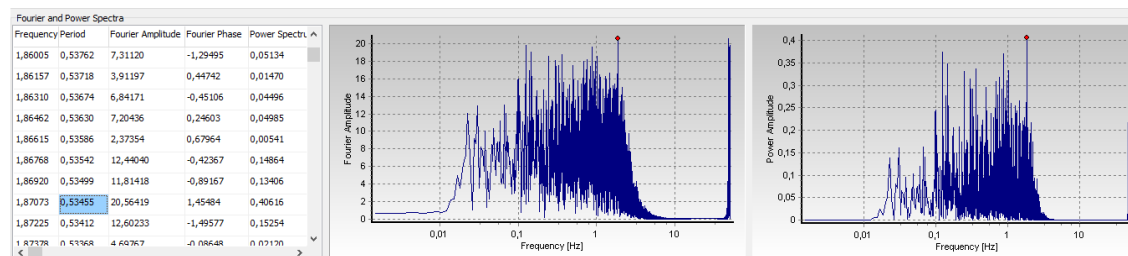
Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura



Se comprueba con la transformada de Fourier el periodo de la estructura.

Figura 64:

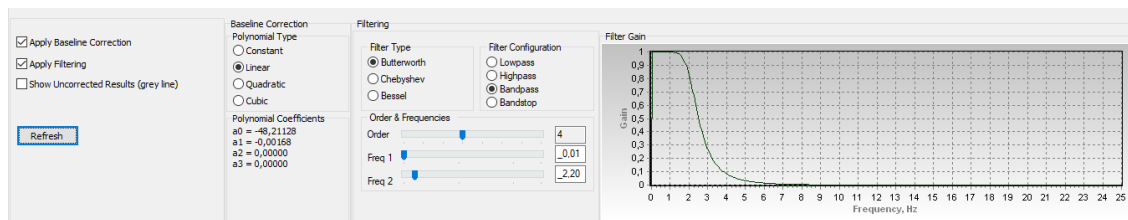
Programa SeismoSignal Transformada de Fourier



Bloque B sentido X

Figura 65:

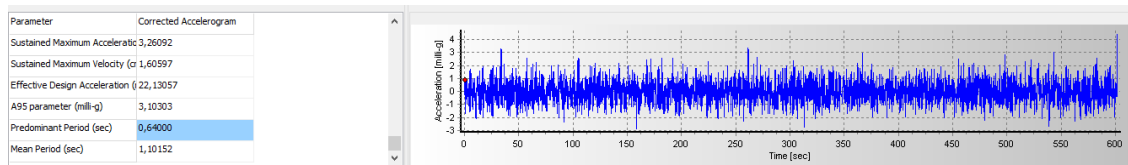
Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro



Una vez aplicada la corrección y el filtro, se obtuvo un periodo de 0.641.

Figura 66:

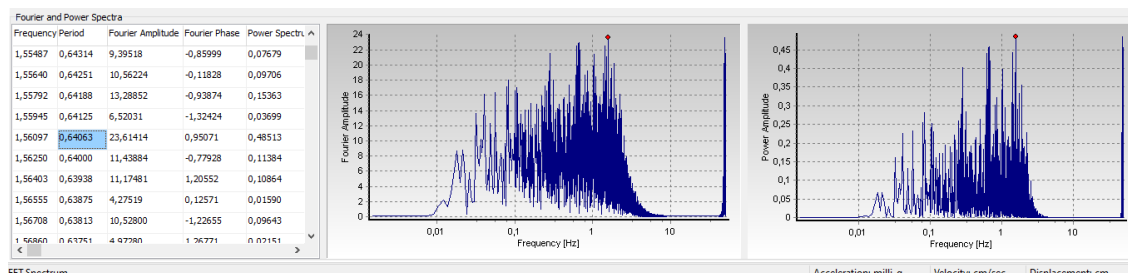
Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura



Mediante la transformada de Fourier se comprueba el resultado que se encuentra en la Figura 66.

Figura 67:

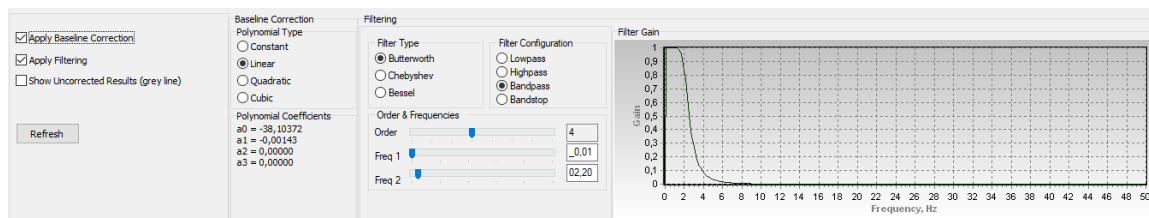
Programa SeismoSignal Transformada de Fourier



Segunda Toma de Datos Bloque B sentido Y

Figura 68:

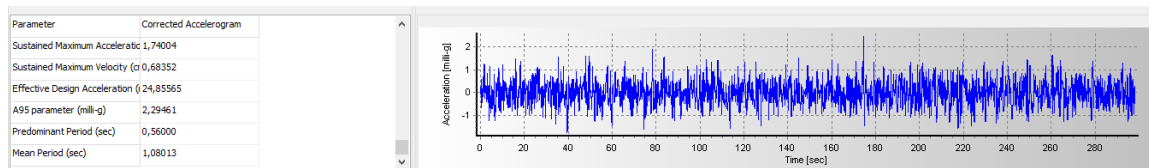
Programa SeismoSignal corrección de línea base y aplicación de filtro



Una vez aplicada la corrección y el filtro, se obtuvo un periodo de 0.553.

Figura 69:

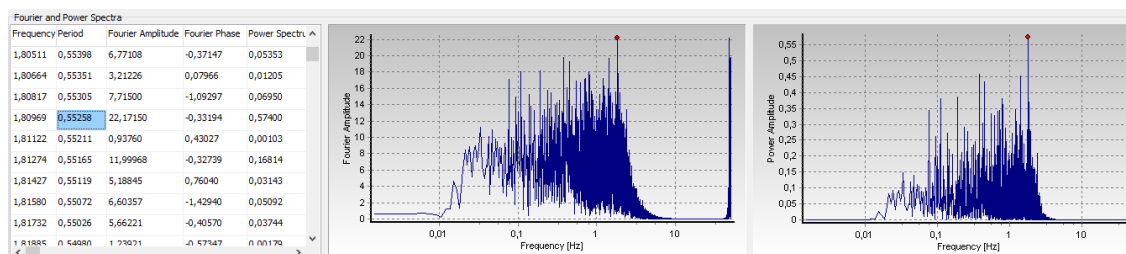
Programa SeismoSignal periodo predominante de la estructura



Finalmente se verifica el resultado mediante la Transformada de Fourier.

Figura 70:

Programa SeismoSignal Transformada de Fourier



Resultados

Tabla 14:

Resultados de los periodos de ambos bloques estructurales

BLOQUE A	
Sentido	Periodo
X	0,64251
Y	0,53455
BLOQUE B	
Sentido	Periodo
X	0,64063
Y	0,55258

Geotecnia

Ensayo de refracción sísmica

Procedimiento

Basado en lo expuesto en (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

La realización de este estudio tiene como objetivo realizar el levantamiento con refracción sísmica para determinar condiciones del subsuelo de implantación de estructuras en función de las velocidades sísmicas.

La obtención de los perfiles de velocidad de ondas de corte V_s y los valores de permeabilidad de campo del sitio de estudio.

El sitio más adecuado para la línea sísmica es en la parte posterior y a un costado del edificio debido a que existe la extensión necesaria para realizar las líneas de 55 y 66 metros.

Alcance del estudio

Conforme a lo expuesto en (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

El presente estudio se ha elaborado en base a las investigaciones de campo y ensayos de laboratorio, por lo que representa una ayuda para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

“Los registros de campo de la señal sísmica fueron analizados con ayuda de los programas computacionales “PICKWIN”, para el análisis y ubicación de la geometría y disparos del estudio. Y “WaveEq (Surface Wave Analysis)” para la inversión “velocidad de fase frecuencia 2d”, el “modelo de velocidades de onda vs”, el “perfil de cizalla”, y el valor “Vs30”. En la Tabla 15 se presenta el tipo de análisis realizado para cada línea sísmica proyectada”:

Tabla 15:

Descripción del análisis de las líneas sísmicas

Sitio	Línea Sísmica	Config.	No. Canales	Longitud (m)	ANÁLISIS			
					Vp	No. Registros	Vs	No. Registros
Parte posterior de la Residencia Militar	Ls1	Lineal	12,0	66,0	Refracción	12	Activo	12
	Ls2	Lineal	12,0	66,0	Refracción	12	Pasivo	20
Costado de la Residencia Militar	Ls3	Lineal	12,0	55,0	Refracción	12	Activo	12
	Ls4	Lineal	12,0	55,0	Refracción	12	Pasivo	20

Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

Ubicación y longitud de los sondeos sísmicos

Se realizó sondeos de exploración geofísica por medio de Sísmica de Refracción según lo recomendado en la norma ASTM D5777-00.

La siguiente tabla muestra la ubicación y longitud de los sondeos sísmicos.

Tabla 16:

Ubicación y longitud de los sondeos sísmicos

SITIO	LÍNEA SÍSMICA	UBICACIÓN			
		ANÁLISIS VP Y VS		COORDENADAS	
		GEÓFONO	UBICACIÓN (m)	SUR	OESTE
Parte posterior de la Residencia Militar	LS1 -LS2	G1	0	0°19'04.5"	78°26'34.1"
		G12	66	0°19'02.4"	78°26'33.4"
Costado de la Residencia Militar	LS3-LS4	G1	0	0°19'02.1"	78°26'35.1"
		G12	55	0°19'02.1"	78°26'33.4"

Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

Se procedió a realizar el análisis de las ondas de compresión Vp y de corte Vs con los métodos Activo y Pasivo en las líneas en las cuales se detalla los resultados de estratigrafía y el perfil de cizalla respectivamente, los cuales se presentan a continuación.

Resultados

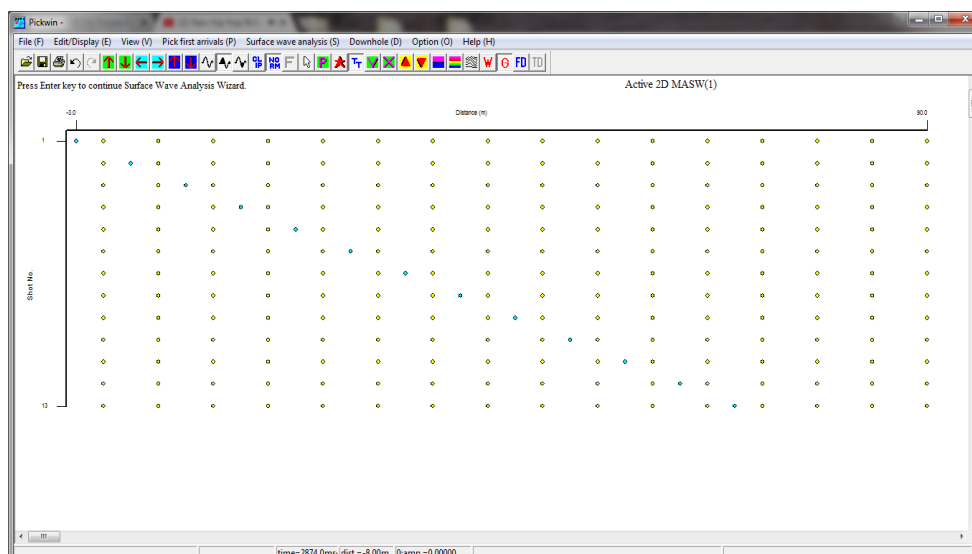
Método activo

Línea sísmica 1 (Línea de norte a sur)

- Geometría del sistema de análisis

Figura 71:

Geometría del sistema de análisis (Línea de norte a sur)

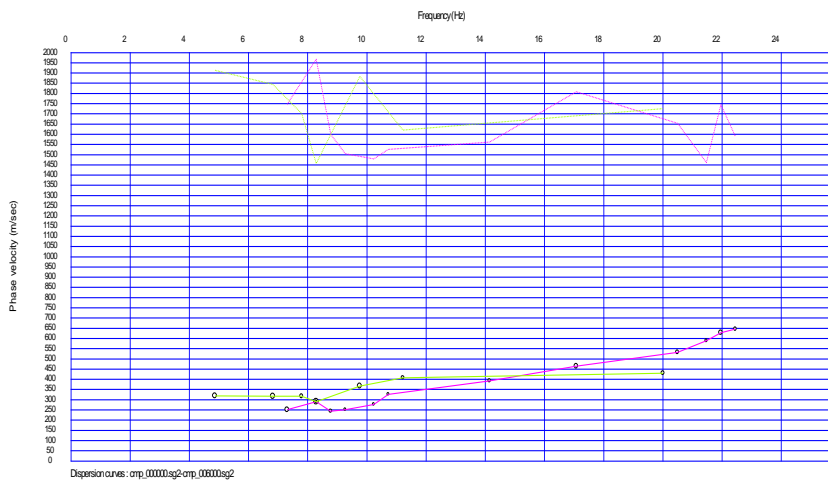


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Inversiones de estudio

Figura 72:

Inversiones de estudio (Línea de norte a sur)

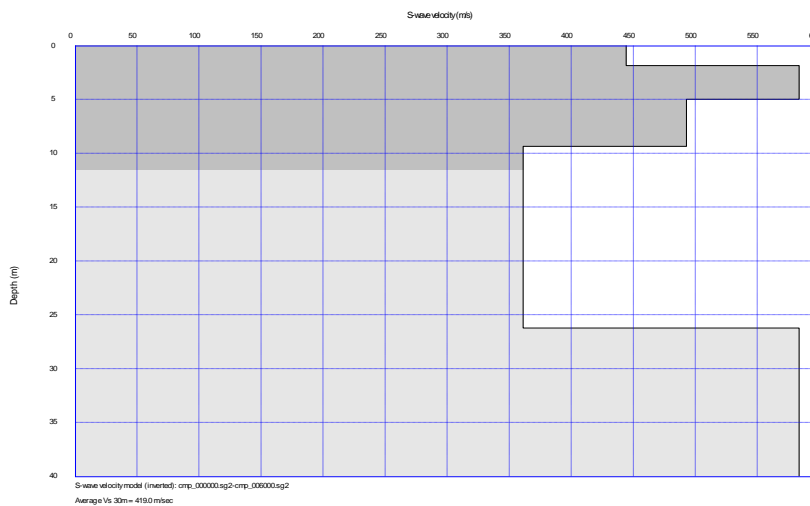


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Perfil de Cizalla

Figura 73:

Perfil de Cizalla (Línea de norte a sur)

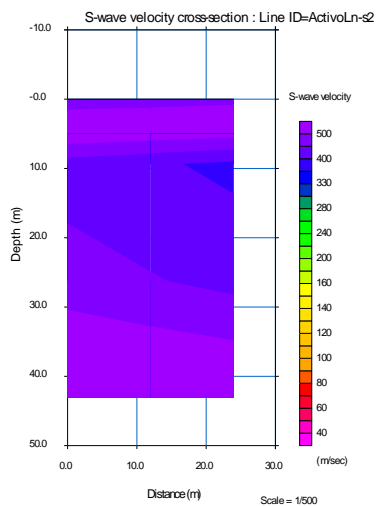


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Sección de velocidades de onda Vs

Figura 74:

Sección de velocidad de onda Vs (Línea de norte a sur)



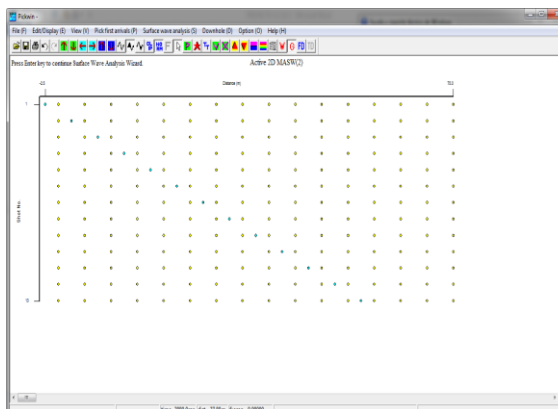
Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

Línea sísmica 3 (Línea de este a oeste)

- Geometría del sistema de análisis

Figura 75:

Geometría del sistema de análisis (Línea de este a oeste)

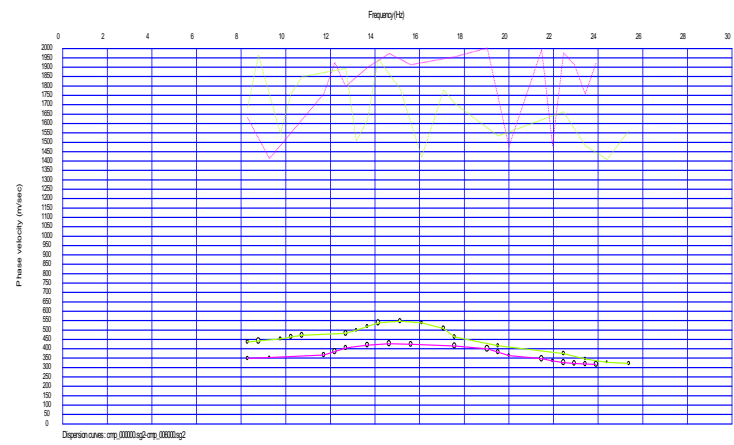


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Inversiones de estudio

Figura 76:

Inversiones de estudio (Línea de este a oeste)

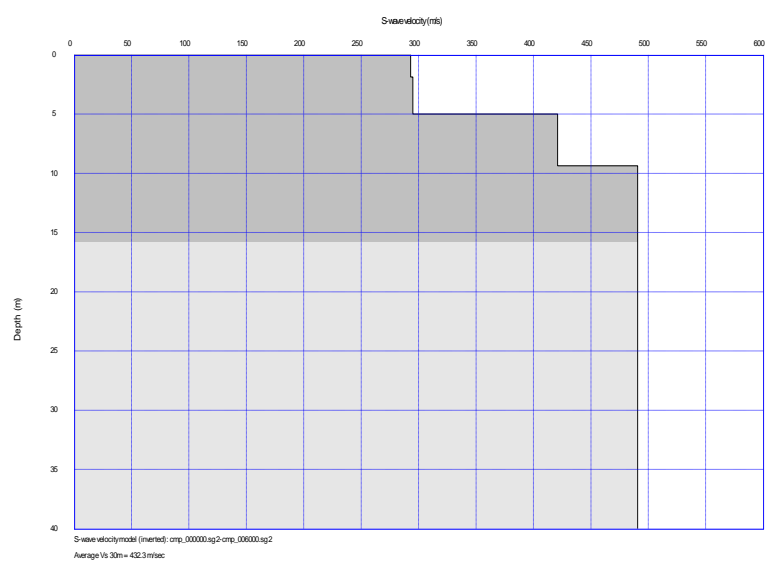


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Perfil de Cizalla

Figura 77:

Perfil de Cizalla (Línea de este a oeste)

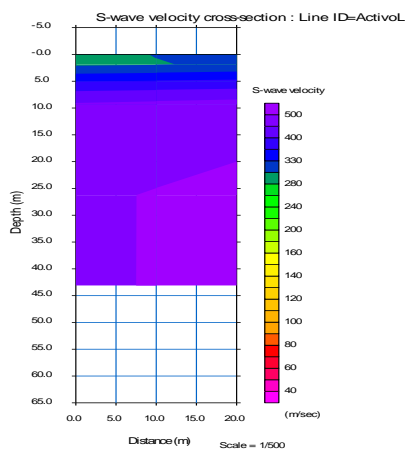


Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

- Sección de velocidades de onda Vs

Figura 78:

Sección de velocidad de onda Vs (Línea de este a oeste)



Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

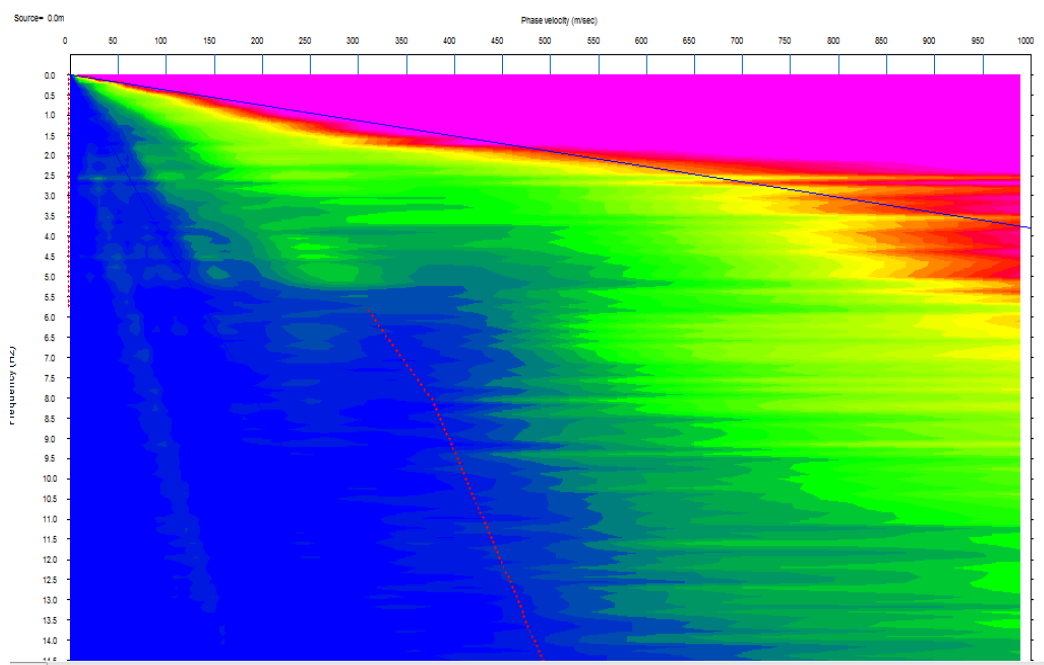
Método pasivo

Línea sísmica 2 (Línea de norte a sur)

- Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo

Figura 79:

Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo (Línea de norte a sur)

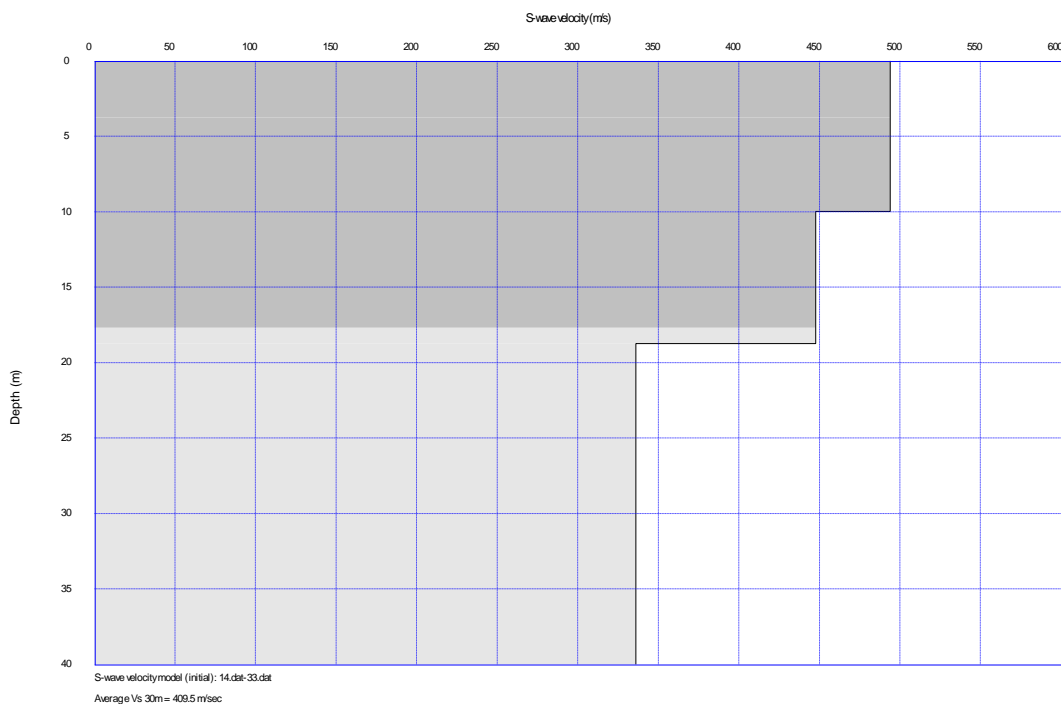


*Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano
Cajamarca, 2018)*

- Perfil de Cizalla

Figura 80:

Perfil de Cizalla (Línea de norte a sur)



Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano

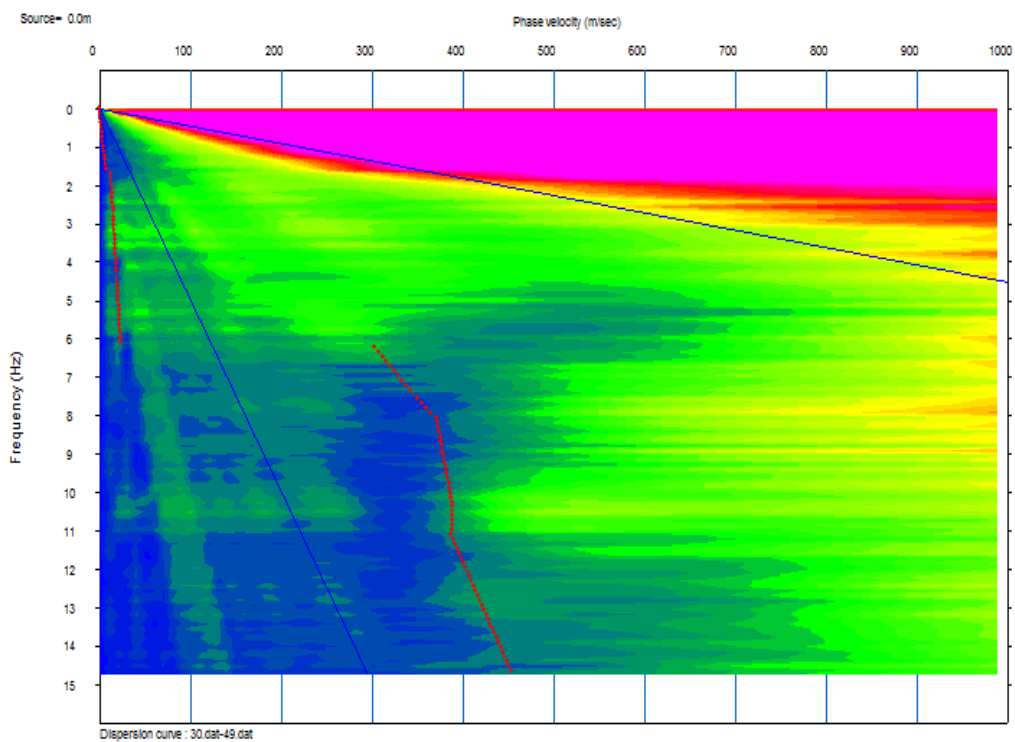
Cajamarca, 2018)

Línea sísmica 4 (Línea de este a oeste)

- Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo

Figura 81:

Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo (Línea de este a este)

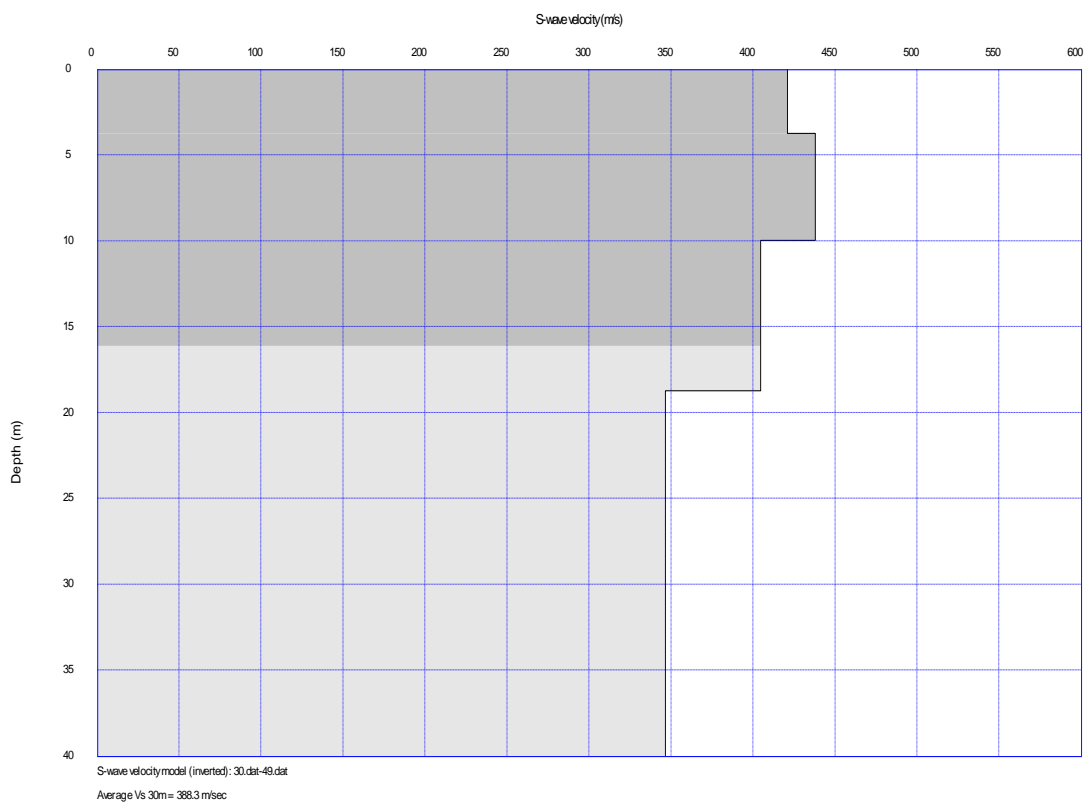


*Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano
Cajamarca, 2018)*

- Perfil de Cizalla

Figura 82:

Perfil de Cizalla (Línea de este a oeste)



Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

Clasificación de perfil sísmico de suelo

Según (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018), en la Tabla 17 se sintetiza las velocidades de corte. Se obtuvo V_{s30} tanto por el método activo como pasivo, con lo que se procedió a la clasificación de suelo según la norma NEC-15:

Tabla 17:*Clasificación de perfil sísmico de suelo*

SITIO	LÍNEA SISMICA	METODO	VS (m/s)	CLASIFICACIÓN DE PERFIL SÍSMICO DE SUELO
Parte posterior de la Residencia Militar	Ls1	ACTIVO	419,0	C
	Ls2	PASIVO	409,5	
Costado de la Residencia Militar	Ls3	ACTIVO	432,3	C
	Ls4	PASIVO	388,3	

Nota: (Dávila Revelo, del Pino de la Cruz, Martínez Lascano, & Solano Cajamarca, 2018)

Capítulo IV

Modelo computacional

Modelo: Estado actual

Definición de materiales

Hormigón armado

La resistencia a compresión del hormigón es $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ descrito en el Capítulo III su módulo de elasticidad se calculó mediante la ecuación (15) proporcionada por la NEC (2015).

$$E_c = 4,7 * \sqrt{f'c} \quad (15)$$

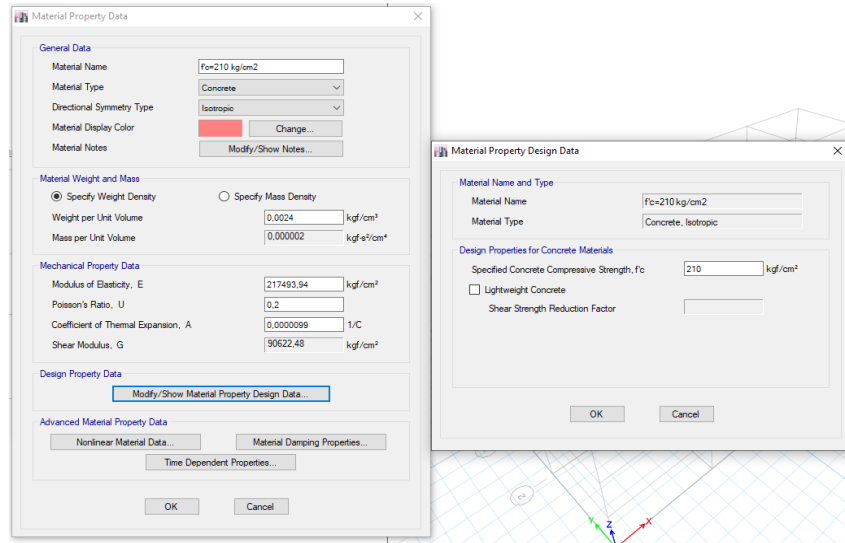
$$E_c = 4,7 * \sqrt{20,59} = 21,33 \text{ GPa} = 217493.94 \text{ Kgf/cm}^2$$

Donde

- E_c : Módulo de elasticidad del hormigón (GPa).
- $f'c$: Esfuerzo a compresión del hormigón (MPa).

Figura 83:

Propiedades del hormigón $f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$



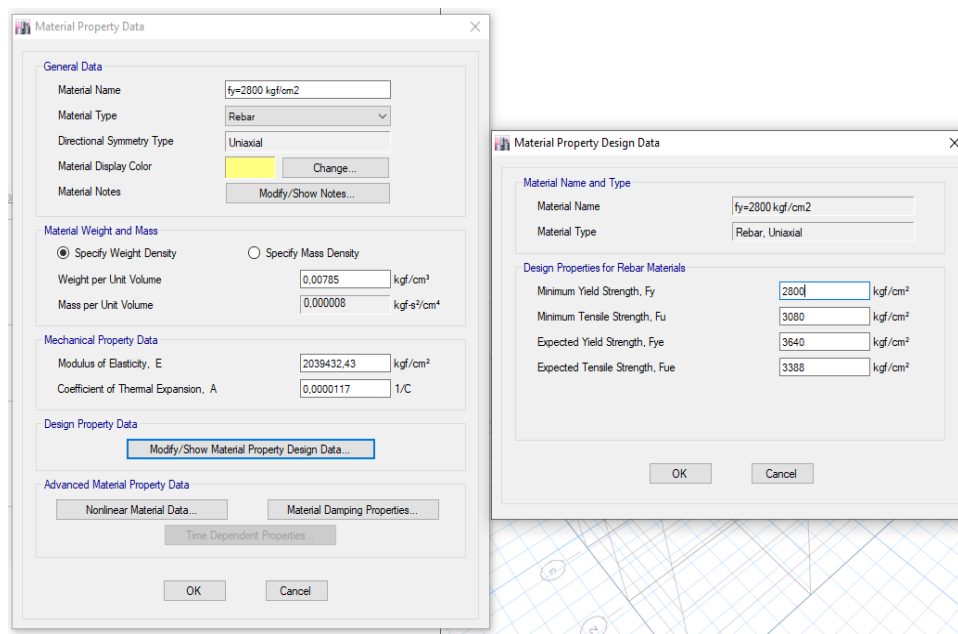
Acero de refuerzo

Acero de refuerzo $f_y= 2800 \text{ kgf/cm}^2$

Conforme a la Figura 46 El acero de refuerzo del hormigón tanto en columnas y vigas en los dos primeros pisos de la edificación posee una resistencia $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$, este acero tiene similitud con las características del acero ASTM A572

Figura 84:

Propiedades del refuerzo $f_y=2800 \text{ kgf/cm}^2$



El módulo de elasticidad del acero en base a la normativa NEC (2015) es $E_s = 200000 \text{ MPa} = 20394324,26 \text{ ton/m}^2$ y los valores para obtener la resistencia de rendimiento en tracción mínima y extendida se obtuvo de las siguientes ecuaciones (16), (17) y (18), con los factores de correlación R_y y R_t tomados de la tabla I-6-1 del (AISC 341-05, 2005)

$$f_u = 1.1 * f_y \quad (16)$$

$$f_{ye} = R_y * f_y \quad (17)$$

$$f_{ue} = R_t * f_u \quad (18)$$

Donde

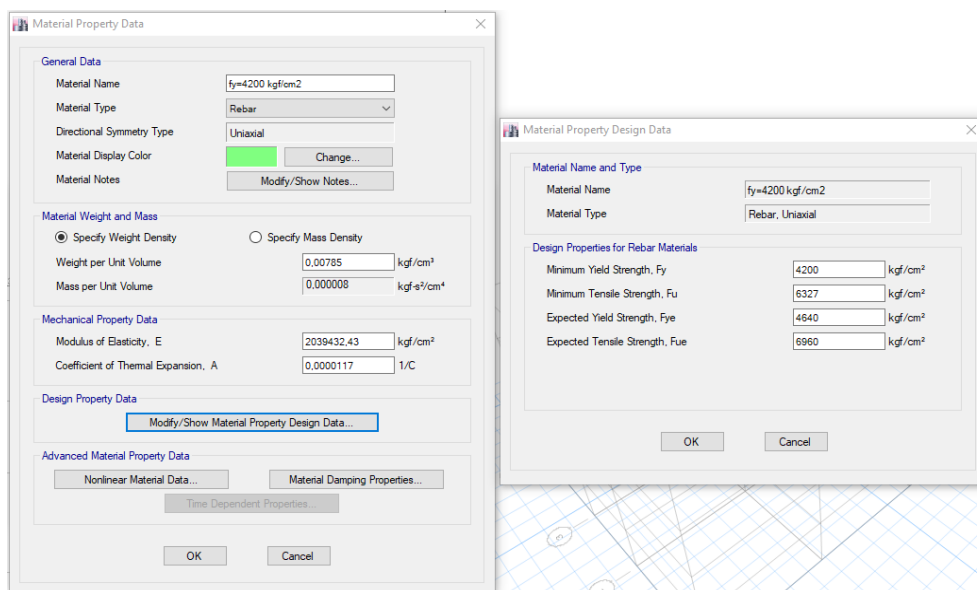
- R_y = Factor de correlación de f_{ye} ($R_y= 1.3$ para acero ASTM A572)
- R_t = Factor de correlación de f_{ue} ($R_t= 1.1$ para acero ASTM A572)

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Conforme a la Figura 51 El acero de refuerzo del hormigón tanto en columnas y vigas en los dos últimos pisos de la edificación, posee una resistencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, este acero tiene similitud con las características del acero ASTM A615. por lo cual se tomarán sus propiedades para el ingreso de datos.

Figura 85:

Propiedades del refuerzo $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$



El módulo de elasticidad del acero en base a la normativa NEC (2015) es $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2039432,43 \text{ kgf/cm}^2$

Mampostería

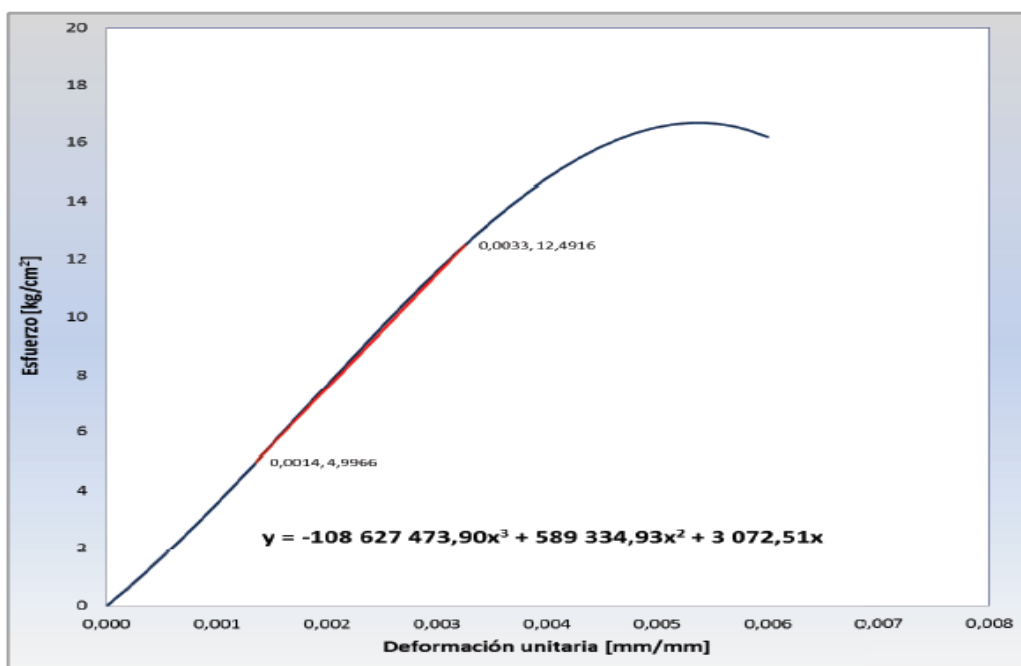
La mampostería usada está compuesta por bloque no estructural y mortero utilizado para la construcción de viviendas en el Ecuador.

Conforme a lo descrito en (LÓPEZ & USHIÑA, 2017). El módulo de elasticidad experimental de la mampostería obtenido del ensayo de 41 muretes, conformados con

los materiales más comunes en la construcción de viviendas y edificios en Ecuador, cumpliendo con los parámetros establecidos en la Norma Técnica Ecuatoriana INEN, se indica a continuación:

Figura 86:

Curva promedio para la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería



Nota: (LÓPEZ & USHIÑA, 2017)

Tabla 18:

Cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería

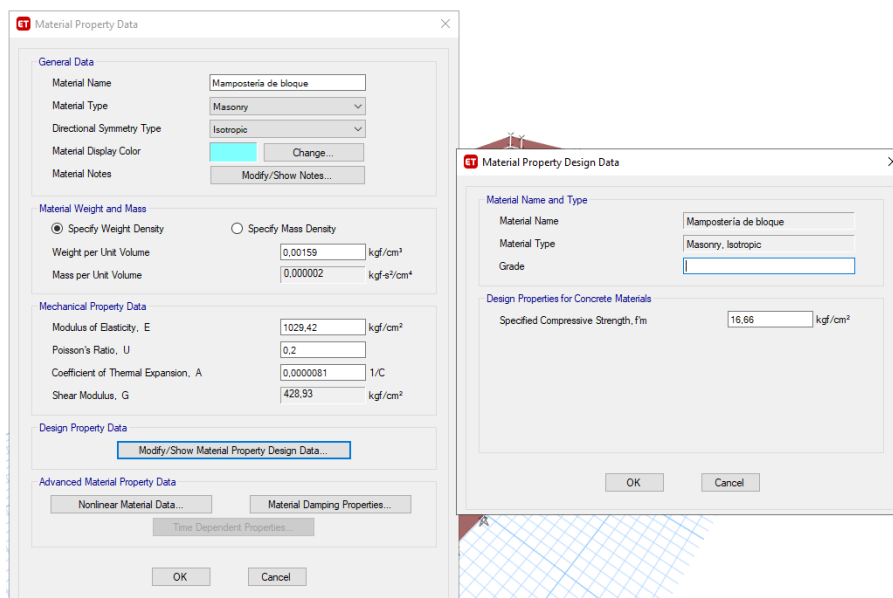
Punto	Deformación unitaria [mm/mm]	Esfuerzo en bloque [Kg/cm^2]
fmax	0,00525	16,66
0,3*fm	0,00136	5
0,75*fm	0,00325	12,49
Em [Kg/cm^2]	3959,31	

Nota: (LÓPEZ & USHIÑA, 2017)

Según (LÓPEZ & USHIÑA, 2017), “se obtuvo un módulo de elasticidad experimental de la mampostería de 3959.31 kg/cm² a una resistencia a la compresión f'm de 16.66 kg/cm², además la mampostería tiene una densidad de 1591.93 kg/m³”; sin embargo, para efectos del modelamiento se multiplicara por 1.3 por ser valores característicos y se dividirá el módulo de elasticidad para R pues se consideran los elementos relativamente frágiles.

Figura 87:

Propiedades de la mampostería de bloque



Definición de secciones de los elementos

Vigas

Las vigas son elementos tipo frame, acorde a la información extraída de los planos se crearon en el programa las secciones correspondientes con su respectiva cuantía de acero.

Las vigas son de hormigón armado de 0.35X0.60 cm.

Bloque A

En las siguientes tablas se indica la ubicación de las vigas del Bloque A, correspondiente a cada nivel, con su respectiva cuantía de acero.

- Nivel N+3.20

Tabla 19:

Cuantía de acero vigas Bloque A N+3.20

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
A	N+3,20	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
A	N+3,20	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
A	N+3,20	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
A	N+3,20	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
A	N+3,20	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
A	N+3,20	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
A	N+3,20	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963
A	N+3,20	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,002724	J (m2)	0,001963
A	N+3,20	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002724	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002724	J (m2)	0,001473
A	N+3,20	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002724	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963
A	N+3,20	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963

- Nivel N+6.40

Tabla 20:*Cuantía de acero vigas Bloque A N+6.40*

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
A	N+6,40	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,001257
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,001257
A	N+6,40	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,001257
					J (m2)	0,001963	J (m2)	0,001257
A	N+6,40	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,001963	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001963	J (m2)	0,000942
A	N+6,40	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,001963	I (m2)	0,001257
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,001257
A	N+6,40	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,001257
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,001257
A	N+6,40	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,00322	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,00322	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,00322	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002238	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002238	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002238	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002238	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,00322	J (m2)	0,001473
A	N+6,40	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,00322	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,00322	J (m2)	0,001473

- Nivel N+9.60

Tabla 21:

Cuantía de acero vigas Bloque A N+9.60

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m ²)	J (m ²)	I (m ²)	J (m ²)
A	N+9,60	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	A Y F	1-2	1,45 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	A Y F	2-3	6,70 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,001389	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	A Y F	3-4	4,80 m	I (m ²)	0,001389	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,001389	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	A Y F	4-5	6,70 m	I (m ²)	0,001389	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	A Y F	5-6	1,45 m	I (m ²)	0,002233	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002233	J (m ²)	0,00114
A	N+9,60	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,001963	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m ²)	0,001963	I (m ²)	0,000982
					J (m ²)	0,001963	J (m ²)	0,000982
A	N+9,60	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m ²)	0,001963	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
A	N+9,60	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473

- Nivel N+12.80

Tabla 22:

Cuantía de acero vigas Bloque A N+12.80

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
A	N+12,80	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,001742	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
A	N+12,80	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
A	N+12,80	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
A	N+12,80	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
A	N+12,80	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001742	J (m2)	0,000942
A	N+12,80	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
A	N+12,80	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001015	J (m2)	0,00076
A	N+12,80	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,001015	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001015	J (m2)	0,00076
A	N+12,80	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,001015	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
A	N+12,80	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
A	N+12,80	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
A	N+12,80	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982

Bloque B

En las siguientes tablas se indica la ubicación de las vigas del Bloque B, correspondiente a cada nivel, con su respectiva cuantía de acero.

- Nivel N+4.80

Tabla 23:

Cuantía de acero vigas Bloque B N+4.80

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
B	N+4,80	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
B	N+4,80	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
B	N+4,80	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
B	N+4,80	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
B	N+4,80	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,00114
B	N+4,80	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,003373	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,003373	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
B	N+4,80	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963
B	N+4,80	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,002724	J (m2)	0,001963
B	N+4,80	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002724	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002724	J (m2)	0,001473
B	N+4,80	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002724	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963
B	N+4,80	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,003574	I (m2)	0,001963
					J (m2)	0,003574	J (m2)	0,001963

- Nivel N+8.00

Tabla 24:

Cuantía de acero vigas Bloque B N+8.00

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m ²)	J (m ²)	I (m ²)	J (m ²)
B	N+8,00	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m ²)	0,002502	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002502	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	A Y F	1-2	1,45 m	I (m ²)	0,002454	I (m ²)	0,001257
					J (m ²)	0,002454	J (m ²)	0,001257
B	N+8,00	A Y F	2-3	6,70 m	I (m ²)	0,002454	I (m ²)	0,001257
					J (m ²)	0,001963	J (m ²)	0,001257
B	N+8,00	A Y F	3-4	4,80 m	I (m ²)	0,001963	I (m ²)	0,000942
					J (m ²)	0,001963	J (m ²)	0,000942
B	N+8,00	A Y F	4-5	6,70 m	I (m ²)	0,001963	I (m ²)	0,001257
					J (m ²)	0,002454	J (m ²)	0,001257
B	N+8,00	A Y F	5-6	1,45 m	I (m ²)	0,002454	I (m ²)	0,001257
					J (m ²)	0,002454	J (m ²)	0,001257
B	N+8,00	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m ²)	0,00322	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,00322	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m ²)	0,00322	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,002238	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m ²)	0,002238	I (m ²)	0,000982
					J (m ²)	0,002238	J (m ²)	0,000982
B	N+8,00	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m ²)	0,002238	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,00322	J (m ²)	0,001473
B	N+8,00	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m ²)	0,00322	I (m ²)	0,001473
					J (m ²)	0,00322	J (m ²)	0,001473

- Nivel N+11.20

Tabla 25:

Cuantía de acero vigas Bloque B N+11.20

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
B	N+11,20	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002502	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002502	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,001389	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,001389	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,001389	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,001389	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002233	I (m2)	0,00114
					J (m2)	0,002233	J (m2)	0,00114
B	N+11,20	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,001963	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,001963	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,001963	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,001963	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473
B	N+11,20	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002945	I (m2)	0,001473
					J (m2)	0,002945	J (m2)	0,001473

- Nivel N+14.40

Tabla 26:

Cuantía de acero vigas Bloque B N+14.40

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
					I (m2)	J (m2)	I (m2)	J (m2)
B	N+11,20	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m2)	0,001742	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
B	N+11,20	1 Y 4	B-C	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
B	N+11,20	1 Y 4	C-D	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
B	N+11,20	1 Y 4	D-E	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001901	J (m2)	0,000942
B	N+11,20	1 Y 4	E-F	7,30 m	I (m2)	0,001901	I (m2)	0,000942
					J (m2)	0,001742	J (m2)	0,000942
B	N+11,20	2 Y 3	A-B	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	2 Y 3	B-C	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	2 Y 3	C-D	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	2 Y 3	D-E	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	2 Y 3	E-F	7,30 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	A Y F	1-2	1,45 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
B	N+11,20	A Y F	2-3	6,70 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001015	J (m2)	0,00076
B	N+11,20	A Y F	3-4	4,80 m	I (m2)	0,001015	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001015	J (m2)	0,00076
B	N+11,20	A Y F	4-5	6,70 m	I (m2)	0,001015	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
B	N+11,20	A Y F	5-6	1,45 m	I (m2)	0,001521	I (m2)	0,00076
					J (m2)	0,001521	J (m2)	0,00076
B	N+11,20	B-C-D-E	1-2	1,45 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	B-C-D-E	2-3	6,70 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	B-C-D-E	3-4	4,80 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002454	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	B-C-D-E	4-5	6,70 m	I (m2)	0,002454	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982
B	N+11,20	B-C-D-E	5-6	1,45 m	I (m2)	0,002122	I (m2)	0,000982
					J (m2)	0,002122	J (m2)	0,000982

De acuerdo a la información descrita en las tablas, se ingresó al programa la cuantía de acero de las vigas como se indica en la Figura 88.

Figura 88:

Definición de sección viga e ingreso de cuantía de acero

BLOQUE	NIVEL	VIGA	EJE	LONGITUD	TOP		BOTTOM	
A	N+3,20	1 Y 4	A-B	7,30 m	I (m ²)	0,002945	I (m ²)	0,00114
					J (m ²)	0,002945	J (m ²)	0,00114

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V1R,35x80,3,20,A-B

Material: f_c=210 kg/cm²

Nominal Size Data: Modify/Show Nominal Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0,6 m

Width: 0,35 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

OK

Cancel

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: f_y=2800 kg/cm²

Confinement Bars (Ties): f_y=2800 kg/cm²

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0,064 m

Bottom Bars: 0,064 m

Reinforcement Area Overrides for Ductile Beams

Top Bars at J-End: 0,002945 m²

Top Bars at J-End: 0,002945 m²

Bottom Bars at J-End: 0,00114 m²

Bottom Bars at J-End: 0,00114 m²

OK

Cancel

Columnas

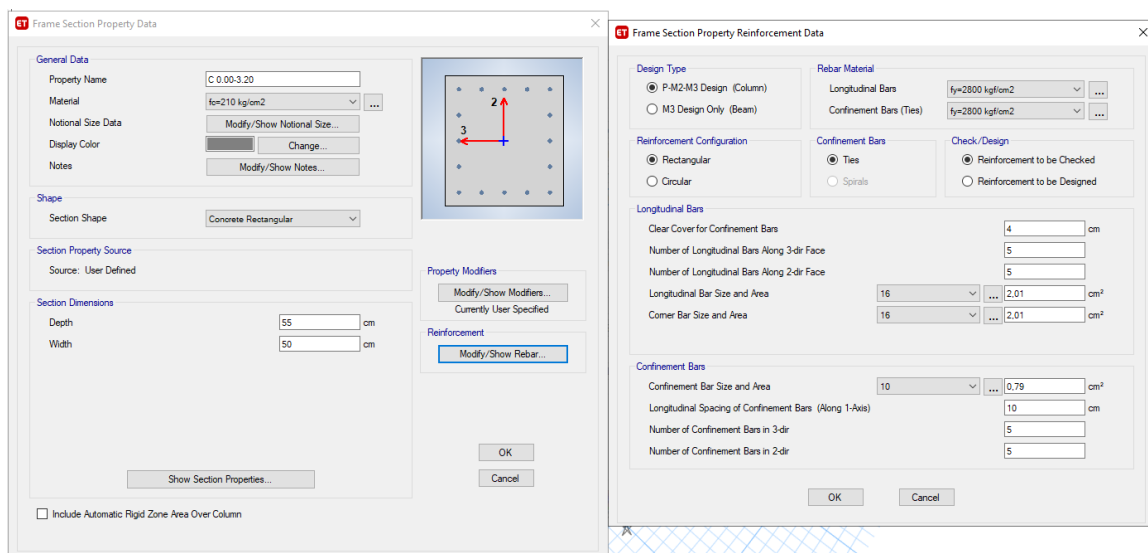
La edificación está conformada por columnas de hormigón armado de 50x55 cm con diferente acero de refuerzo longitudinal y transversal de confinamiento, como se indica en la Figura 56.

Bloque A

- Columna N. 0.00–3.20

Figura 89:

Bloque A columna N. 0.00-3.20



- Column N. 3.20–6.40

Figura 90:

Bloque A columna N. 3.20-6.40

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C 3.20-6.40

Material: f_c=210 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 55 cm

Width: 50 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: f_y=2800 kgf/cm²

Confinement Bars (Ties): f_y=2800 kgf/cm²

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 16 ... 2,01 cm²

Corner Bar Size and Area: 16 ... 2,01 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0,79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 5

Number of Confinement Bars in 2-dir: 5

OK Cancel

- Column N. 6.40–9.60

Figura 91:

Bloque A columna N. 6.40-9.60

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C 6.40-9.60

Material: f_c=210 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 55 cm

Width: 50 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: f_y=4200 kgf/cm²

Confinement Bars (Ties): f_y=4200 kgf/cm²

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 20 ... 3,14 cm²

Corner Bar Size and Area: 20 ... 3,14 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0,79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 5

Number of Confinement Bars in 2-dir: 5

OK Cancel

- Column N. 9.60–12.80

Figura 92:

Bloque A columna N. 9.60-12.80

Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: C 9.60-12.80
 Material: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...

Shape
 Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source
 Source: User Defined

Section Dimensions
 Depth: 55 cm
 Width: 50 cm

Property Modifiers
 Modify/Show Modifiers...
 Currently User Specified

Reinforcement
 Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
 Confinement Bars (Ties): $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3
 Longitudinal Bar Size and Area: 20 ... 3.14 cm^2
 Corner Bar Size and Area: 20 ... 3.14 cm^2

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm^2
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 5
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 5

OK Cancel

Bloque B

- Column N. 1.60-4.80

Figura 93:

Bloque B columna N. 1.60-4.80

Frame Section Property Data

General Data
 Property Name: C 1.60-4.80
 Material: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 Display Color: Change...
 Notes: Modify/Show Notes...

Shape
 Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source
 Source: User Defined

Section Dimensions
 Depth: 55 cm
 Width: 50 cm

Property Modifiers
 Modify/Show Modifiers...
 Currently User Specified

Reinforcement
 Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
 P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material
 Longitudinal Bars: $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$
 Confinement Bars (Ties): $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5
 Longitudinal Bar Size and Area: 16 ... 2.01 cm^2
 Corner Bar Size and Area: 16 ... 2.01 cm^2

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm^2
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 5
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

- Column N. 4.80–8.00

Figura 94:

Bloque B columna N. 4.80-8.00

The image shows two software dialog boxes for configuring a column section. The left dialog, titled "Frame Section Property Data", is for the column "C 4.80-8.00". It includes fields for Material (f_c=210 kg/cm²), Section Shape (Concrete Rectangular), and Section Dimensions (Depth: 55 cm, Width: 50 cm). A diagram shows a rectangular section with reinforcement axes 2 and 3. The right dialog, titled "Frame Section Property Reinforcement Data", is for the same column. It shows Design Type (P-M2-M3 Design (Column)), Rebar Material (f_y=2800 kg/cm²), and Reinforcement Configuration (Rectangular, Ties). It also specifies longitudinal and confinement bar details, such as 5 longitudinal bars along each face and 3 confinement bars in 2-direction.

- Column N. 8.00–11.20

Figura 95:

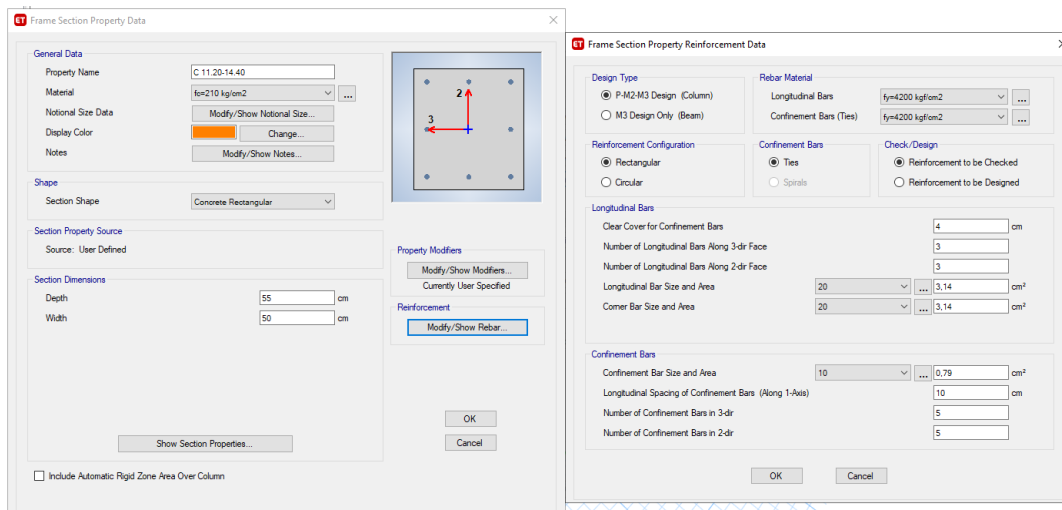
Bloque B columna N. 8.00-11.20

The image shows two software dialog boxes for configuring a column section. The left dialog, titled "Frame Section Property Data", is for the column "C 8.00-11.20". It includes fields for Material (f_c=210 kg/cm²), Section Shape (Concrete Rectangular), and Section Dimensions (Depth: 55 cm, Width: 50 cm). A diagram shows a rectangular section with reinforcement axes 2 and 3. The right dialog, titled "Frame Section Property Reinforcement Data", is for the same column. It shows Design Type (P-M2-M3 Design (Column)), Rebar Material (f_y=4200 kg/cm²), and Reinforcement Configuration (Rectangular, Ties). It also specifies longitudinal and confinement bar details, such as 3 longitudinal bars along each face and 5 confinement bars in 2-direction.

- Columna N. 11.20–14.40

Figura 96:

Bloque B columna N. 11.20–14.40

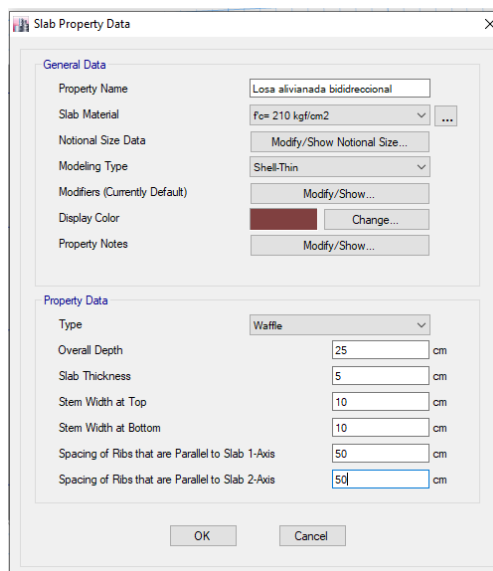


Losas

Conforme a la Figura 47, Figura 52, Figura 49 y la Figura 54 , las losas en todos los niveles de la edificación son nervadas bidireccionales.

Figura 97:

Sección losa alivianada bidireccional



Mampostería

Existen dos diferentes secciones de mampostería, cuyos espesores son 15 cm, 10 cm. Se modela la mampostería como un elemento tipo “layered”.

Figura 98:

Sección muro de mampostería de bloque 15

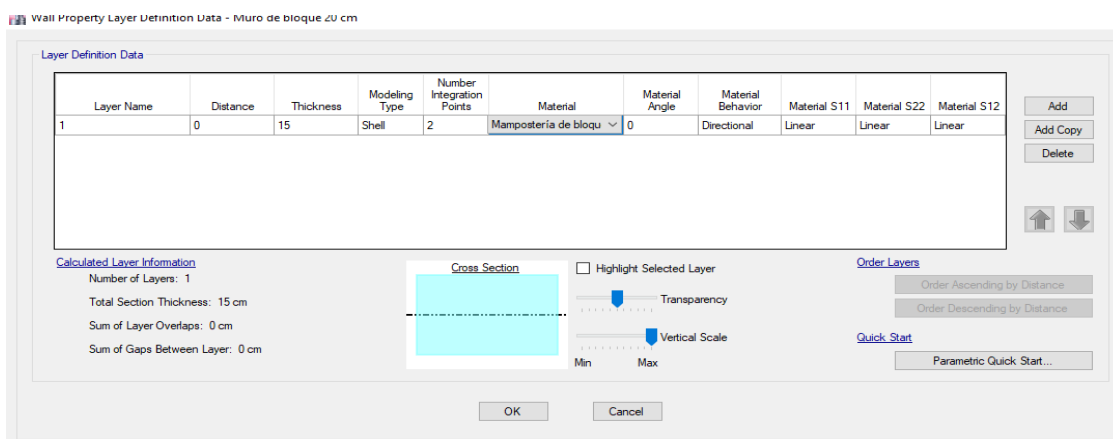


Figura 99:

Sección muro de mampostería de bloque de 10 cm

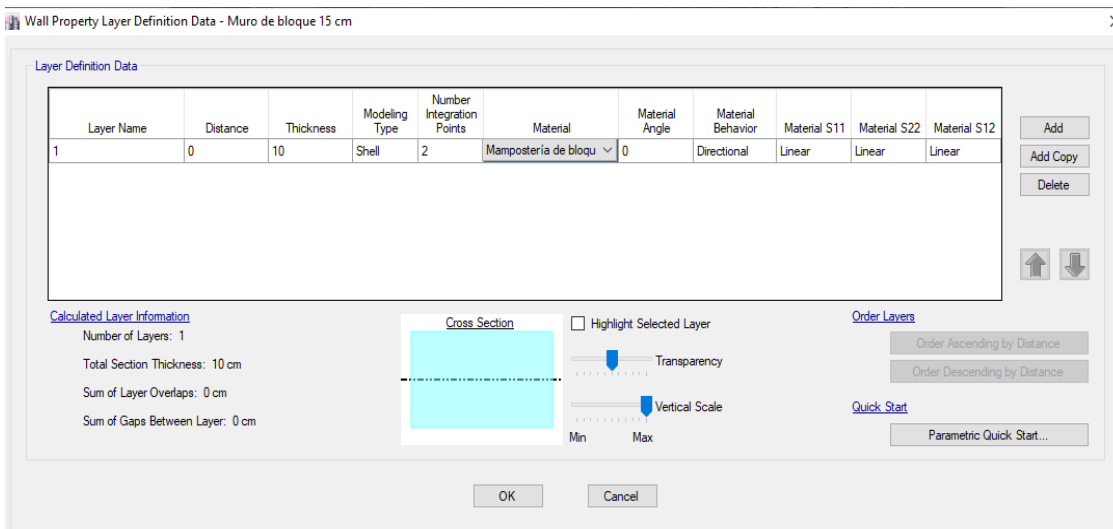
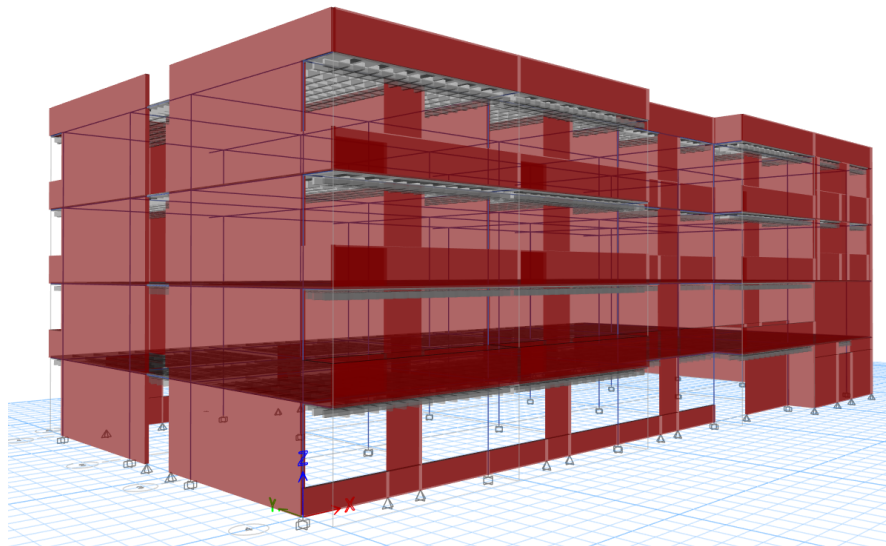


Figura 100:

Modelo con mampostería no estructural bloque A

**Figura 101:**

Modelo con mampostería no estructural bloque B



Definición de propiedades

Definición del diafragma rígido y auto mesh

Asumimos un diafragma rígido con el fin de que exista el mismo número de grados de libertad, traslacionales y rotacionales, en los puntos nodos o nudos. Debido a que se asume que la losa tiene rigidez infinita al no poseer deformaciones axiales, de esta forma se reduce el tiempo de cálculo pues no se toma en cuenta la rigidez real de la losa. Previamente se dividió las losas en fragmentos de 1m por 1m realizando un auto mesh con el fin de conseguir una distribución de cargas más acoplada a la realidad.

Figura 102:

Subdivisión de las losas

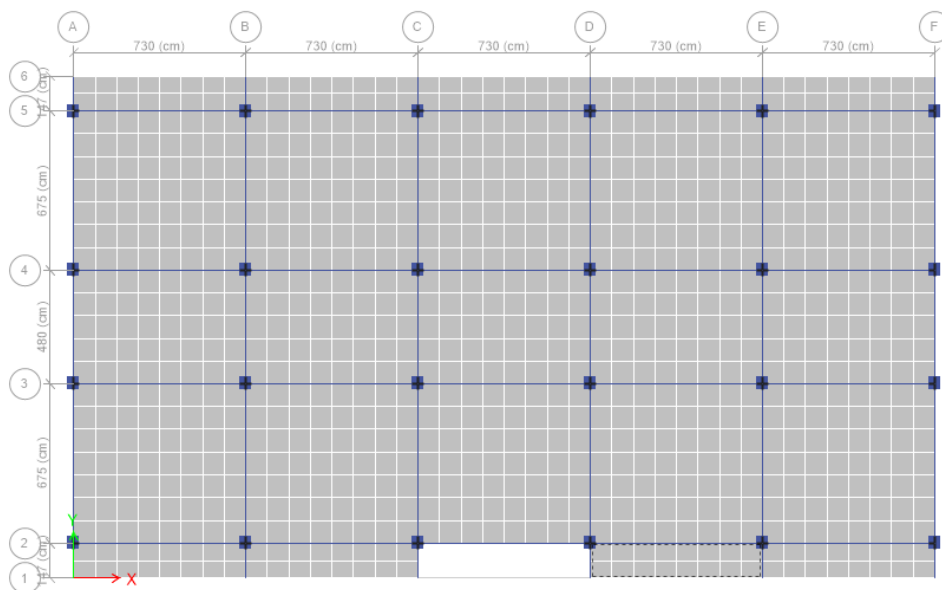
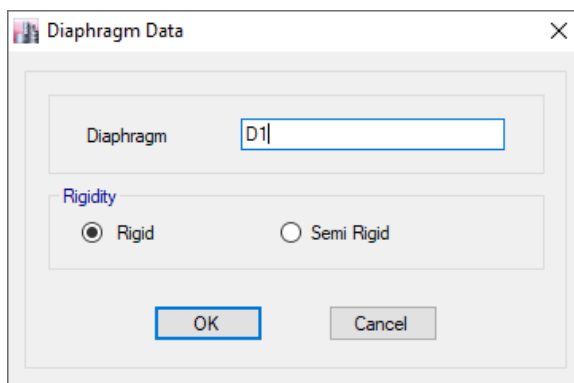
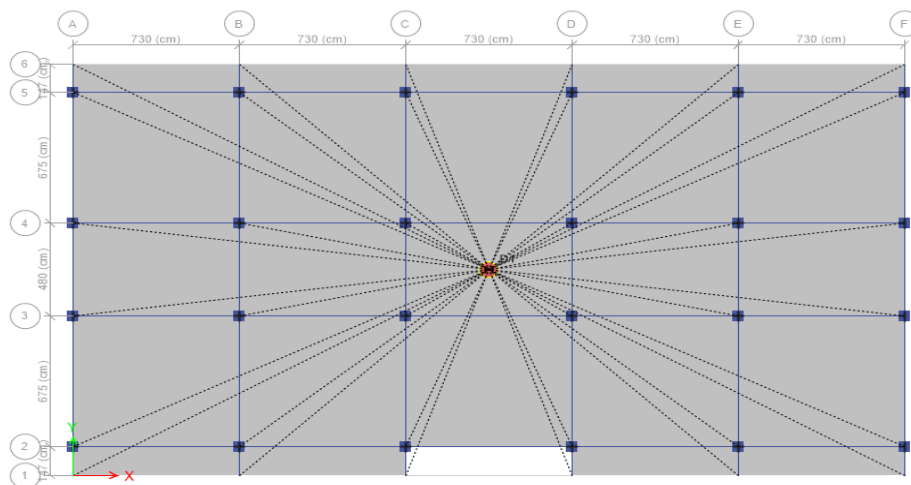
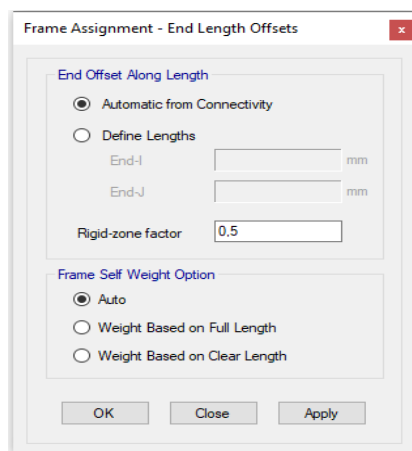


Figura 103:*Asignación de diafragma rígido de piso***Figura 104:***Sistema de diafragma rígido de piso***Definición de rigidez en los nudos**

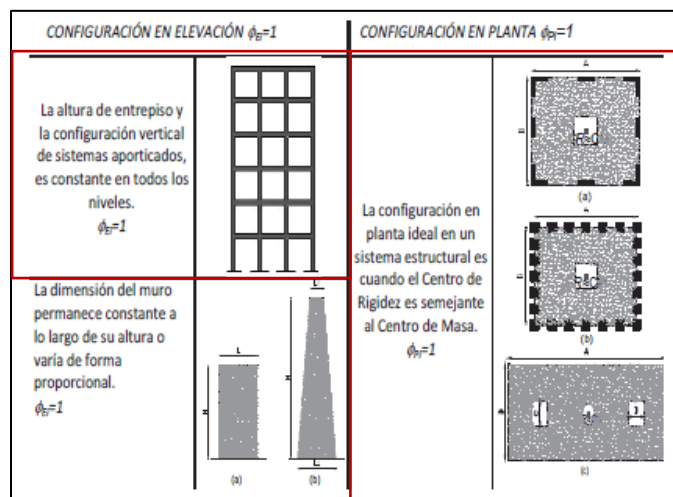
En estructuras de concreto armado muchos autores recomienda usar un factor de 0,5 este representa el porcentaje de la longitud de un elemento que se considera infinitamente rígida dentro del nodo o en una longitud especificada.

Figura 105:*Asignación de rigidez en los nudos***Definición de función de espectro de respuesta**

- **Coefficiente de Importancia**

Se asume un valor de 1.0 de acuerdo a la clasificación propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- **Coefficientes de configuración en planta y elevación**

Figura 106:*Configuración en planta y en elevación*

Nota: (NEC, 2015)

De acuerdo con la configuración del edificio, los coeficientes de elevación y de planta son igual a 1. La estructura es regular en altura, siendo de 3.20 m su entrepiso, y la estructura vista en planta no posee irregularidades.

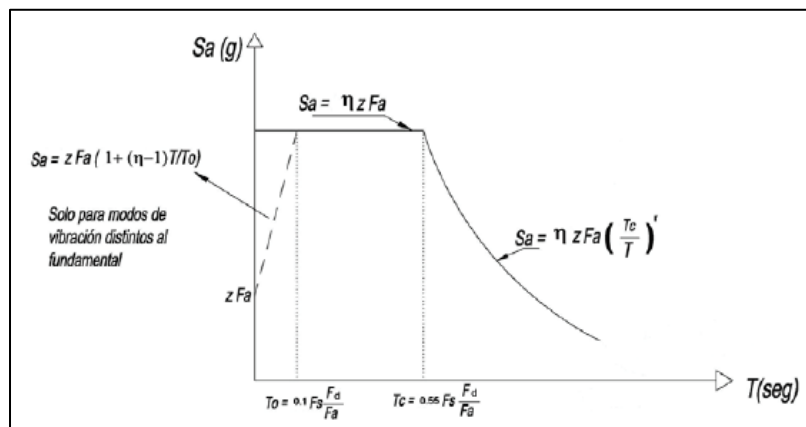
- **Espectro de diseño de aceleración**

De acuerdo con (NEC, 2015), “el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 107, consistente con”:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 107:

Espectro elástico horizontal



Nota: (NEC, 2015)

La edificación en estudio se encuentra en Sangolquí, cuya población más cercana es la ciudad de Quito; por lo tanto, el factor de zona sísmica $Z=0.4$, tal como se indica en la Figura 108.

Figura 108:

Factores de zona sísmica de Ecuador

SAN JOSE DE MINAS	SAN JOSE DE MINAS	QUITO	PICHINCHA	0.40
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	0.40
NANEGALITO	NANEGALITO	QUITO	PICHINCHA	0.40
AYORA	CAYAMBE	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40
SANGOLQUI	SANGOLQUI	RUMIÑAHUI	PICHINCHA	0.40
PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	PICHINCHA	0.40
PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	0.40
TUMBACO	TUMBACO	QUITO	PICHINCHA	0.40

Nota: (NEC, 2015)

Debido a que se trata de un suelo tipo C, los coeficientes de perfil de suelo F_a , F_s y F_d serán los indicados en la Tabla 27.

Tabla 27:

Coefficientes de perfil de suelo

F_a	1.20	<i>Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.</i>
F_d	1.11	<i>Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca</i>
F_s	1.11	<i>Comportamiento no lineal de los suelos</i>

El factor η , que es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. Para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos tiene un valor de 2.48.

Los períodos límites de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleración que representa el sismo de diseño T_0 y T_c se calculan a partir de las ecuaciones (19) y (20), obteniendo valores de 0.1026 seg y 0.5647 seg respectivamente.

$$T_0 = 0,1 * F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (19)$$

$$T_c = 0,55 * F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (20)$$

El período de vibración de la estructura tanto del bloque A como del bloque B es menor a 0.5647 seg. con un valor de 0.64 seg. Por lo tanto, el espectro de aceleración será el descrito por la ecuación (21), obteniendo un valor de 1.05.

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad (21)$$

Donde,

Tabla 28:

Coefficientes de la ecuación 27

r	<i>Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.</i>	
r	1	<i>Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E</i>
r	1.5	<i>Para tipo de suelo E</i>
T	<i>Periodo fundamental de la estructura</i>	

Nota: (NEC-SE-DS, 2015)

- **Factor de reducción sísmica**

Figura 109:

Coefficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota: (NEC, 2015)

De acuerdo con las características de la edificación, se debería colocar un factor de reducción sísmica igual a 8; sin embargo, se asumirá un valor de 5, asumiendo que la estructura no presenta realmente un comportamiento dúctil.

Para el ingreso del factor de reducción sísmica, ya que no se puede ingresar los coeficientes de configuración en planta y en elevación en el software, se realizó un artificio de cálculo para poder incluirlos.

$$R = R * \emptyset_p * \emptyset_e = 5 * 1 * 1 = 5$$

Se ingresan los datos en el programa para obtener el espectro de respuesta.

Figura 110:

Ingreso de datos de espectro de respuesta

Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:
η Coefficient:
Site Factor, Fa:
Site Factor, Fd:
Soil Type:
Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:
Importance Factor, I:
Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0,2381
0,1	0,2381
0,2	0,2381
0,3	0,2381
0,4	0,2381
0,5	0,2381

Plot Options

Linear X - Linear Y
 Linear X - Log Y
 Log X - Linear Y
 Log X - Log Y

Function Graph

Definición de cargas

Carga viva

De acuerdo con la Tabla 29, se utilizará un valor de carga viva de 2.00 kN/m² para hoteles y residencias multifamiliares.

Tabla 29:

Carga viva de acuerdo a la ocupación o uso de la estructura

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Nota: (NEC-15, 2014)

Carga muerta

La carga muerta es calculada automáticamente por el programa, y corresponde al peso propio todos los elementos que conforman la estructura.

Carga de viento

De acuerdo con (Weather Spark, s.f.):

“El viento de cierta ubicación depende en gran medida de la topografía local y de otros factores; y la velocidad instantánea y dirección del viento varían más ampliamente que los promedios por hora”.

“La velocidad promedio del viento por hora en Sangolquí tiene variaciones estacionales en el transcurso del año.

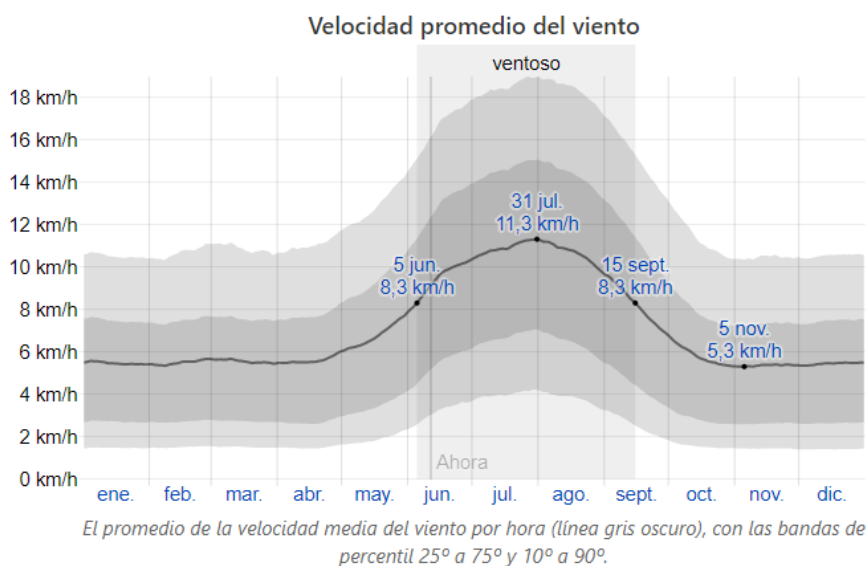
La parte más ventosa del año dura 3,3 meses, del 5 de junio al 15 de septiembre, con velocidades promedio del viento de más de 8,3 kilómetros por hora. El día más ventoso del año es el 31 de julio, con una velocidad promedio del viento de 11,3 kilómetros por hora”.

“La investigación se basa en un análisis estadístico de informes climatológicos históricos por hora y reconstrucciones de modelos del 1 de enero de 1980 al 31 de diciembre de 2016. Para el caso en estudio se tomará el valor más crítico, siendo 11.3 km/h”.

Debido a que el programa ETABS trabaja con la norma ASCE 7-10, se determinará el patrón de carga de acuerdo a lo estipulado en la misma.

Figura 111:

Velocidad promedio del viento



Nota: (Weather Spark, s.f.)

Según (ASCE 7-10, 2010), se debe clasificar la edificación de acuerdo con la Figura 112, en donde se presenta el riesgo de la estructura de acuerdo a su ocupación.

Figura 112:

Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras para inundaciones, viento, nieve, terremotos y cargas de hielo.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released."	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

"Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Nota: (ASCE 7-10, 2010)

La residencia de oficiales se encuentra en la categoría de riesgo II.

Para determinar la categoría de exposición de la edificación es necesario regirse a la clasificación expuesta en la (ASCE 7-10, 2010), donde se plantean 3 categorías.

B: áreas urbanas y suburbanas, zonas boscosas, u otros terrenos con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas del tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.

C: terrenos abiertos con obstrucciones dispersas que tienen alturas menores a 9.1 m.

Esta categoría incluye campo abierto y pastizales.

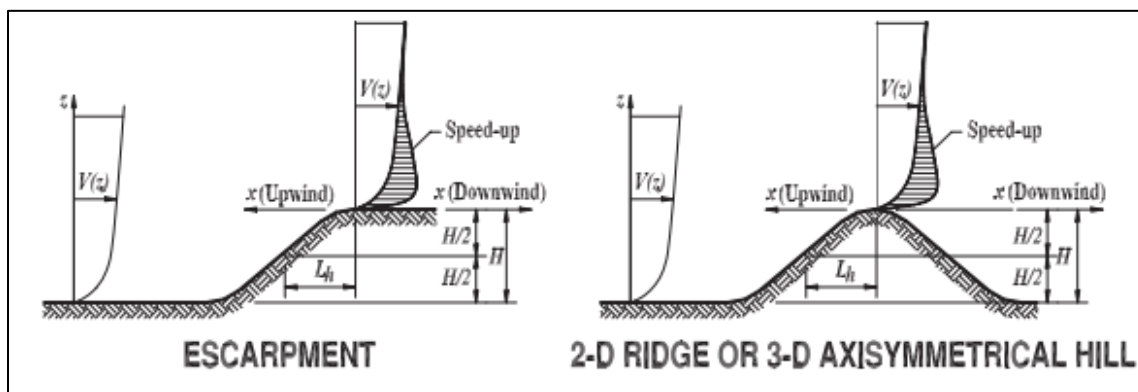
D: superficies planas, áreas sin obstáculos y superficies de agua. Esta categoría incluye pisos de barro lisos, salinas y hielo sin romper.

Se toma el factor topográfico $K_{zt} = 1$, debido a que no cumple con ninguno de los siguientes puntos señalados por (ASCE 7-10, 2010):

- La cresta de la colina, o el escarpe está aislado sin obstáculos a favor del viento por otras características topográficas similares de altura comparable a 100 veces la altura o 2 millas, lo que sea menor. Esta distancia debe ser medida horizontalmente desde el punto en que la altura H de la colina, cresta o escarpa es determinado.
- La colina, cresta o escarpa sobresale por encima de la altura del terreno en contra del viento en un radio de dos millas, en cualquier cuadrante por un factor de dos o más.
- La estructura está localizada como se muestra en la Figura 113 en la mitad superior de una colina o cresta o cerca de la cresta de un acantilado.

Figura 113:

Factor topográfico K_{zt}



Nota: (ASCE 7-10, 2010)

El factor Gust (G), corresponde a 0.85 para edificaciones rígidas. Mientras que el factor de direccionalidad K_d , se toma de la Figura 114, cuyo valor pertenece a la categoría edificios.

Figura 114:*Direccionalidad del viento*

Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings Main Wind Force Resisting System Components and Cladding	0.85 0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures Square Hexagonal Round	0.90 0.95 0.95
Solid Freestanding Walls and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers Triangular, square, rectangular All other cross sections	0.85 0.95

*Nota: (ASCE 7-10, 2010)****Carga de granizo***

La pendiente de las terrazas de los bloques A y B, es del 1,5%. De acuerdo con (NEC-15, 2014), la sobrecarga por granizo es de 1.0 kN/m².

Carga viva de cubierta

De acuerdo con los planos del bloque de residencias, las losas de cubierta conforman las terrazas del edificio, mismas que son accesibles, por tal razón la carga a aplicar es 4.80 kN/m², según lo expuesto en (NEC-15, 2014).

Figura 115:

Carga viva de acuerdo a la ocupación

Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)	3.00	
Patios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm ²)		1.40

Nota: (NEC-15, 2014)

Sobrecarga

Corresponde a los acabados, enlucidos y masillados de la estructura, pues estos no están considerados dentro de la carga muerta calculada por el programa.

Tabla 30:

Cálculo de la sobrecarga de la estructura

Enlucidos y Masillados	$1 * 1 * 0.02 * 2200 = 44 \text{ kgf/m}^2$
Acabados	$1 * 1 * 0.02 * 2200 = 44 \text{ kgf/m}^2$
Total	88.0 kgf/m ²

Carga sísmica estática

Cálculo del Cortante Basal

El cálculo del cortante basal se realiza utilizando la ecuación (22) proporcionada por la (NEC-15, 2014),

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \varphi_E * \varphi_P} * W \quad (22)$$

Donde,

I, es el coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$, es el espectro de diseño en aceleración

φ_E y φ_P , son coeficientes de configuración en planta y elevación

R, es el factor de reducción de resistencia sísmica

V, es el cortante basal total de diseño

W, es la carga sísmica reactiva

T_a , es el período de vibración

Tabla 31:

Resumen de parámetros para el cálculo del cortante basal

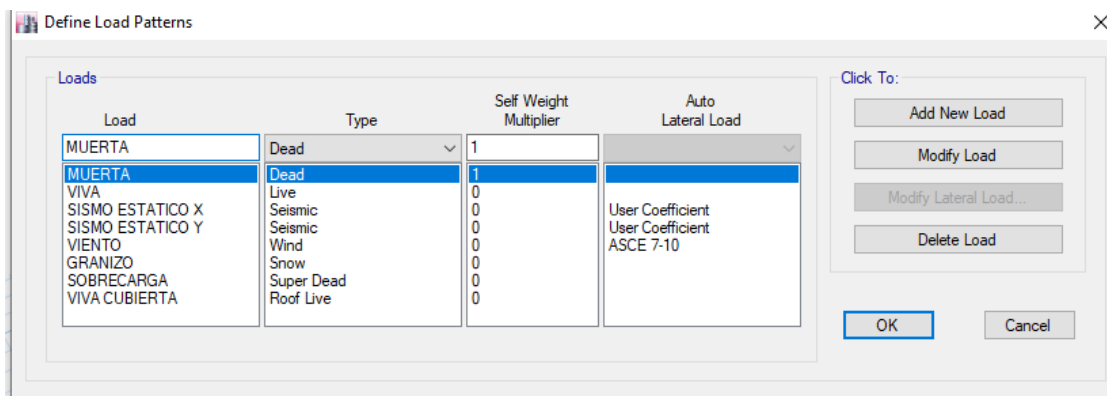
<i>Parámetros para el cálculo del porcentaje del Cortante Basal</i>	
<i>I</i>	<i>1.0</i>
<i>T_a</i>	<i>0.64</i>
<i>S_a</i>	<i>1.05</i>
<i>φ_E</i>	<i>1</i>
<i>φ_P</i>	<i>1</i>
<i>R</i>	<i>5</i>
<i>% Cortante Basal</i>	<i>0.209</i>

Para el caso de la residencia de oficiales se tomarán los siguientes parámetros para el cálculo del porcentaje de cortante basal.

Definición de patrones de carga

Los patrones de carga ingresados en el software se indican a continuación.

Figura 116:

Patrones de Carga

Los factores descritos anteriormente son ingresados en el software.

Figura 117:

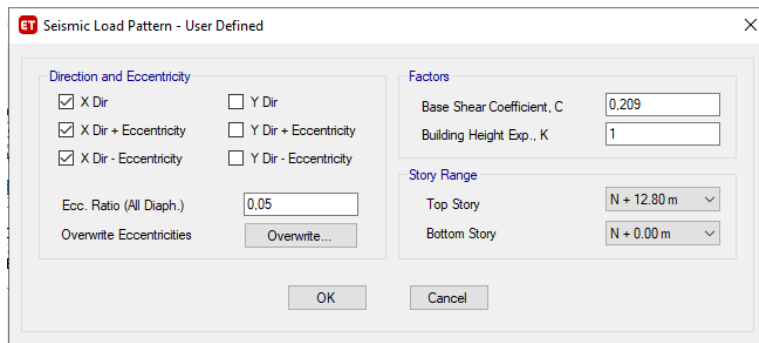
Definición de carga lateral sismo estático en X

Figura 118:

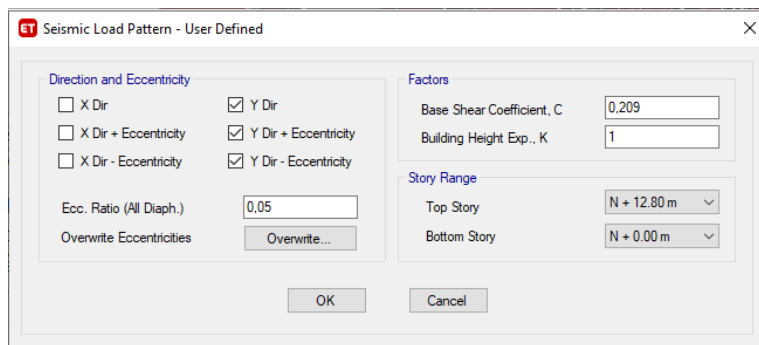
Definición de carga lateral sismo estático en Y

Figura 119:*Definición de carga lateral viento*
Definición de la masa

Se definió la masa especificando los patrones de carga ingresados, en este caso se tomará el 100% del peso propio de la estructura y la sobrecarga, y el 25% de la carga viva.

Figura 120:*Definición de la masa*

Casos de carga

En la Figura 121, se ingresan los sismos dinámicos en X y, mientras que en la Figura 122 se indican todos los casos de carga

Figura 121:

Ingreso de sismo dinámico en X y Y

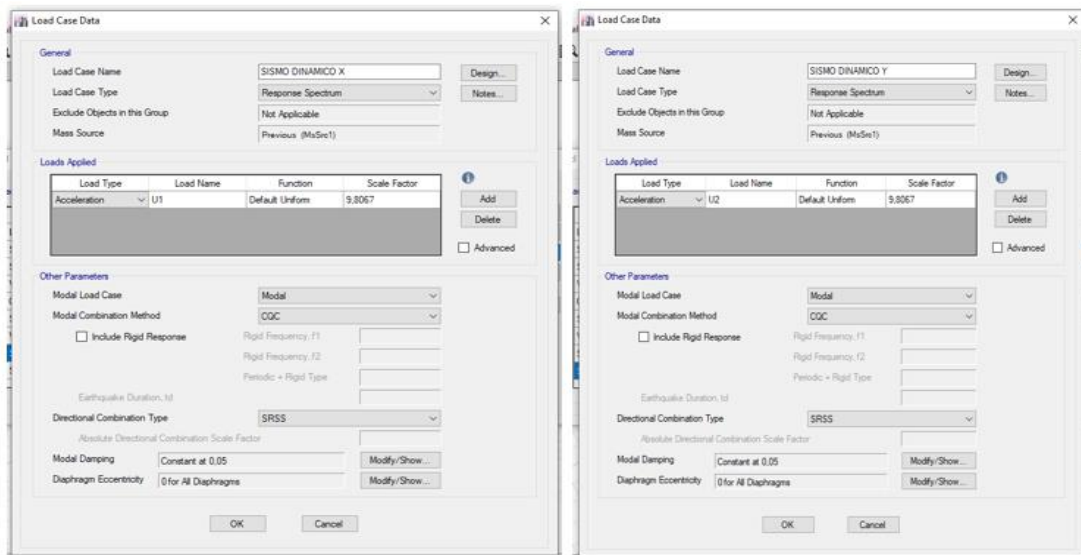
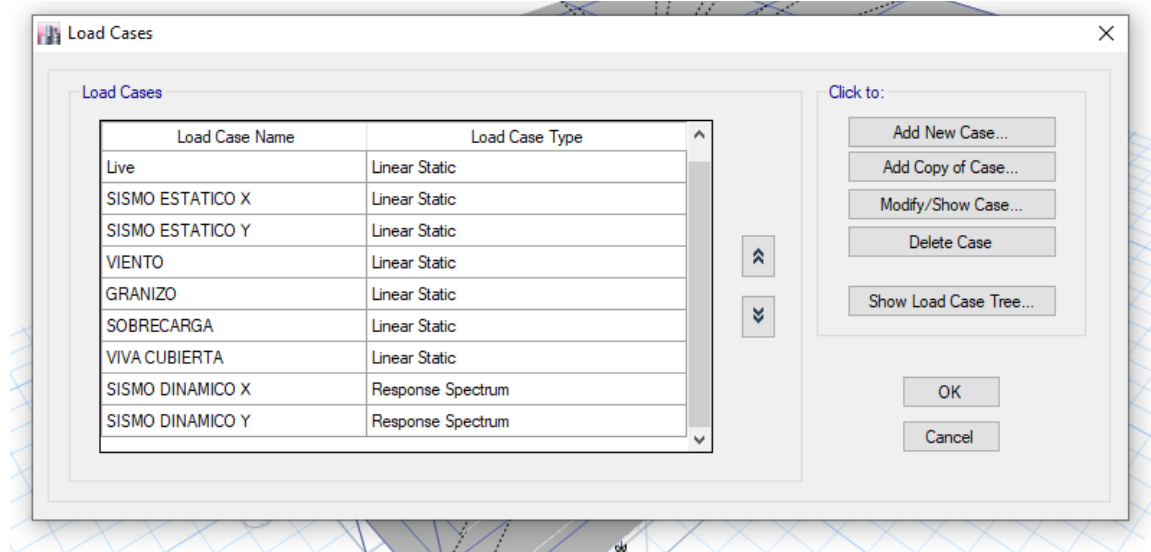


Figura 122:

Casos de carga ingresados



Combinaciones de carga

Según lo estipulado en (NEC-15, 2014),

“Cuando sea apropiado, se deberá investigar cada estado límite de resistencia.

Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente. Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones”:

Tabla 32:

Combinaciones de carga

<i>Combinación 1</i>	$1.4D$
<i>Combinación 2</i>	$1.2D+1.6L+0.5\max(Lr; S;)$
<i>Combinación 3*</i>	$1.2D+1.6\max(Lr; S) +\max(L; 0.5W)$
<i>Combinación 4*</i>	$1.2D+1.0W+L+0.5\max(Lr; S)$
<i>Combinación 5*</i>	$1.2D+1.0E+L+0.2S$
<i>Combinación 6</i>	$0.9D+1.0W$
<i>Combinación 7</i>	$0.9D+1.0E$

Nota: (NEC-15, 2014)

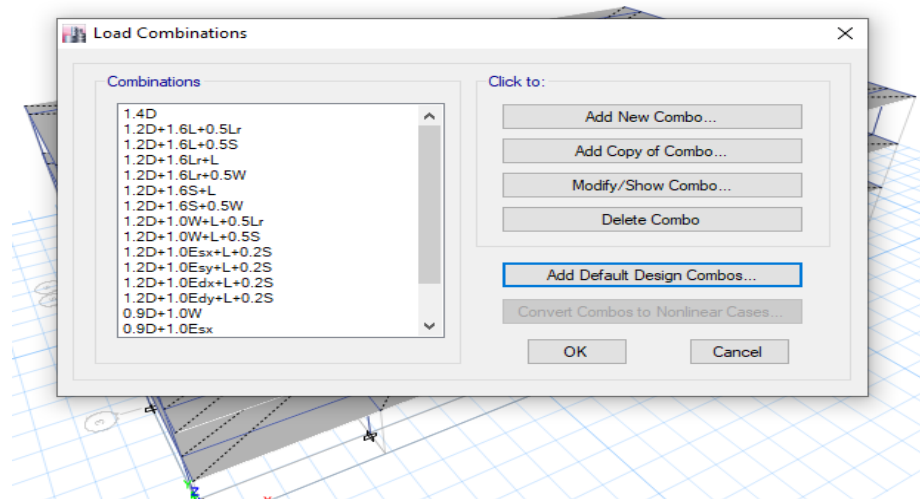
*Para las combinaciones 3, 4 y 5: $L=0.5 \text{ kN/m}^2$ si $L_0 \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$ (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Donde,

- D carga muerta
- L carga viva
- Lr carga de cubierta
- W carga de viento
- S carga de granizo
- E carga sísmica (estática o dinámica en X o Y)

Figura 123:

Ingreso de combinaciones de carga

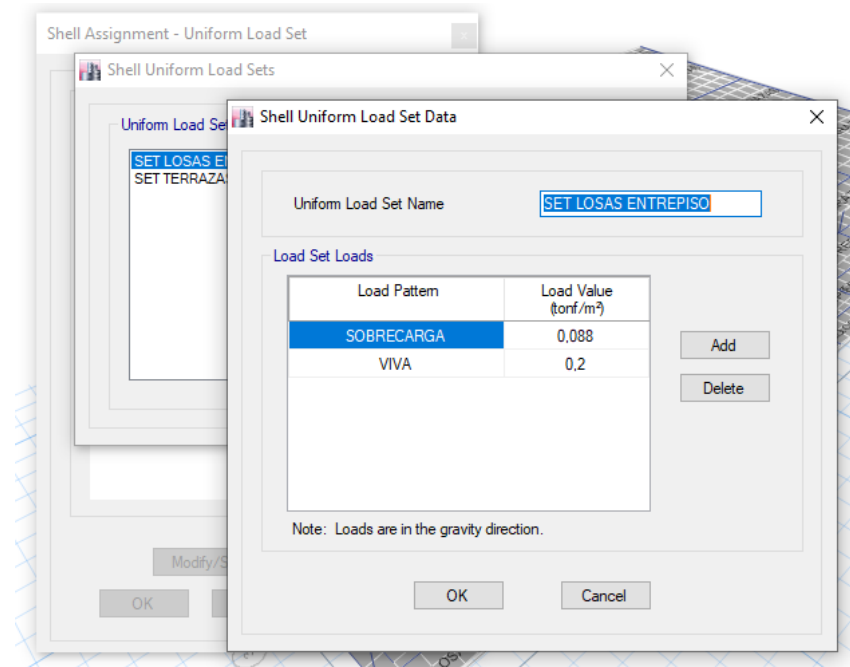


Asignación de cargas

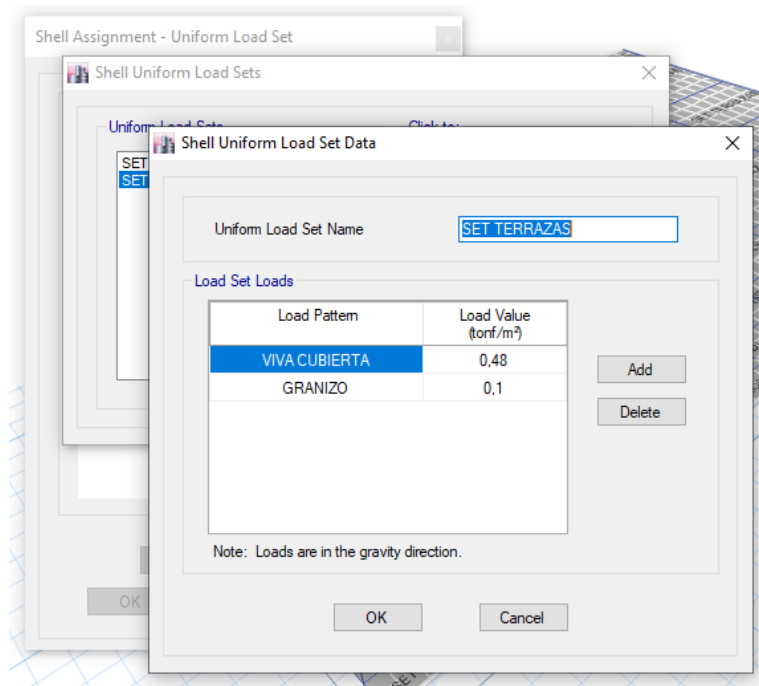
Se crearon dos sets de cargas, uno para las losas de entrespiso y otro para la terraza. En el primero se encuentra la carga viva y la sobrecarga correspondiente a acabados y masillados, mientras que en el segundo están la carga viva de cubierta y la carga por granizo.

Figura 124:

Set de cargas para losas de entrepiso

**Figura 125:**

Set de cargas para terrazas



Reducción de inercias en el modelo

Para coincidir los periodos de la estructura halladas en campo con el modelo realizado en el programa ETABS, se procede a reducir las inercias tanto en vigas como en columnas.

Bloque A

Figura 126:

Reducción de inercias en vigas del Bloque A

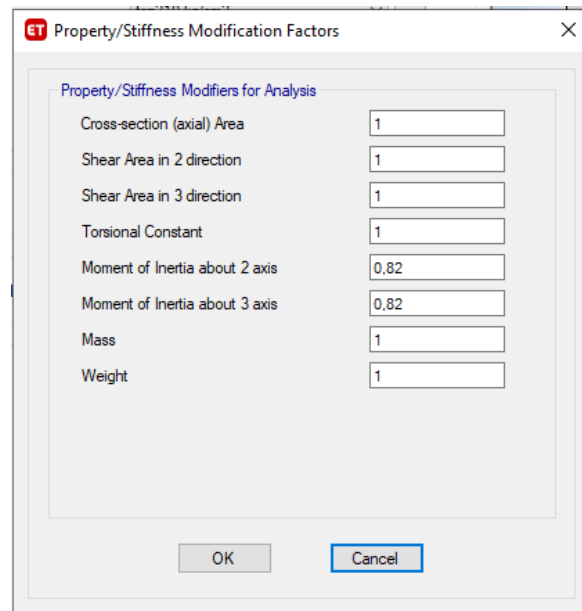
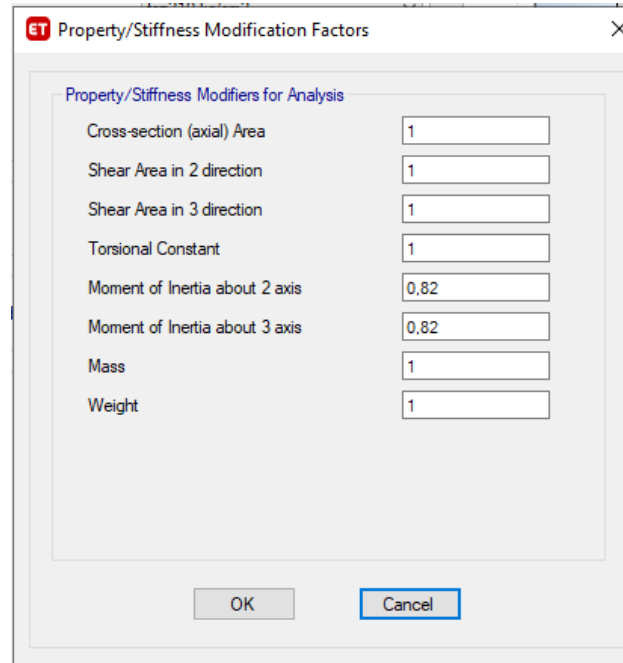
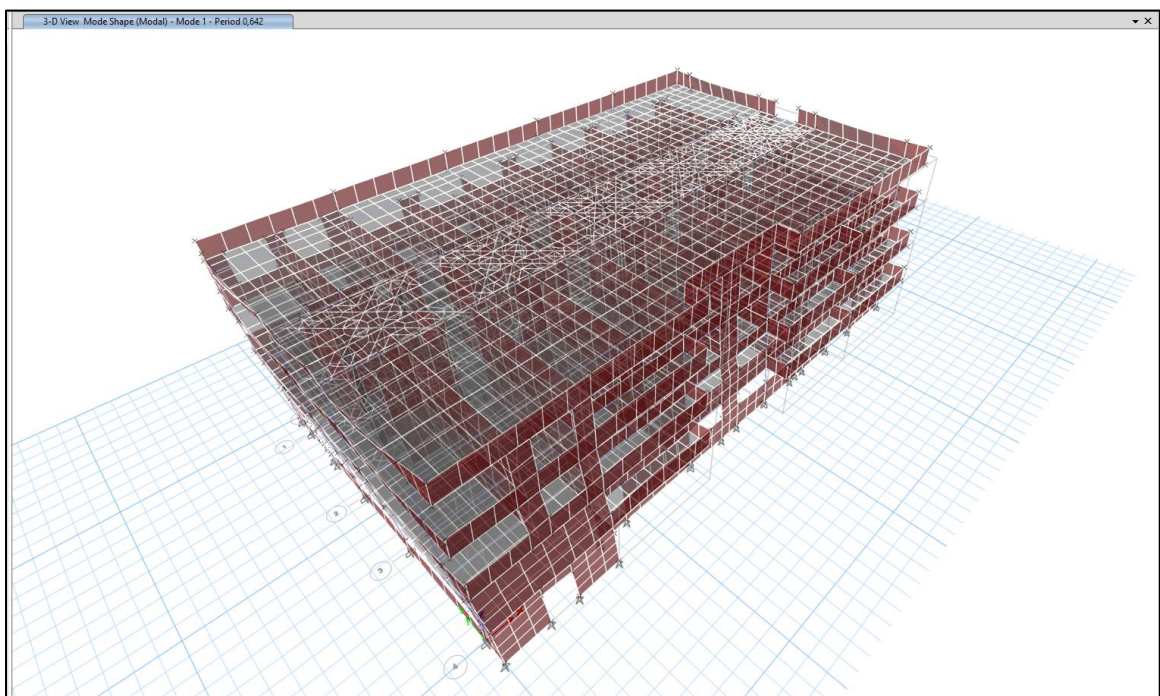


Figura 127:

Reducción de inercias en columnas del Bloque A

**Figura 128:**

Primer modo de vibrar reducción de inercias del Bloque A



Bloque B**Figura 129:***Reducción de inercias en vigas del Bloque B*

ET Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,72
Moment of Inertia about 3 axis	0,72
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura 130:*Reducción de inercias en columnas del Bloque B*

ET Property/Stiffness Modification Factors

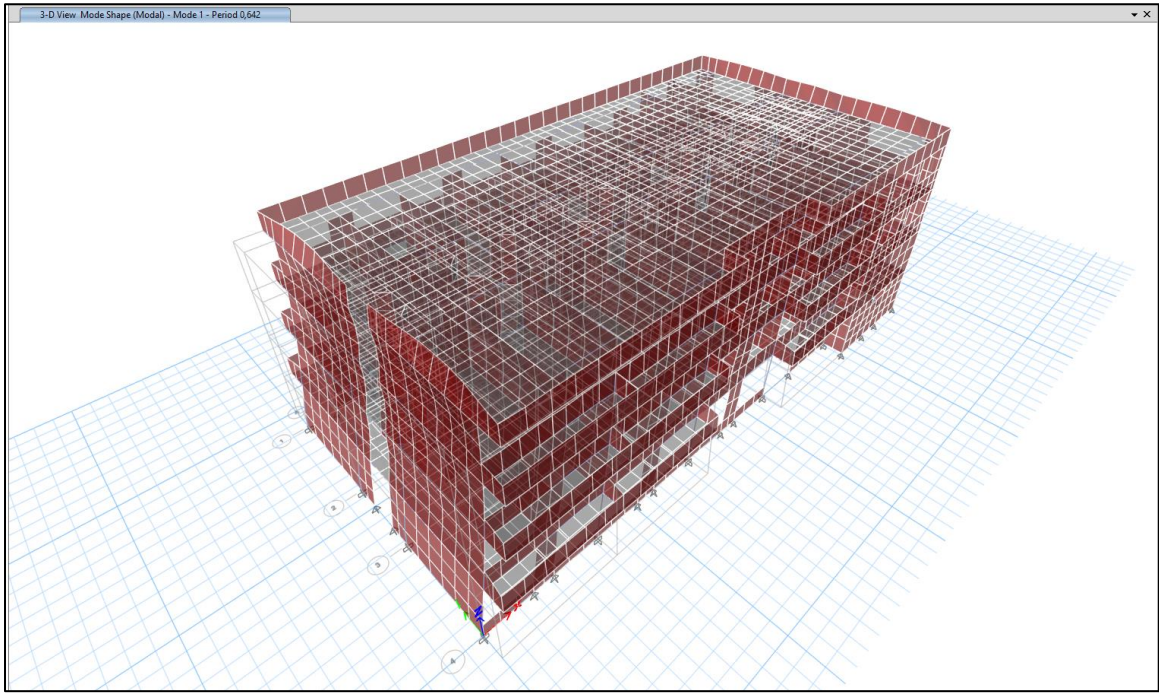
Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,72
Moment of Inertia about 3 axis	0,72
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura 131:

Primer modo de vibrar reducción de inercias del Bloque B



Análisis estático no lineal (Pushover)

El programa rastrea la formación de las rotulas y ayuda a identificar los modos de falla del análisis empuje de la estructura.

Para ambos bloques el procedimiento de aplicación del push es el mismo, razón por la cual se lo describirá una sola vez. En la Figura 132 se muestra el caso de carga creado como punto de partida para el empuje de la estructura, configurando la carga muerta como NO LINEAL.

Figura 132:*Definición de carga de empuje NO LINEAL*

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	MUERTA	1
Load Pattern	SOBRECARGA	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

Se ingresa el caso de carga PUSH, al cual se asigna la carga muerta no lineal creada con anterioridad. La carga se aplicará como una aceleración en la dirección X en la junta más cercana al centro de gravedad para no considerar los efectos de torsión de la estructura.

Adicionalmente se considera un desplazamiento de 30 cm como límite para la aplicación del empuje.

Figura 133:

Creación de caso de carga PUSH en sentido X

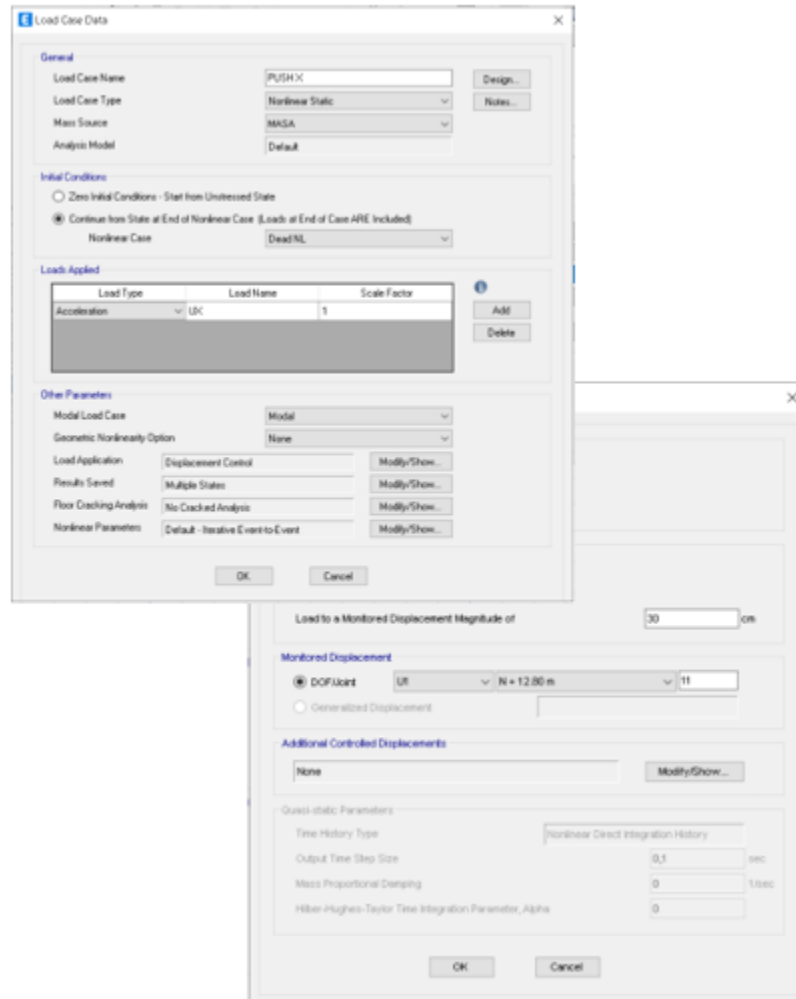
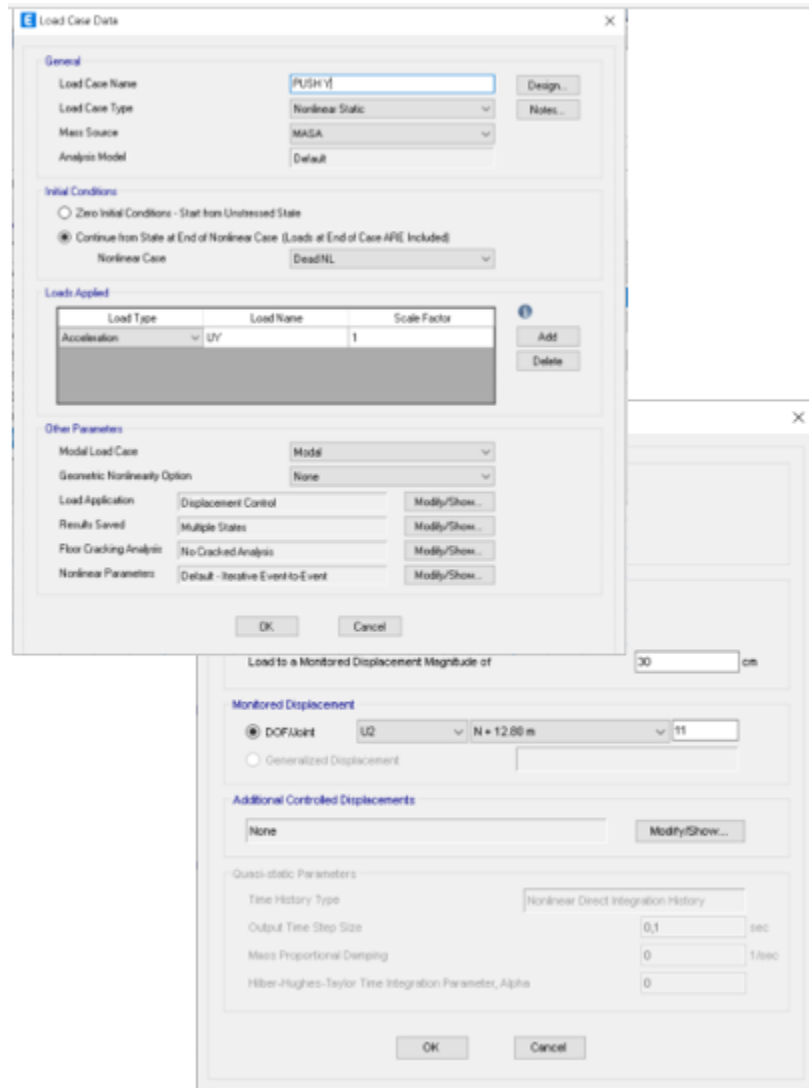


Figura 134:

Creación de caso de carga PUSH en sentido Y



Se asignan rótulas plásticas de flexión siguiendo el código ASCE 41-13, para vigas de concreto y en las columnas. Las rótulas fueron asignadas independientemente para cada sentido. En ambos casos el proceso es el mismo.

Figura 135:

Asignación de rótulas plásticas en sentido X en vigas

The dialog box 'Auto Hinge Type' is configured as follows:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
 - M2
 - M3
 - M2-M3
 - P-M2
 - P-M3
 - Parametric P-M2-M3
- Concrete Column Behavior:**
 - Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 - Controlled by Inadequate Development or Splicing
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w \cdot s)$:**
 - From Current Design
 - User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - Drops Load After Point E
 - Is Extrapolated After Point E
- P Values From:**
 - Case/Combo
 - User Value
- Gravity:** PUSH X
- Gravity + Lateral:** PUSH X
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colDE}):**
 - Program Calculated
 - User-specified Shear Demand, V_yE
 - User-specified Ratio, V_yE / V_{colDE}
- Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):**
 - From Current Design
 - User Value

Figura 136:

Asignación de rótulas plásticas en sentido Y en vigas

The dialog box 'Auto Hinge Assignment Data' is configured as follows:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:**
 - M2
 - M3
- Transverse Reinforcing:**
 - Transverse Reinforcing is Conforming
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - Drops Load After Point E
 - Is Extrapolated After Point E
- V Value From:**
 - Case/Combo
 - User Value
- Gravity:** PUSH Y
- Reinforcing Ratio ($p - p'$) / pbalanced:**
 - From Current Design
 - User Value (for positive bending)

Figura 137:

Asignación de rótulas plásticas en sentido X en columnas

The dialog box is titled "Asignación de rótulas plásticas en sentido X en columnas" and contains the following sections:

- Auto Hinge Type:** A dropdown menu set to "From Tables In ASCE 41-17".
- Select a Hinge Table:** A dropdown menu set to "Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)".
- Degree of Freedom:** Radio buttons for M2, M3, M2-M3, P-M2, P-M3, and Parametric P-M2-M3. P-M3 is selected.
- P Values From:** Radio buttons for Case/Combo (selected) and User Value. Gravity and Gravity + Lateral are both set to PUSH X via dropdown menus.
- Concrete Column Behavior:** Radio buttons for Not Controlled by Inadequate Development or Splicing (selected) and Controlled by Inadequate Development or Splicing.
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w \cdot s)$:** Radio buttons for From Current Design (selected) and User Value.
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colOE}):** Radio buttons for Program Calculated (selected) and User-specified Shear Demand, V_yE . Below are input fields for V2 and V3.
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Radio buttons for Drops Load After Point E (selected) and Is Extrapolated After Point E.
- Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d):** Radio buttons for From Current Design (selected) and User Value.

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 138:

Asignación de rótulas plásticas en sentido Y en columnas

E Auto Hinge Assignment Data X

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom

M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P Values From

Case/Combo User Value
 Gravity: PUSH Y
 Gravity + Lateral: PUSH Y

Concrete Column Behavior

Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w \cdot s)$

From Current Design
 User Value

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colOE})

Program Calculated
 User-specified Shear Demand, V_yE
 V2: V3:

User-specified Ratio, V_yE / V_{colOE}
 V2: V3:

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d)

From Current Design
 User Value

OK Cancel

Capítulo V

Análisis de resultados

Se realizó el Análisis Estático Lineal para encontrar las derivas de piso y el Análisis Estático No Lineal para obtener las curvas de capacidad y el desempeño de la estructura.

Para ambos análisis se aplicaron al modelo las características descritas en el capítulo IV de este documento. Para el bloque A se utilizaron las inercias agrietadas en columnas de la Figura 126 y en vigas de la Figura 127, mientras que para el bloque B la reducción de inercias se indican en la Figura 129 y Figura 130 para vigas y columnas respectivamente.


En la mampostería se utilizó el módulo de elasticidad indicado en la Tabla 18, y una resistencia a la compresión como se presenta en la Figura 87.

Se presenta a continuación el resultado del análisis estático no lineal del estado actual del bloque. Es necesario indicar la explicación de la escala de color con la que trabaja el programa. Existen 6 categorías que describen el nivel de desempeño y el estado de daño de la edificación. La Figura 139 muestra estas categorías de la A a la E, y la escala del color que maneja el software.

Figura 139:

Estado de daño y nivel de desempeño – escala de color del software

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



Nota: (NEC-SE-DS, 2015)

El nivel de desempeño de una estructura se puede conocer mediante los límites de desplazamiento propuestos en (Slebi & Vargas, 2014).

Figura 140:

Estado de daño y nivel de desempeño – escala de color del software

Nivel de desempeño Estructural	Intervalos para D_t (cm)
Ocupación inmediata	$0.77 < D_t \leq 2.85$
Seguridad	$5.63 < D_t \leq 10.59$
Prevención Colapso	$10.59 < D_t \leq 25.35$

Nota: (Slebi & Vargas, 2014)

Modelo estado actual: Bloque A – Sentido X***Pushover X***

Como se puede notar en la Figura 142 y Figura 143, tres columnas del segundo piso presentan daño severo previo al colapso antes de que puedan formarse rótulas en el cuarto piso. El resto de la estructura permanece en estado de daño ligero operacional y moderado con un nivel de desempeño de seguridad en algunas columnas.

Figura 141:

Pushover en sentido X

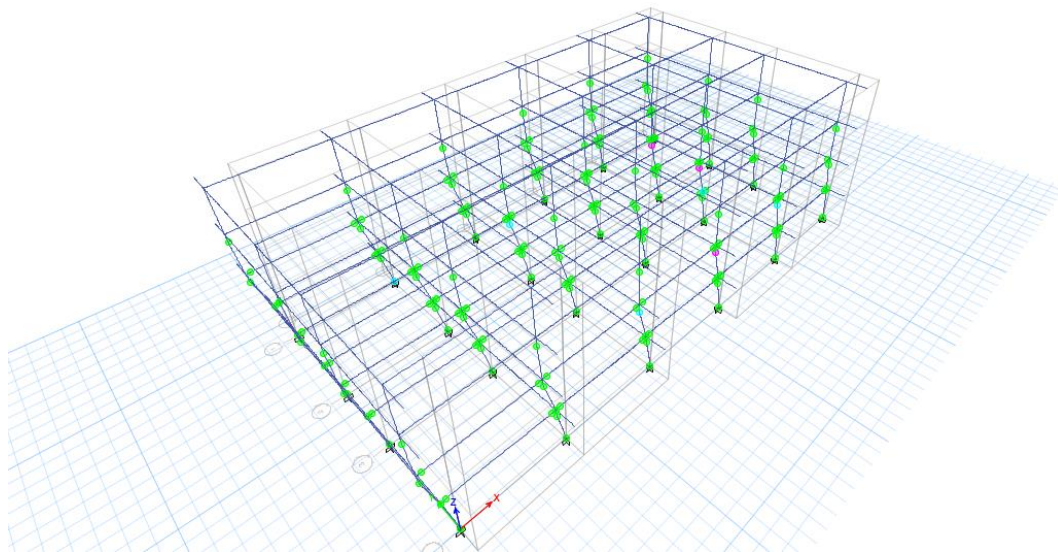


Figura 142:

Pórtico E- columnas 2 y 3

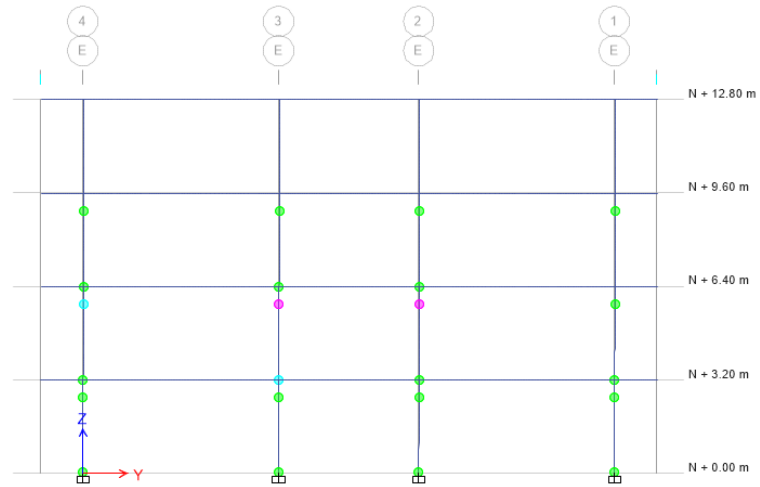
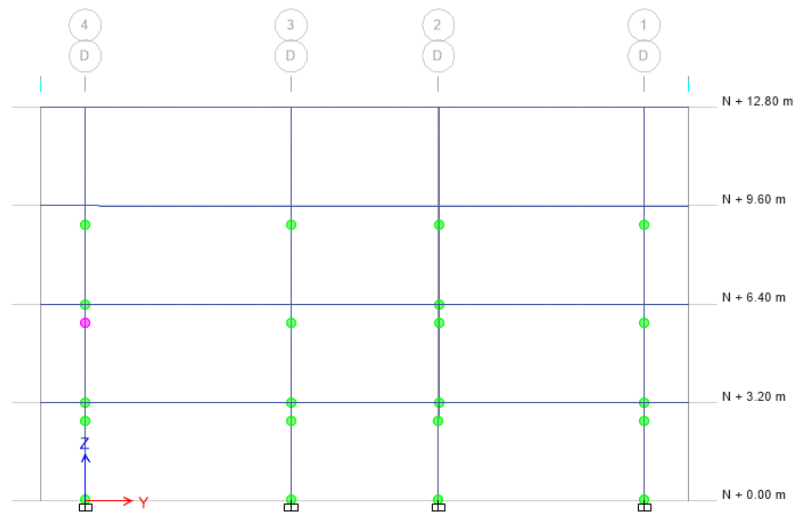


Figura 143:

Pórtico D- columna 4

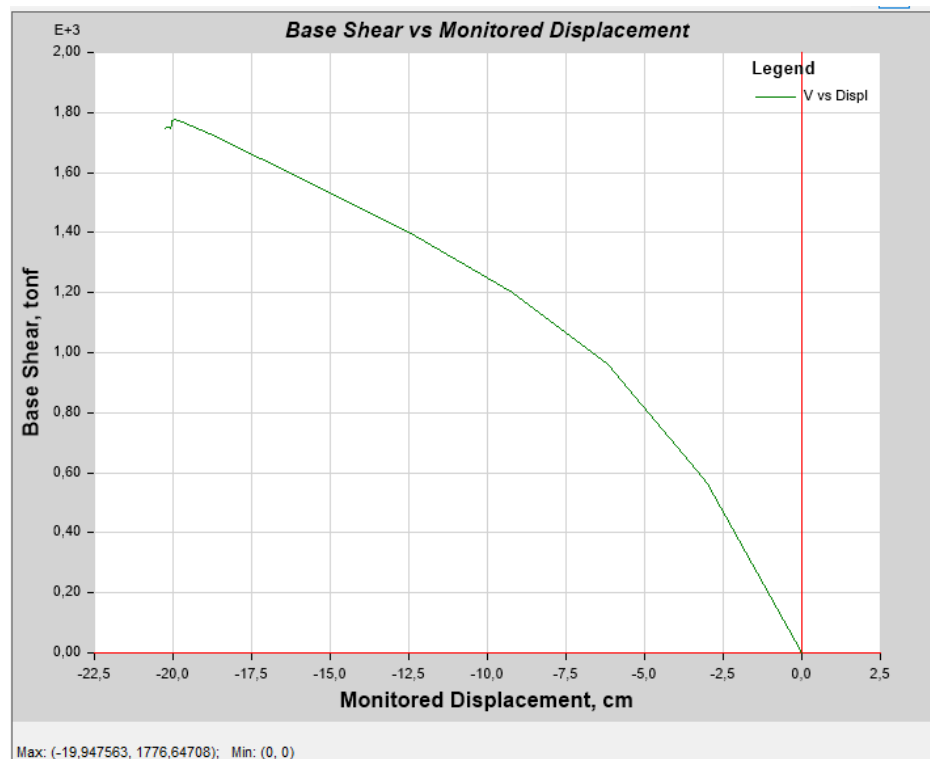


Curva de Capacidad

En la curva de capacidad se evidencia que, en estado actual, la estructura tiene un desplazamiento lateral máximo de 19,95 cm aplicando un cortante basal de 1776,65 Ton.

Figura 144:

Curva de capacidad bloque A estado actual sentido X

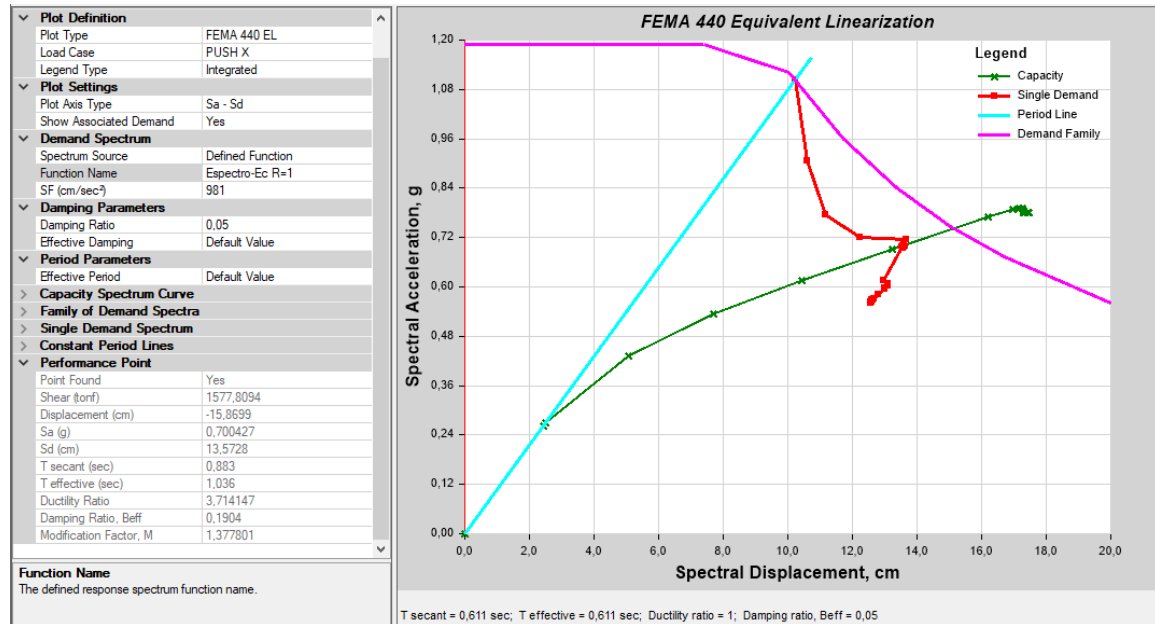


En el espectro de aceleración-demanda, se aprecia que existe un punto de desempeño cuando el cortante es 1577.81 Ton, y un desplazamiento de 15.87 cm.

Punto de Desempeño

Figura 145:

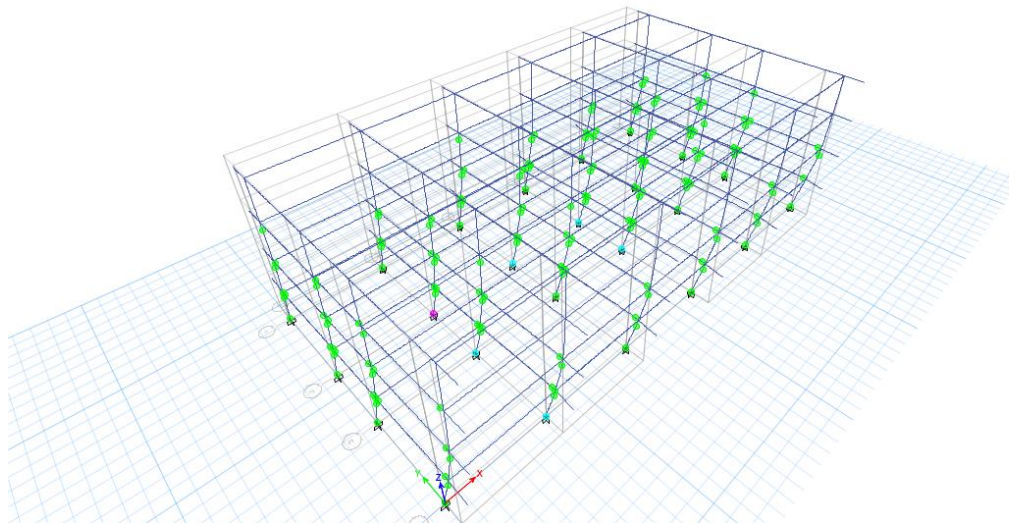
Curva de capacidad bloque A estado actual sentido X



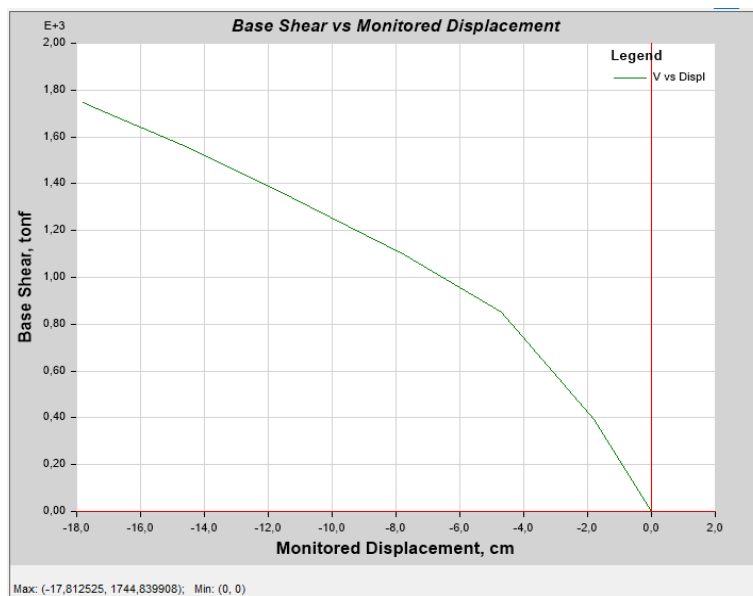
Modelo estado actual: Bloque A – Sentido Y

Pushover Y

En el sentido Y, una columna en el primer piso presenta daño severo previo al colapso, mientras que en el resto de la estructura se forman rótulas que indican daño ligero operacional y moderado con un nivel de desempeño de seguridad en algunas columnas, todas del primer piso. Al igual que en sentido X, el último piso no presenta la formación de rótulas plásticas.

Figura 146:*Pushover sentido Y***Curva de Capacidad**

En la curva de capacidad de la Figura 147, se aprecia un desplazamiento de 17.81 cm, cuando ha sido aplicada un cortante basal de 1744.84 Ton.

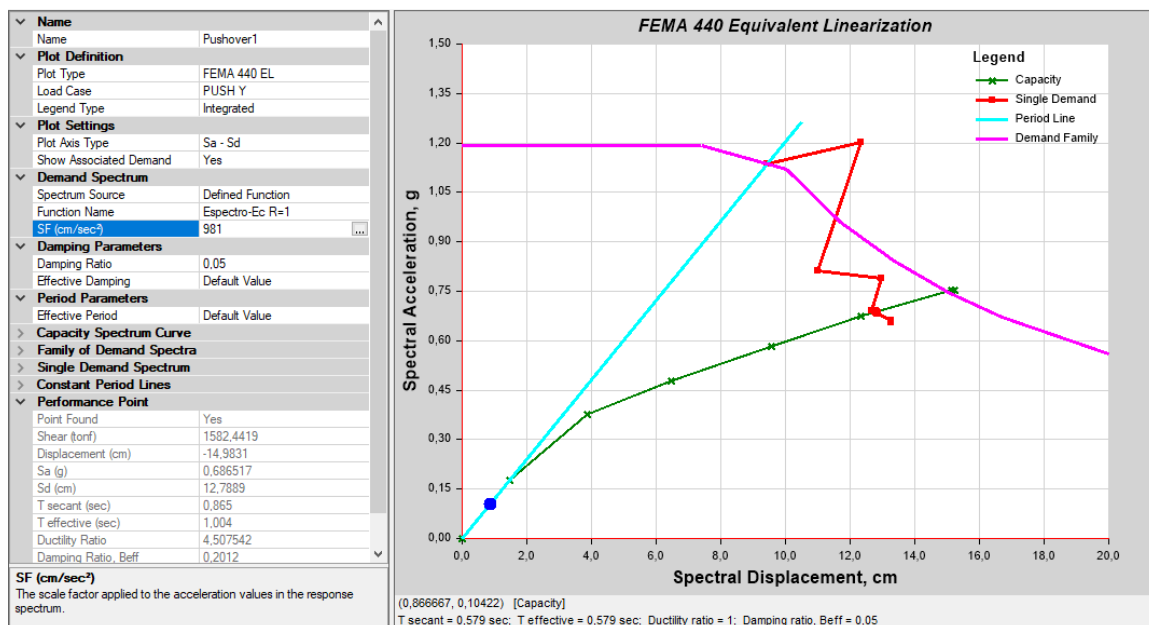
Figura 147:*Curva de capacidad bloque A sentido Y*

Punto de Desempeño

En el espectro de demanda-desplazamiento, se puede observar que, a pesar de existir un punto de desempeño, éste se encuentra casi en el extremo del espectro de capacidad. El desplazamiento es de 14.98 cm, y la fuerza cortante de 1582.44 Ton, tal como se muestra en la Figura 148.

Figura 148:

Curva de capacidad bloque A sentido Y



Participación de la masa en modos de vibración

A continuación, se muestran los modos y periodos de la estructura en su estado actual. La participación de la masa, sumados los modos de vibración, es mayor al 90%.

Tabla 33:

Modos y periodos de vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,663	0,8499	0,0007	5,659E-07	0,8499	0,0007	5,659E-07	2,842E-05	0,0142	0,0045
Modal	2	0,62	0,0014	0,8502	5,22E-07	0,8512	0,8509	1,088E-06	0,0373	2,277E-05	0,0244
Modal	3	0,558	0,0034	0,0251	0	0,8546	0,8761	1,144E-06	0,0011	0,0001	0,8222
Modal	4	0,34	4,808E-06	0,0008	5,547E-07	0,8546	0,8768	1,699E-06	0,0013	5,655E-06	6,304E-07
Modal	5	0,332	0,0007	3,327E-05	0	0,8553	0,8769	1,922E-06	0,0001	0,0003	8,233E-06
Modal	6	0,306	0,0003	0,003	1,183E-06	0,8556	0,8799	3,104E-06	0,0055	0,0002	3,051E-05
Modal	7	0,303	0,0001	0,0003	0,0003	0,8557	0,8802	0,0003	0,0002	2,07E-05	5,859E-06
Modal	8	0,295	0,0004	0,0037	0,0001	0,8561	0,8839	0,0004	0,003	0,0005	2,088E-05
Modal	9	0,275	0,0001	0,0022	0,0005	0,8562	0,8861	0,0009	0,0045	0,0006	2,53E-05
Modal	10	0,261	0,0008	0,0001	0,0197	0,857	0,8862	0,0206	0,0001	0,0005	1,856E-05

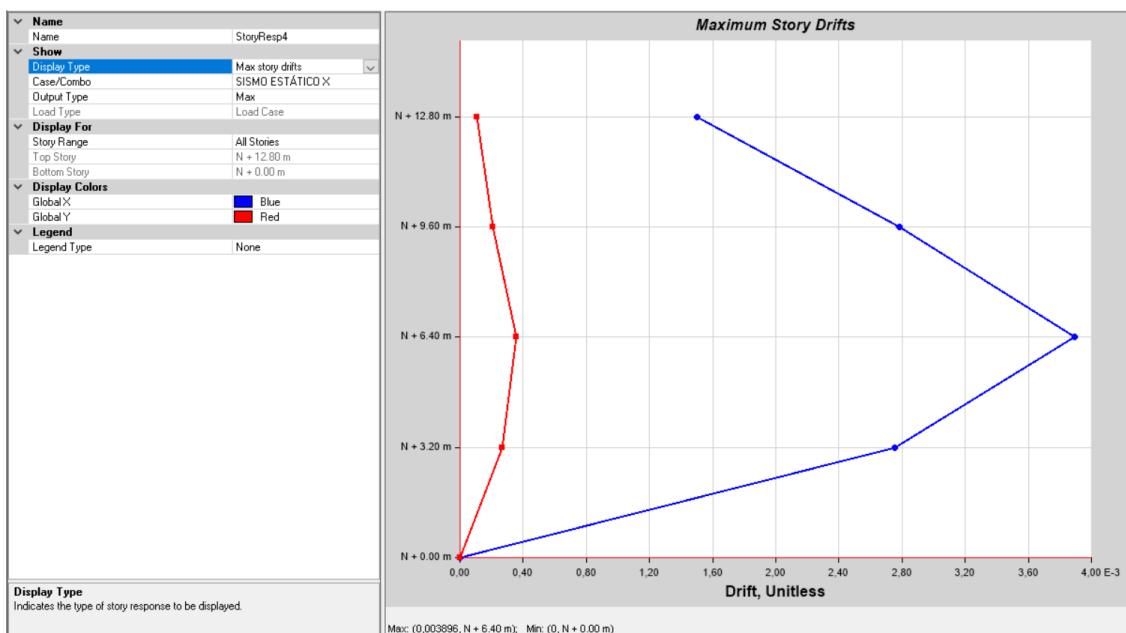
Derivas de piso

Se presentan las derivas en el estado actual de la estructura, considerando los desplazamientos en todos los pisos.

Sismo estático en X

Figura 149:

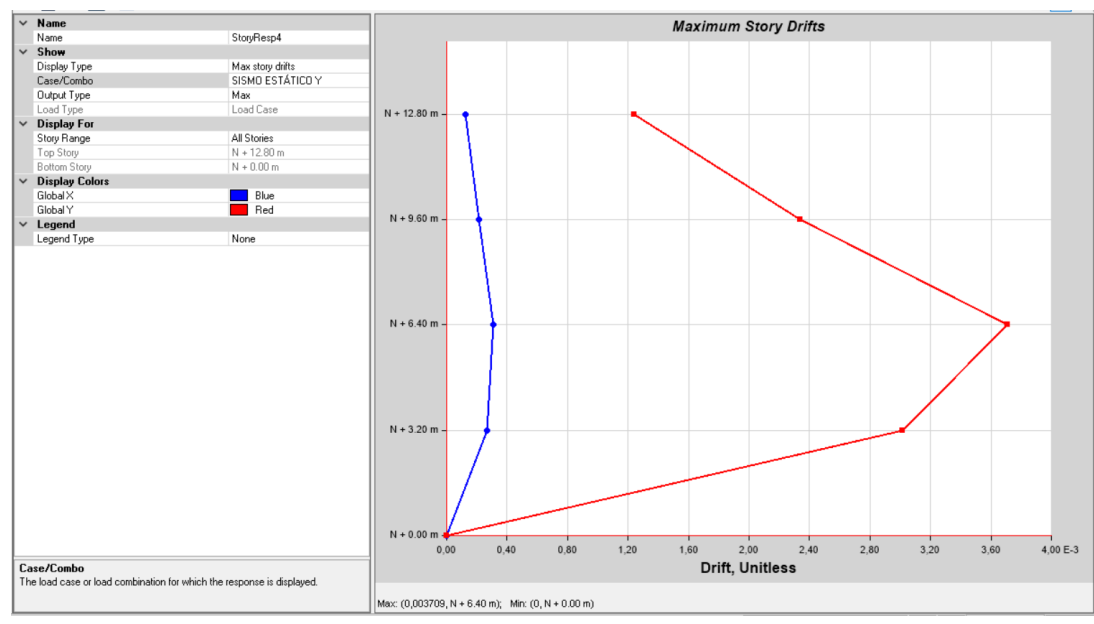
Derivas de piso estado actual de la estructura



Sismo estático en Y

Figura 150:

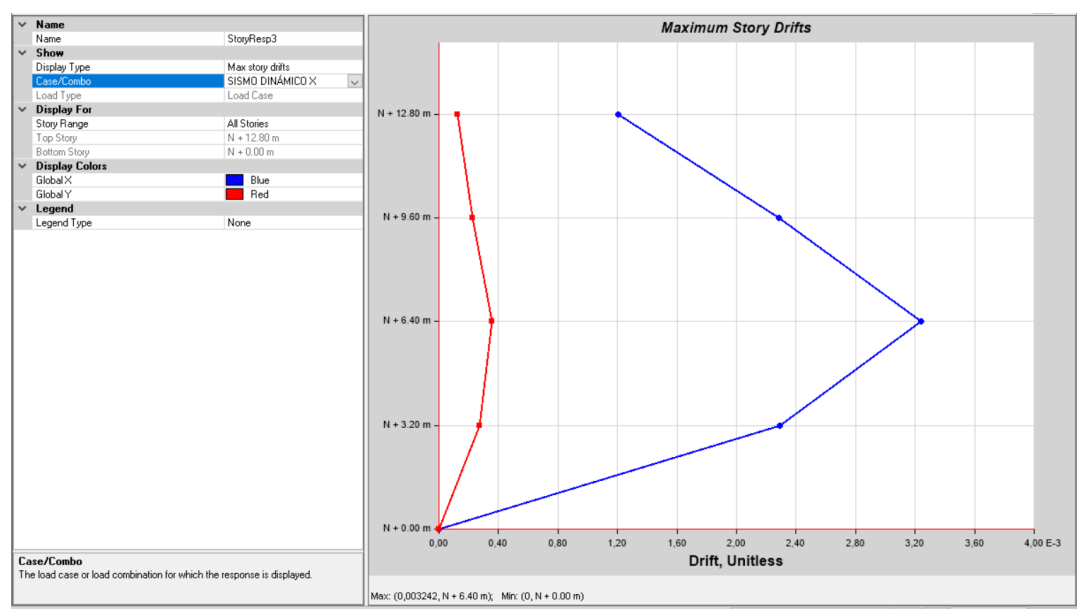
Derivas de piso estado actual de la estructura



Sismo dinámico en X

Figura 151:

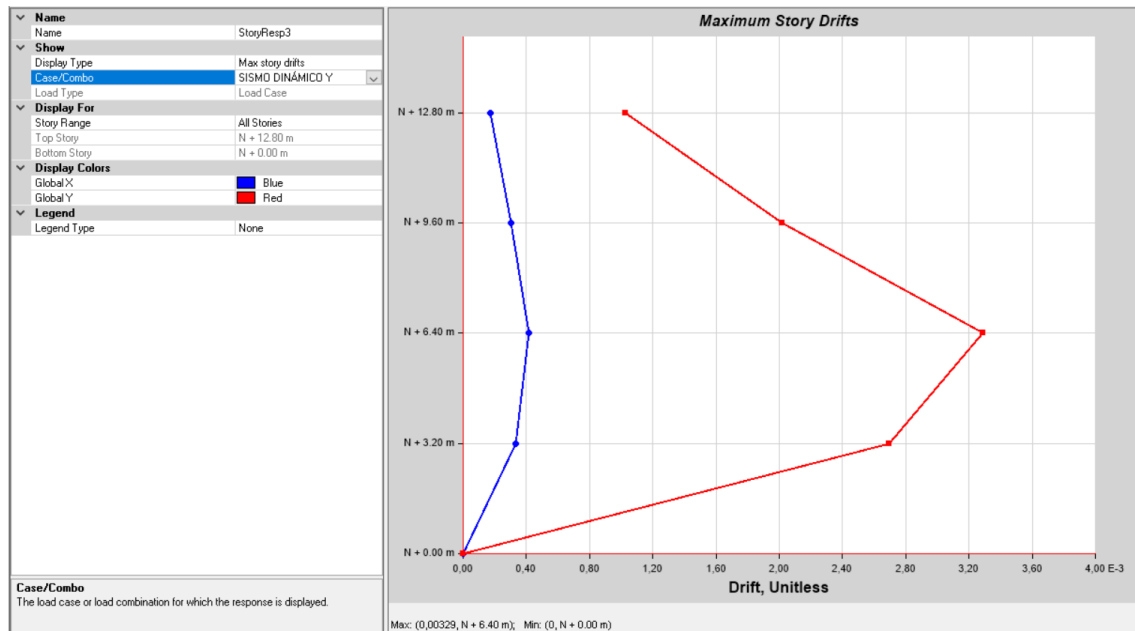
Derivas de piso estado actual de la estructura



Sismo dinámico en Y

Figura 152:

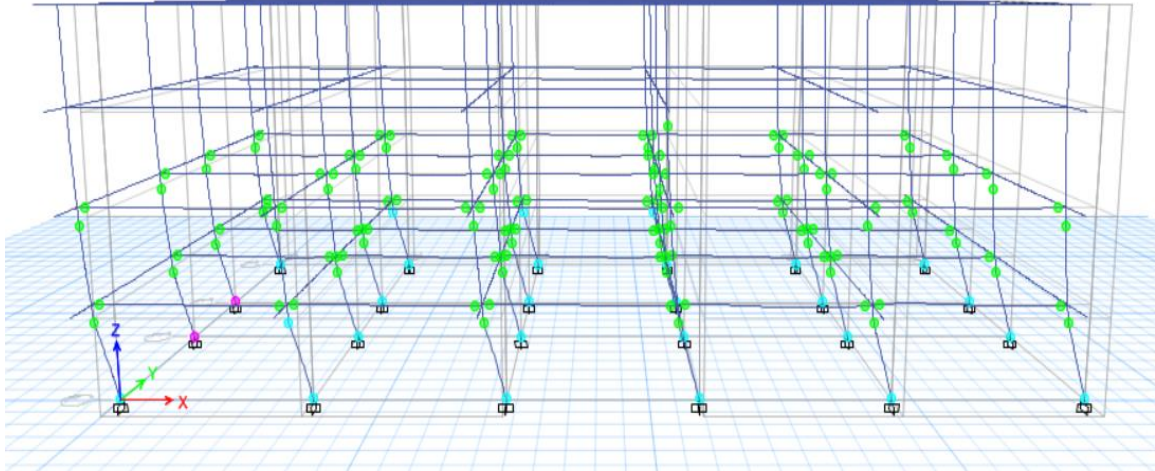
Derivas de piso estado actual de la estructura



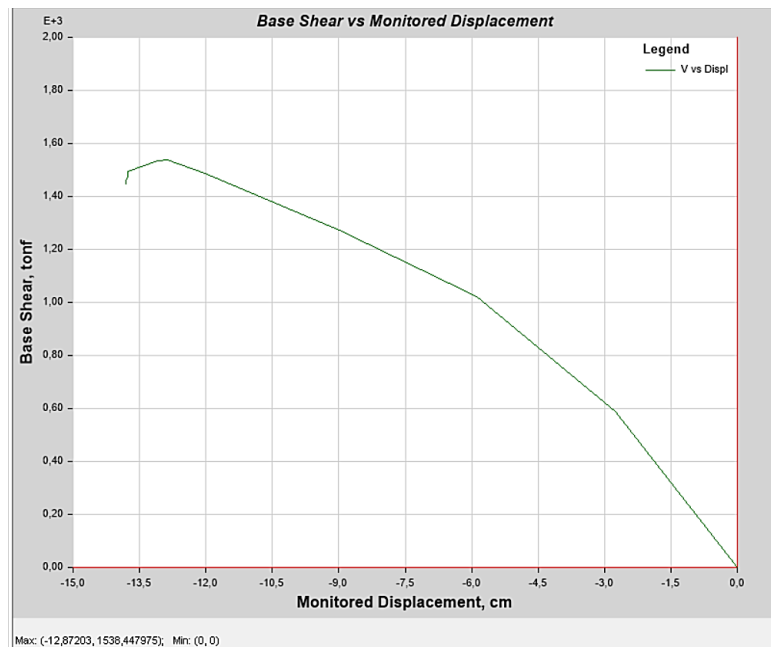
Modelo estado actual: Bloque B – Sentido X

Pushover X

Al realizar el análisis en el bloque B en sentido X, se pudo evidenciar que únicamente se formaron rótulas plásticas en los dos primeros pisos. En la mayoría de las columnas del primer piso la estructura pasa a un estado moderado con un nivel de desempeño de *seguridad*, y dos de ellas entran en estado de daño severo previo al colapso.

Figura 153:*Pushover sentido X***Curva de Capacidad**

La curva de capacidad del bloque B en sentido X, arroja un desplazamiento máximo de 12.87 cm con un cortante basal de 1538.45 Ton.

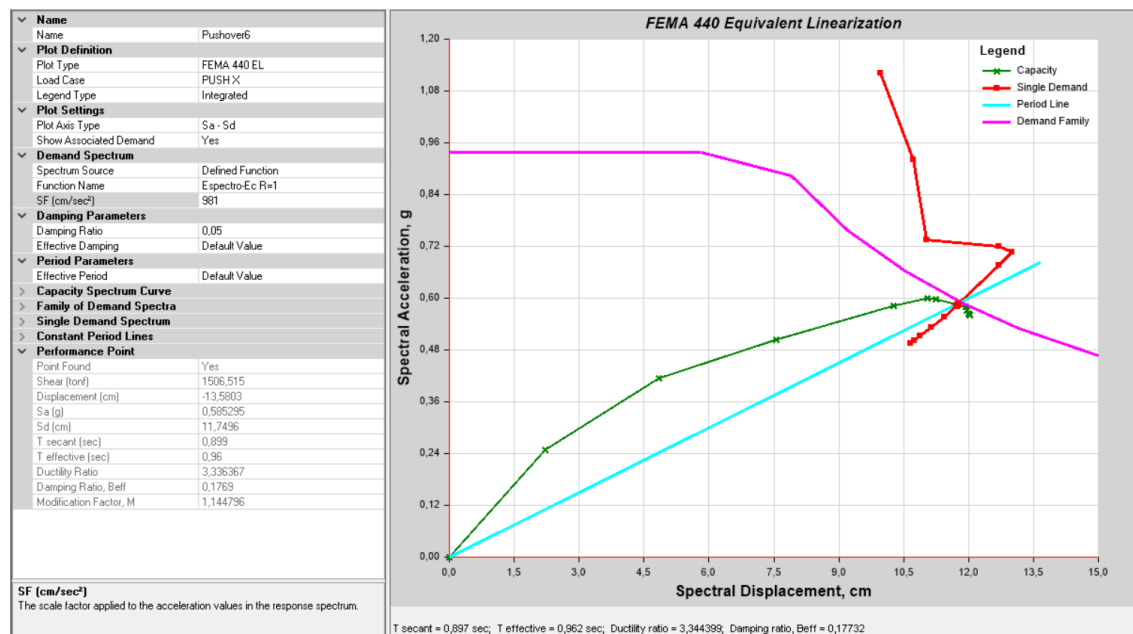
Figura 154:*Curva de capacidad sentido X*

Punto de Desempeño

En el espectro de aceleración desplazamiento, se puede observar que existe un punto de desempeño con un desplazamiento de 13.58 cm y una fuerza cortante de 1506.52 Ton.

Figura 155:

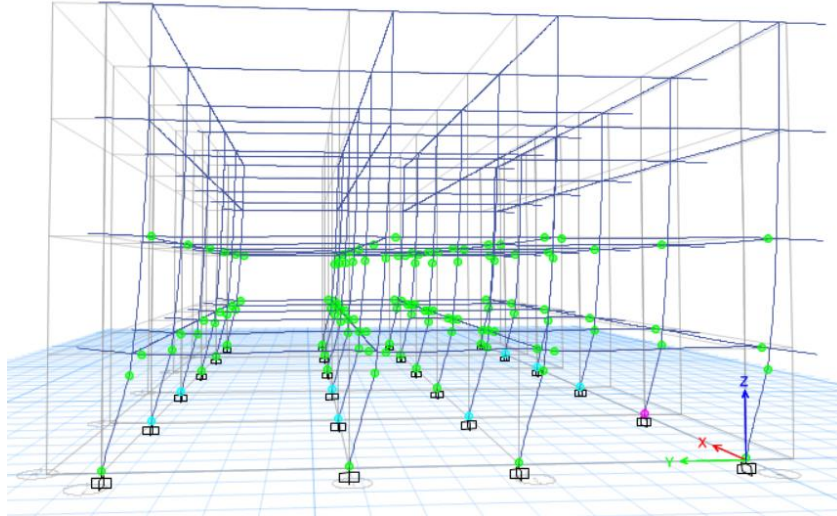
Espectro de demanda-capacidad sentido X



Modelo estado actual: Bloque B – Sentido Y

Pushover Y

En este caso, la estructura presenta un comportamiento similar al modelo en sentido X, las rótulas plásticas se forman solamente en los dos primeros pisos. Sin embargo, en las columnas del primer piso se observa un estado moderado y nivel de seguridad, y una de ellas entra en daño severo previo al colapso.

Figura 156:*Pushover sentido Y***Curva de Capacidad**

En la curva de capacidad del bloque en sentido Y, se observa un desplazamiento máximo de 11.81 cm, con un cortante basal de 1657.39 Ton.

Figura 157:

Curva de capacidad sentido Y

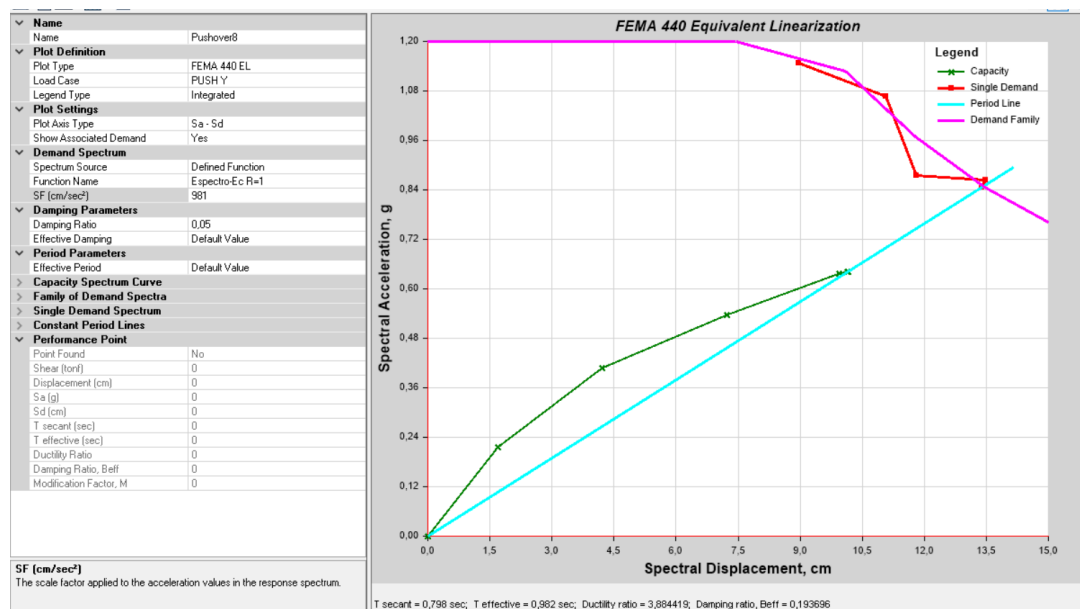


Punto de Desempeño

En el espectro de aceleración-desplazamiento no existe un punto de desempeño.

Figura 158:

Curva de capacidad sentido Y



El análisis estático no lineal del estado actual de la estructura, los desplazamientos laterales ubican a la edificación en un nivel de desempeño previo al colapso.

Participación de la masa en modos de vibración

Al igual que en el bloque A, la suma de la participación de la masa en los tres modos de vibración es mayor al 90%.

Tabla 34:

Modos y periodos de vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,642	0,8696	3,425E-06	0	0,8696	3,425E-06	0	0	0,0121	0,0005
Modal	2	0,596	1,099E-05	0,8674	9,564E-07	0,8696	0,8674	1,046E-06	0,0348	0	0,0048
Modal	3	0,543	0,0005	0,0042	0	0,8701	0,8916	1,067E-06	0,0003	1,023E-05	0,8572
Modal	4	0,349	0	0,0005	0	0,8701	0,8922	1,088E-06	0,001	0	0,0007
Modal	5	0,304	0	0,0044	1,286E-06	0,8701	0,8966	2,375E-06	0,0078	3,039E-06	0,0001
Modal	6	0,302	0	0,0001	0,0003	0,8701	0,8967	0,0003	0,0001	0,0001	0
Modal	7	0,295	5,314E-07	0,0001	0,0001	0,8701	0,8968	0,0004	0,0001	6,467E-07	3,085E-06
Modal	8	0,281	0,0016	3,808E-05	0	0,8717	0,8968	0,0004	4,73E-05	0,0007	0
Modal	9	0,274	4,403E-05	0,0022	0	0,8717	0,8991	0,0004	0,0027	1,967E-05	6,319E-06
Modal	10	0,22	0,0503	4,776E-05	0	0,922	0,8991	0,0004	0,0001	0,0327	2,518E-05

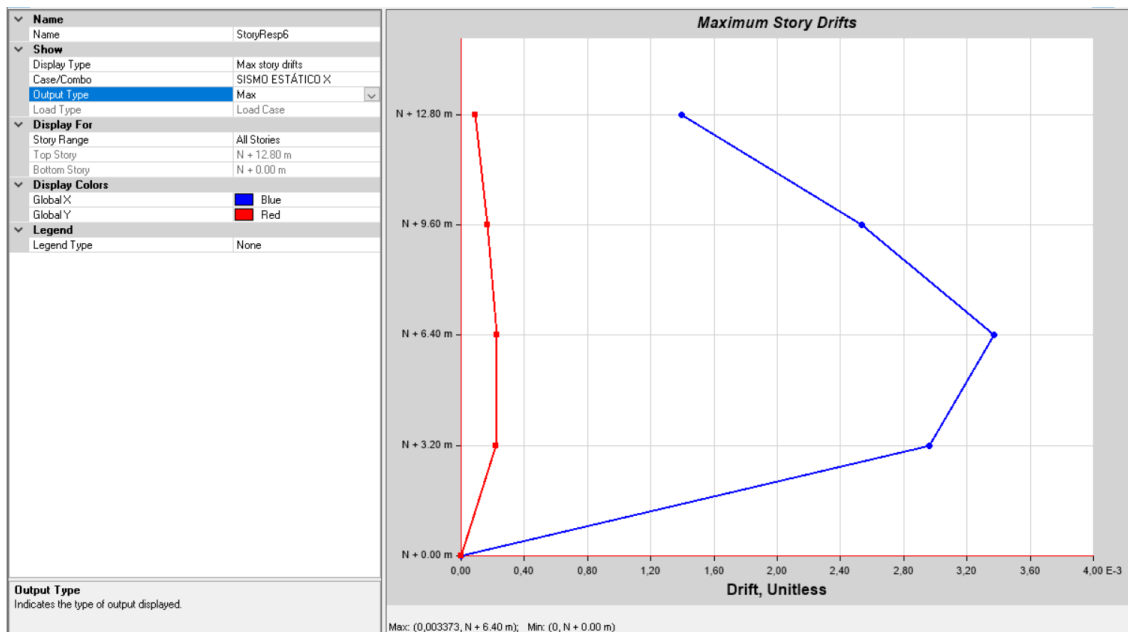
Derivas de piso

Se presentan las derivas de piso del bloque B en su estado actual.

Sismo estático en X

Figura 159:

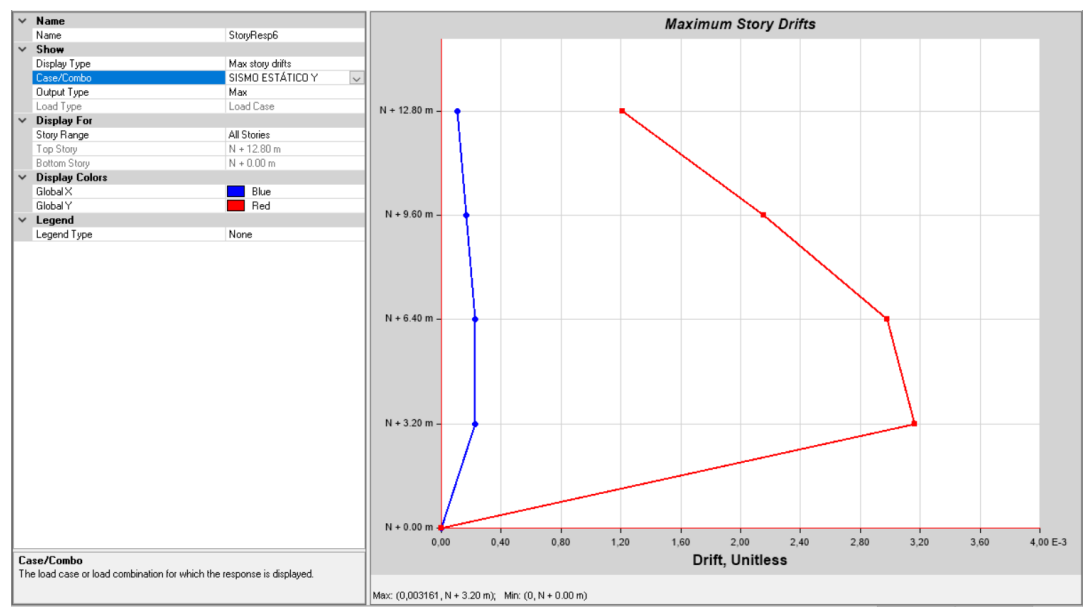
Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B



Sismo estático en Y

Figura 160:

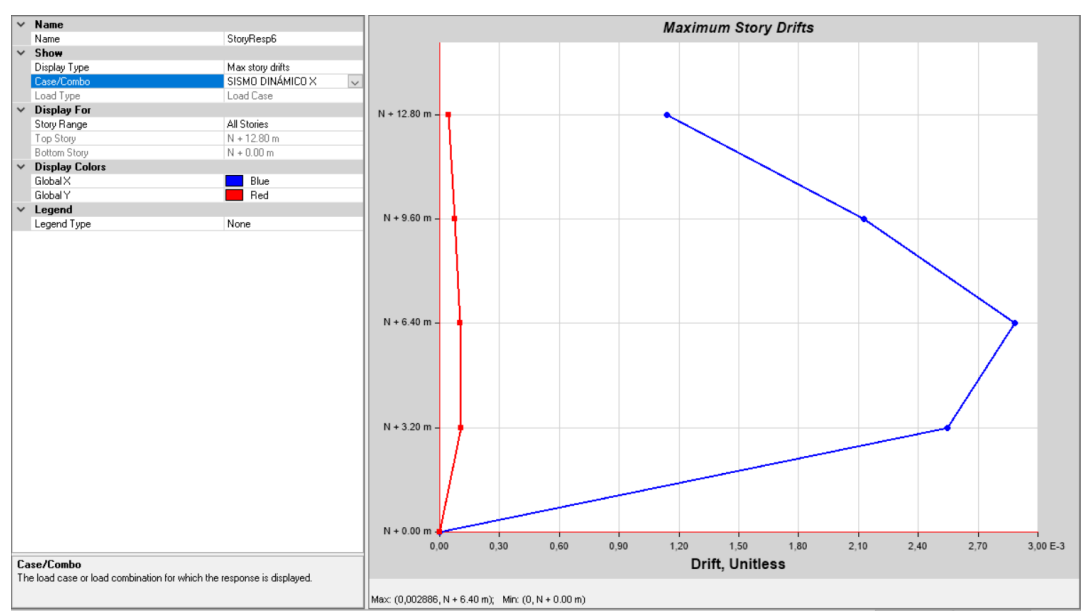
Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B



Sismo dinámico en X

Figura 161:

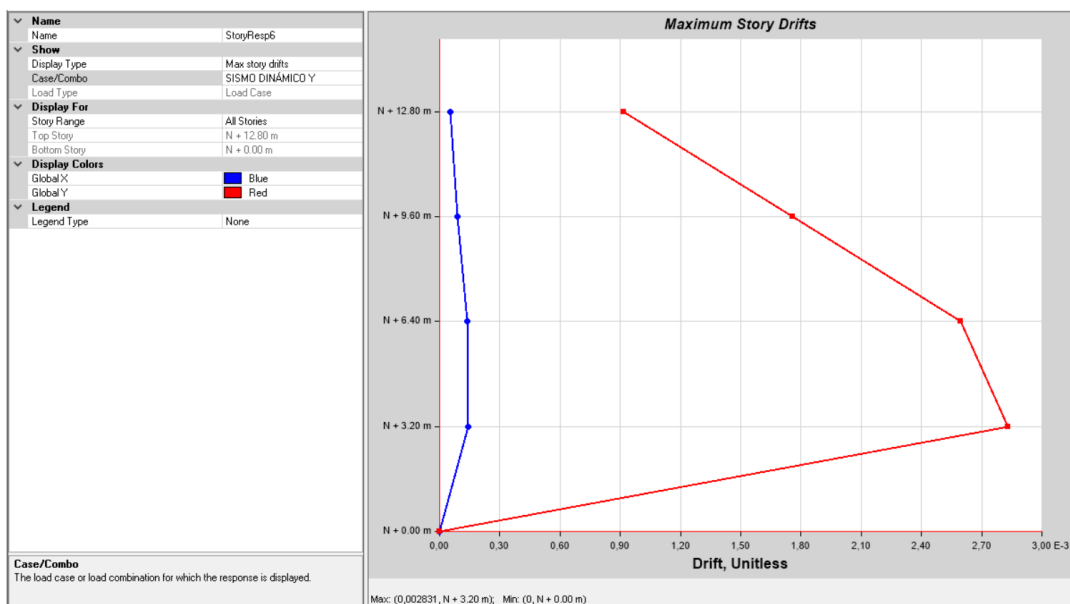
Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B



Sismo dinámico en Y

Figura 162:

Derivas de piso estado actual de la estructura bloque B



Uno de los objetivos principales del proyecto es la reducción del porcentaje de derivas, para que cumplan con las propuestas por la norma chilena y peruana. En cuanto a los resultados de las derivas en el estado actual de la estructura, se encuentran por debajo de los límites que aprueba la NEC-15.

Tabla 35:

Derivas de piso del bloque A en estado actual

BLOQUE A SIN REFUERZO	% DERIVA DE PISO	NEC-15	NCh 433	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	1,46%	CUMPLE	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO DINAMICO X	1,22%	CUMPLE	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO ESTATICO Y	1,39%	CUMPLE	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO DINAMICO Y	1,23%	CUMPLE	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Tabla 36:*Derivas de piso del bloque B en estado actual*

BLOQUE B SIN REFUERZO	% DERIVA DE PISO	NEC-15	<u>NCh 433</u>	<u>NCh 433</u>	E.030
SISMO ESTATICO X	1,26%	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO DINAMICO X	1,08%	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO ESTATICO Y	1,19%	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
SISMO DINAMICO Y	1,06%	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple

Al realizar el análisis estático no lineal, se pudo observar que el comportamiento de los bloques en su estado actual no es óptimo, en ambos casos, las estructuras presentan daños severos en las columnas del primer piso antes de formar rótulas plásticas en todo el edificio. Incluso en el bloque B no existe un punto de desempeño al realizar el análisis pushover en sentido Y. Estas anomalías hacen que la estructura tenga un comportamiento frágil, una de las posibles causas puede ser el acero, cuya resistencia en los dos primeros pisos es de 2800 kg/cm^2 , y en los dos últimos es de 4200 kg/cm^2 . Por esta razón, se resolvió que las edificaciones deben tener una estructura adicional que sirva de refuerzo para los dos primeros pisos y que el desempeño de los bloques sea más aceptable. Se adoptó el modelo matemático para esta solución, colocando apoyos fijos en los dos primeros pisos que restrinjan los desplazamientos laterales y poder cumplir los objetivos del proyecto.

Modelo con apoyos fijos: Bloque A – Sentido X

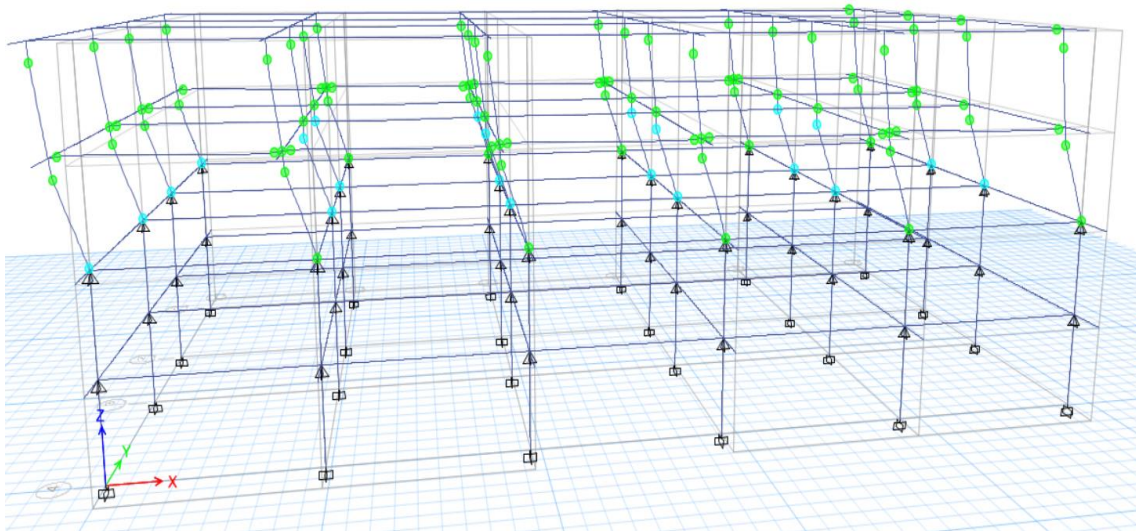
Pushover X

Una vez restringidos los desplazamientos de los dos primeros pisos, se realizó nuevamente el análisis estático no lineal, obteniéndose los siguientes resultados.

Como se puede observar, las rótulas se forman en los dos pisos, con un estado de daño ligero y un nivel de desempeño operacional, pero presentándose también columnas con un estado de daño moderado, y un nivel de desempeño de seguridad.

Figura 163:

Curva de capacidad sentido X

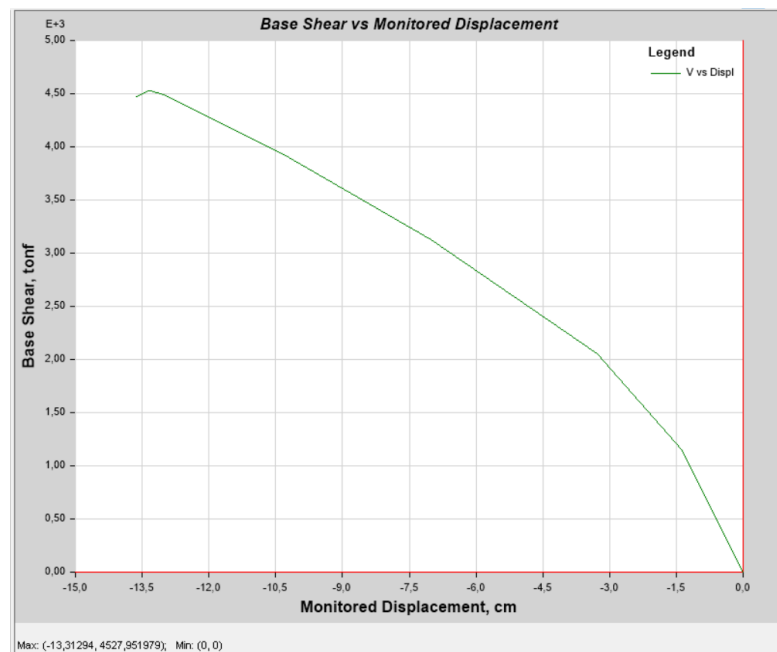


Curva de Capacidad

En la curva de capacidad se puede observar que la estructura tiene un desplazamiento de 13.31 cm, y un cortante basal de 4527.95 Ton.

Figura 164:

Curva de capacidad sentido X

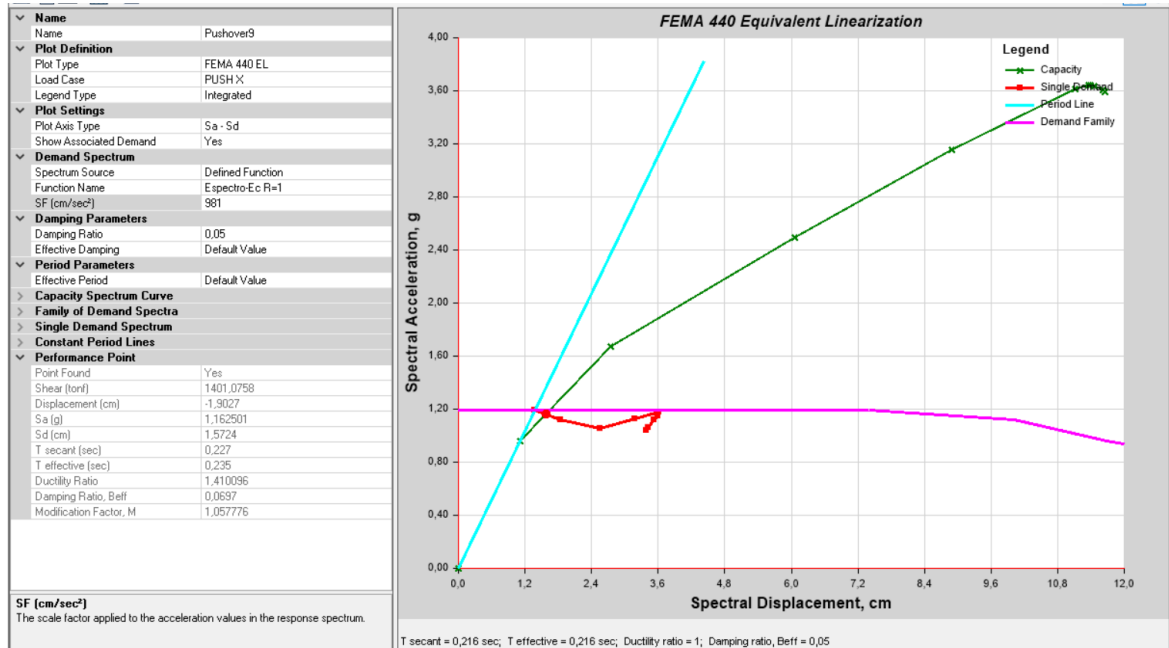


Punto de Desempeño

En el espectro de aceleración-desplazamiento se aprecia un punto de desempeño con un desplazamiento máximo de 1.90 cm y una fuerza cortante de 1401.08 Ton.

Figura 165:

Espectro de aceleración-desplazamiento sentido X



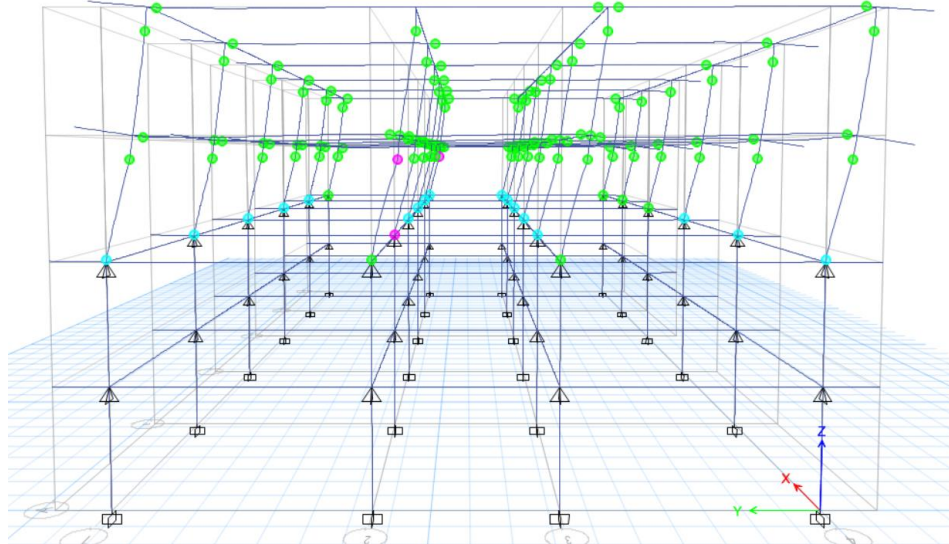
Modelo con apoyos fijos: Bloque A – Sentido Y

Pushover Y

Al realizar el análisis en sentido Y, se pudo observar que, en este caso, algunas columnas del primer piso de la estructura entran en un estado previo al colapso con daño severo, el resto de ellas están en estado moderado con nivel de desempeño de seguridad; mientras que en el cuarto piso la estructura mantiene un estado de daño ligero y todavía es operacional.

Figura 166:

Análisis pushover sentido Y

**Curva de Capacidad**

En la Figura 167, en la curva de capacidad en sentido Y, se aprecia un desplazamiento máximo de 15.76 cm aplicando un cortante basal de 9323.96 Ton.

Figura 167:

Curva de capacidad sentido Y

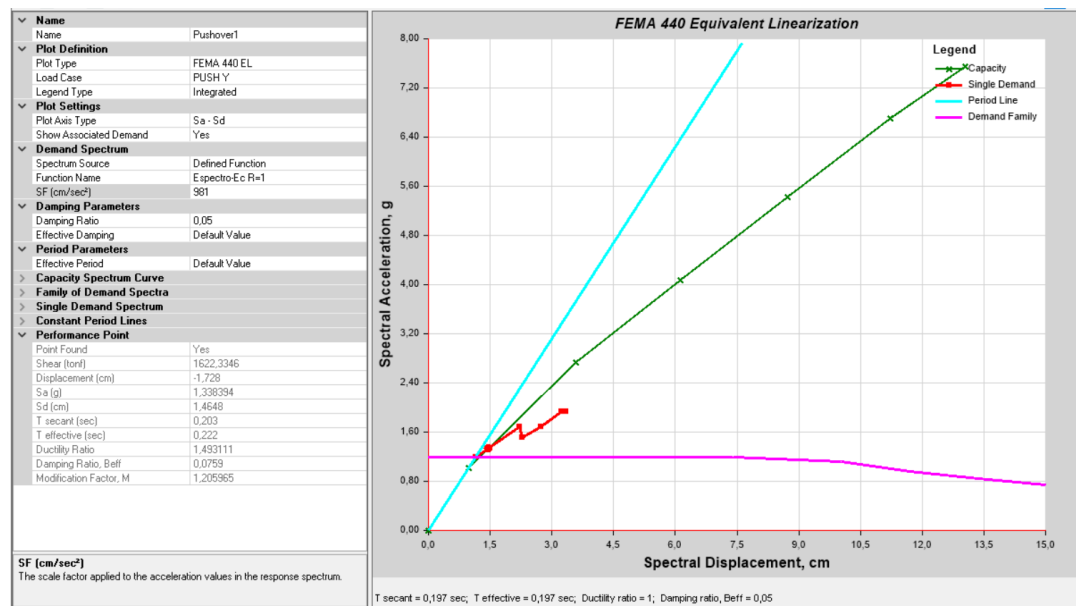


Punto de Desempeño

Se puede observar un punto de desempeño en espectro de aceleración-desplazamiento, cuyo desplazamiento es 1.73 cm con una fuerza cortante de 1622.33 Ton.

Figura 168:

Espectro de aceleración-desplazamiento sentido Y



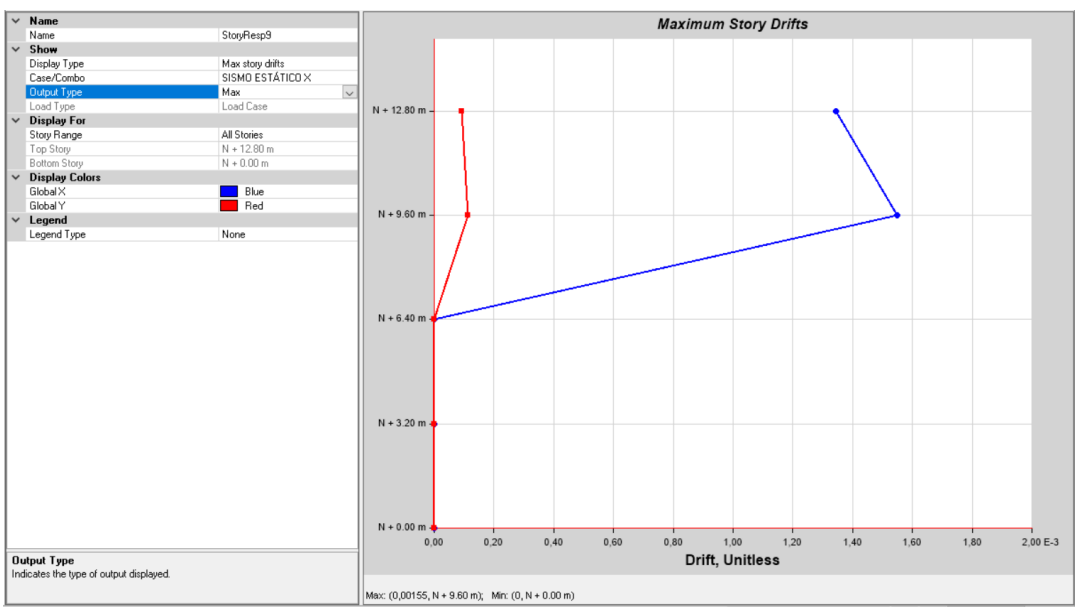
Derivas de piso

Si consideramos el nuevo estado de la estructura en el que tiene apoyos fijos en los dos primeros pisos, las derivas disminuyen automáticamente. Aun así, se presentan los resultados de las derivas de piso para este modelo.

Sismo estático en X

Figura 169:

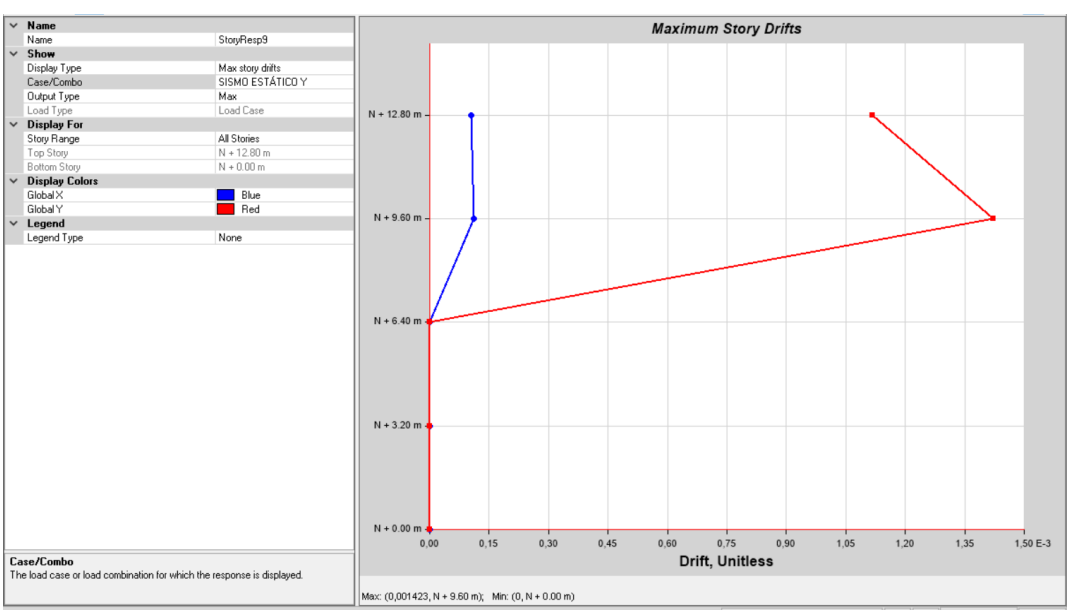
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A



Sismo estático en Y

Figura 170:

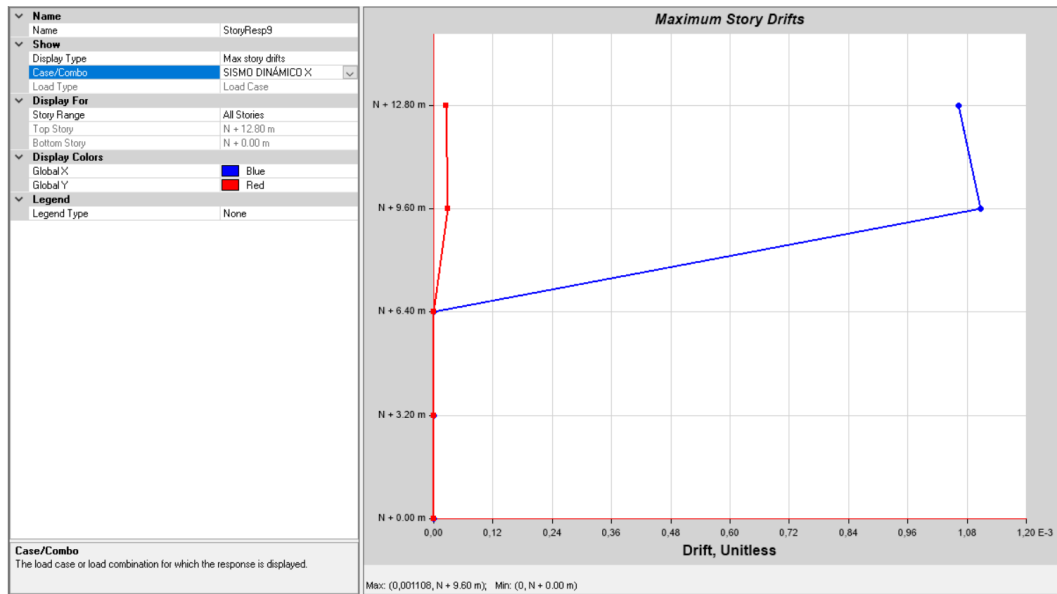
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A



Sismo dinámico en X

Figura 171:

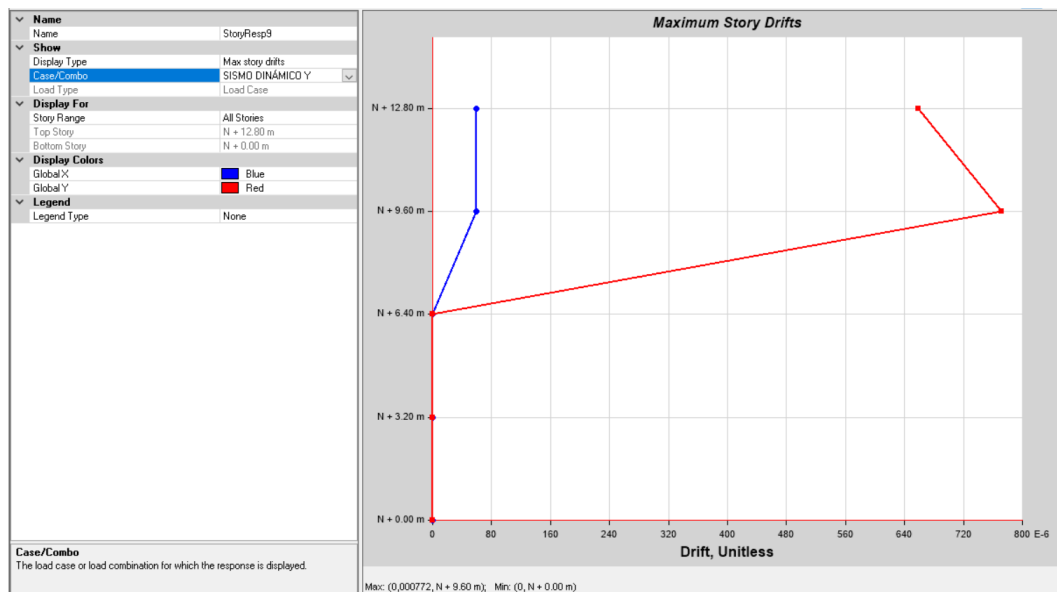
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A



Sismo dinámico en Y

Figura 172:

Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque A



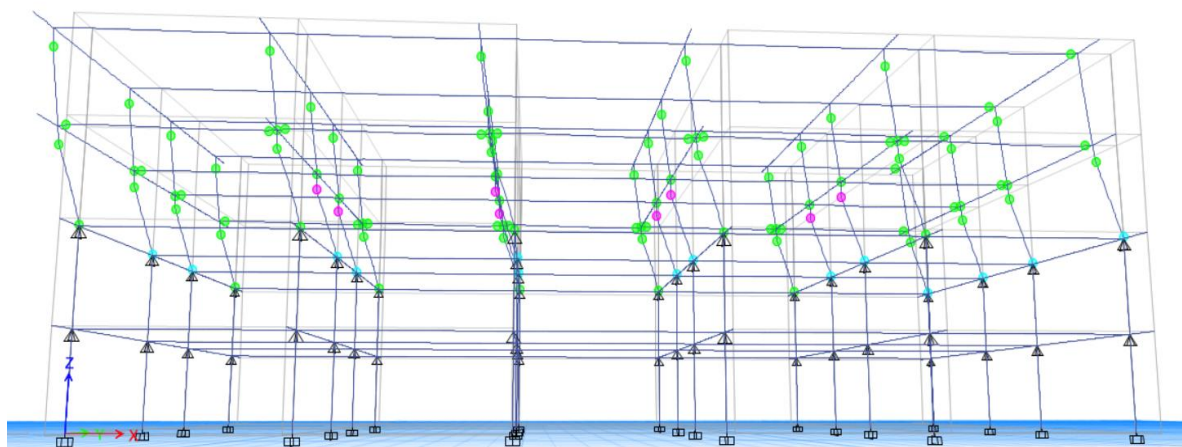
Modelo con apoyos fijos: Bloque B – Sentido X

Pushover Y

En este bloque las rótulas plásticas indican un estado de daño moderado a severo, con un nivel de desempeño de seguridad a pre-colapso.

Figura 173:

Pushover bloque B sentido X

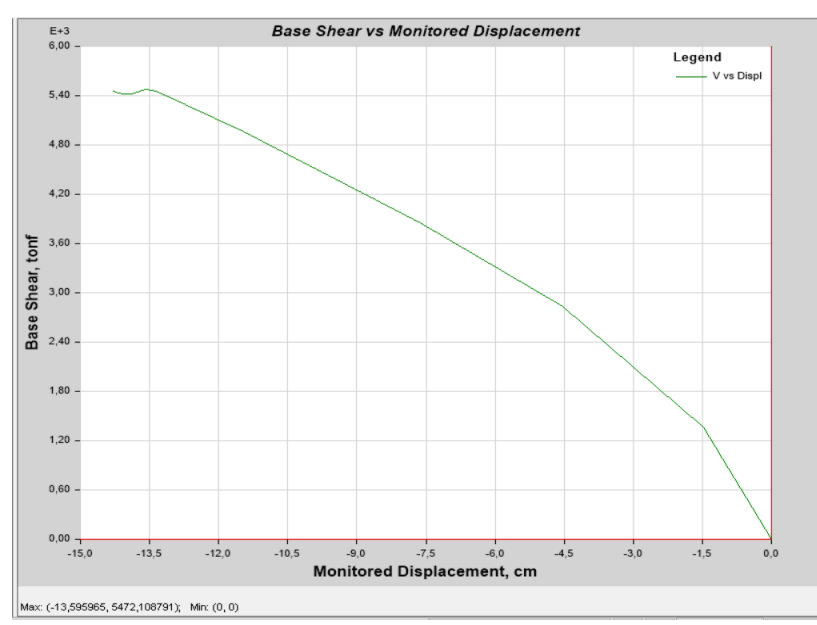


Curva de Capacidad

La curva de capacidad la estructura indica un desplazamiento máximo de 13.6 cm aplicando un cortante basal de 4572.11 Ton.

Figura 174:

Curva de capacidad sentido X

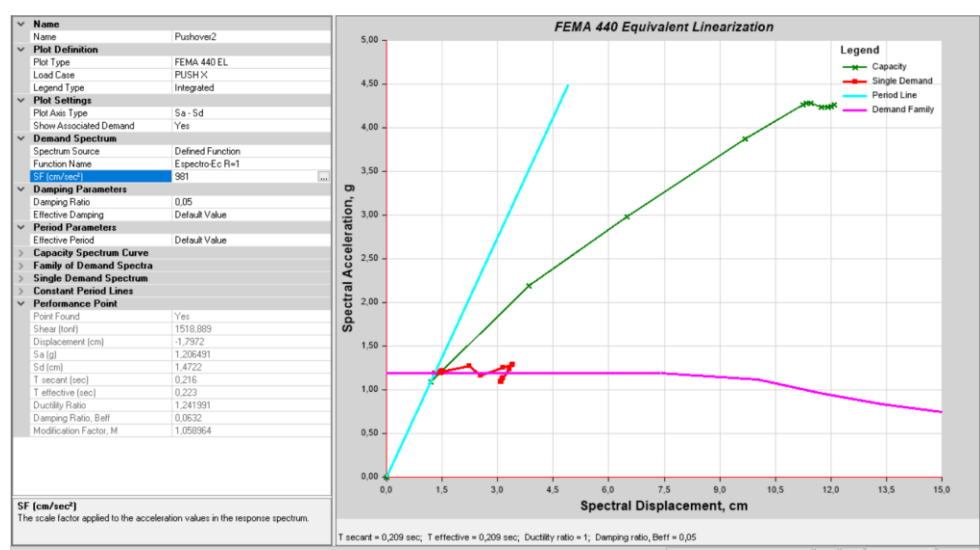


Punto de Desempeño

En el espectro de aceleración desplazamiento, existe un punto de desempeño cuando el cortante es 1518.89 Ton, produciendo un desplazamiento de 1.79 cm.

Figura 175:

Espectro de capacidad-demanda sentido X



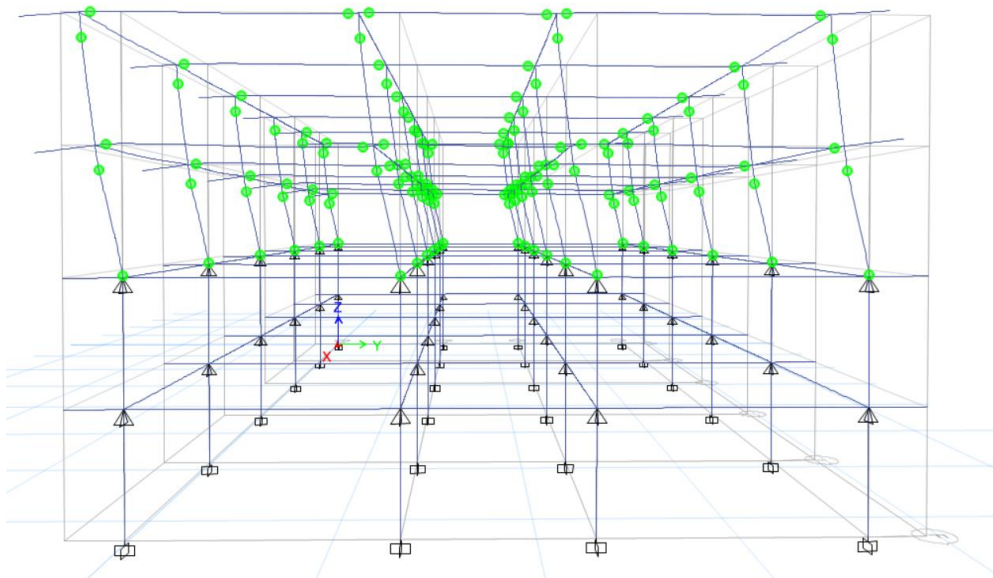
Modelo con apoyos fijos: Bloque B – Sentido Y

Pushover Y

En este bloque las rótulas plásticas indican un estado de daño ligero con un nivel de desempeño operacional.

Figura 176:

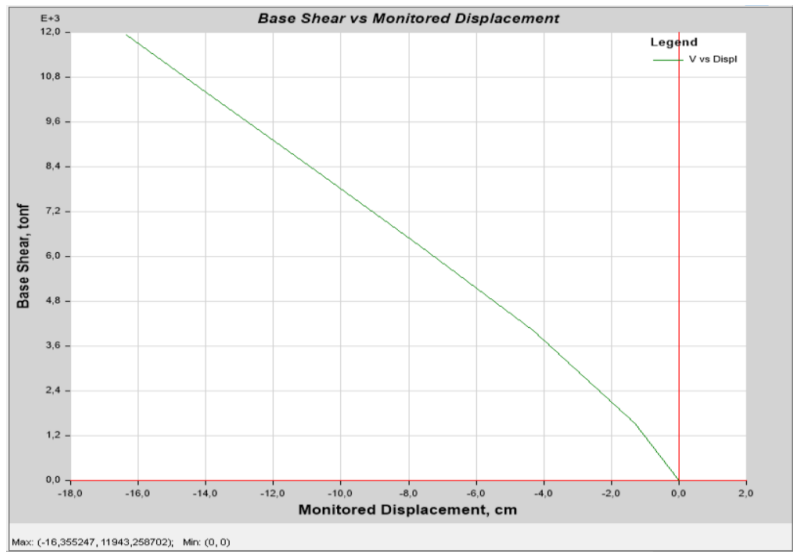
Pushover bloque B sentido Y



Curva de Capacidad

En la curva de capacidad de este edificio en sentido Y, el desplazamiento máximo aplicando un cortante basal de 11943.26 Ton, es de 16.36 cm. Por lo que se puede observar tanto en la curva de capacidad como en el espectro de aceleración desplazamiento, la estructura trabaja prácticamente en el rango lineal.

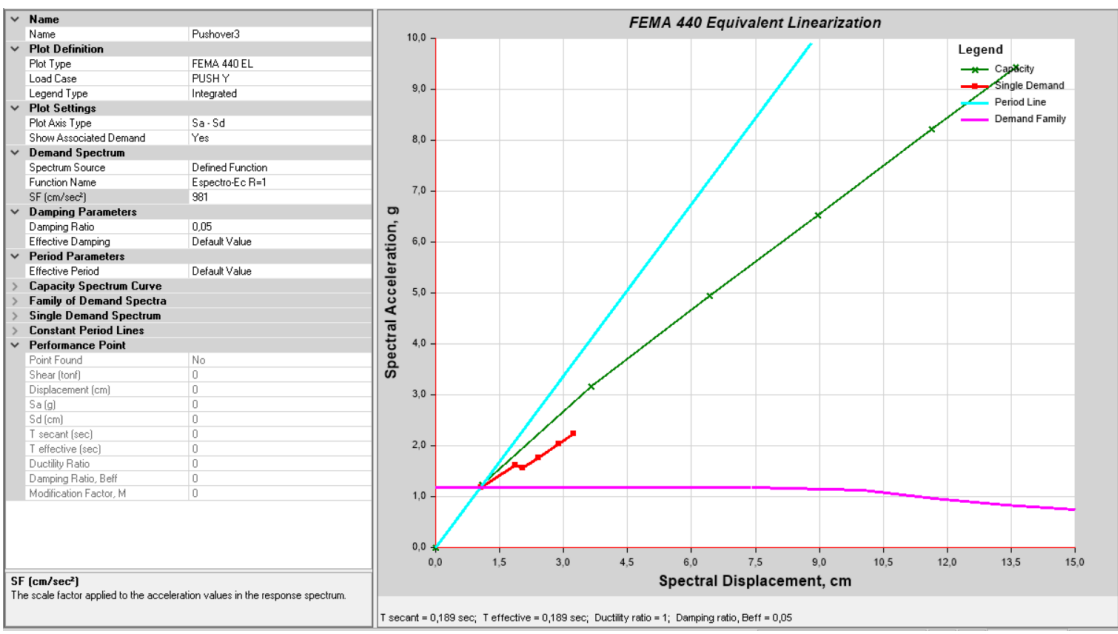
Figura 177:
Curva de capacidad bloque B sentido Y



Punto de Desempeño

En el espectro de capacidad-demanda, no existe un punto de desempeño.

Figura 178:
Espectro de demanda-capacidad bloque B sentido Y

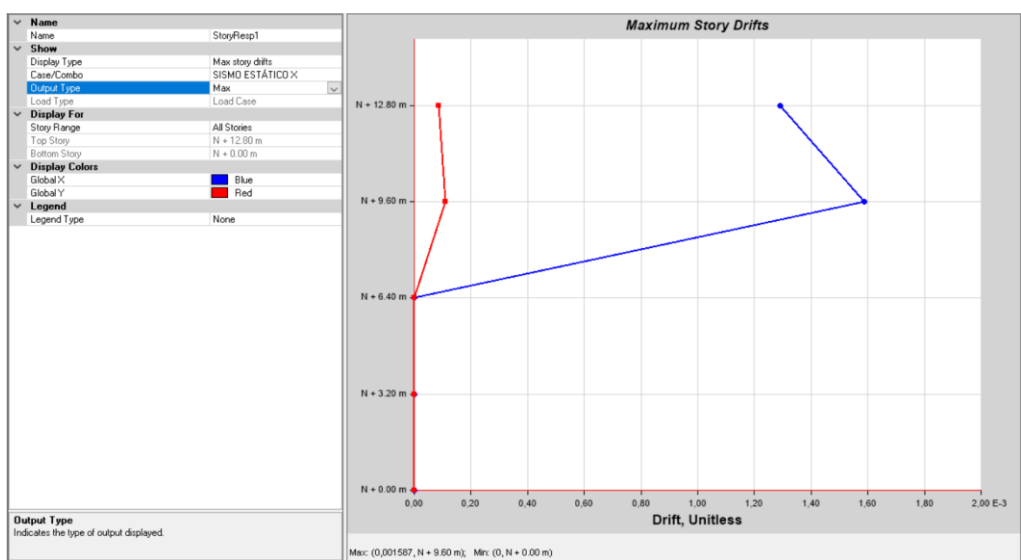


Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 179:

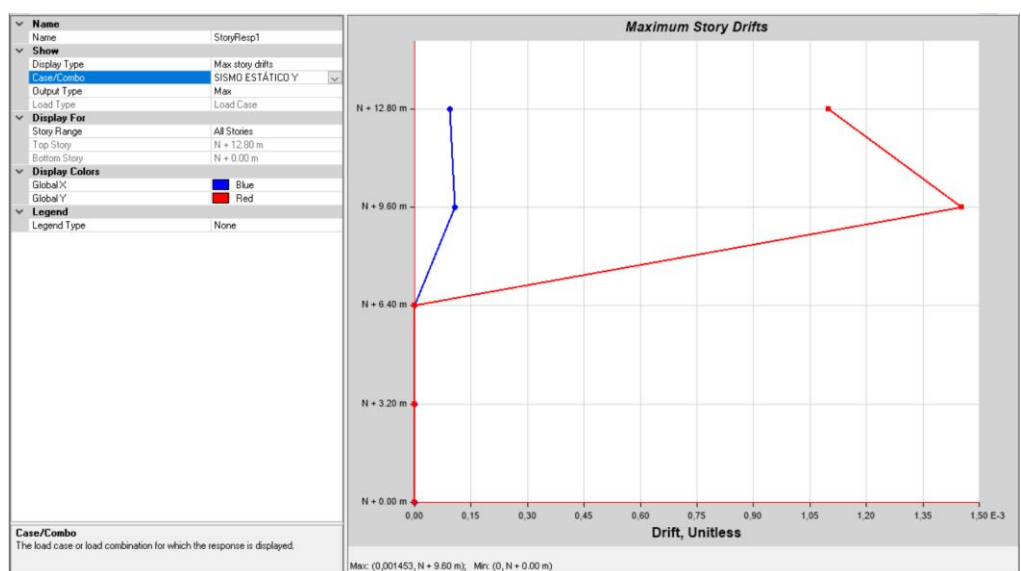
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B



Sismo estático en Y

Figura 180:

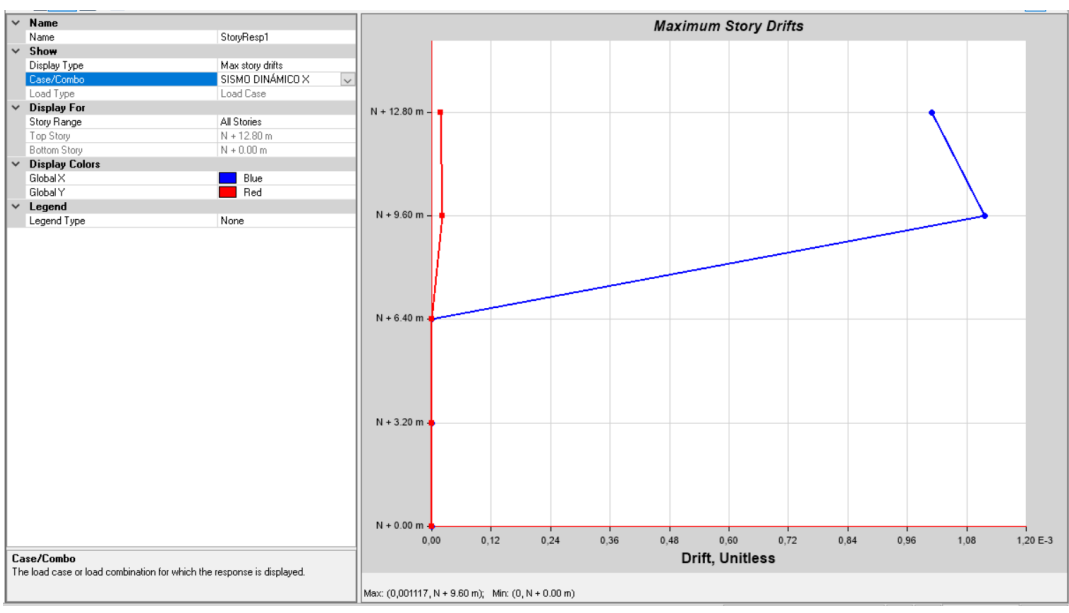
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B



Sismo dinámico en X

Figura 181:

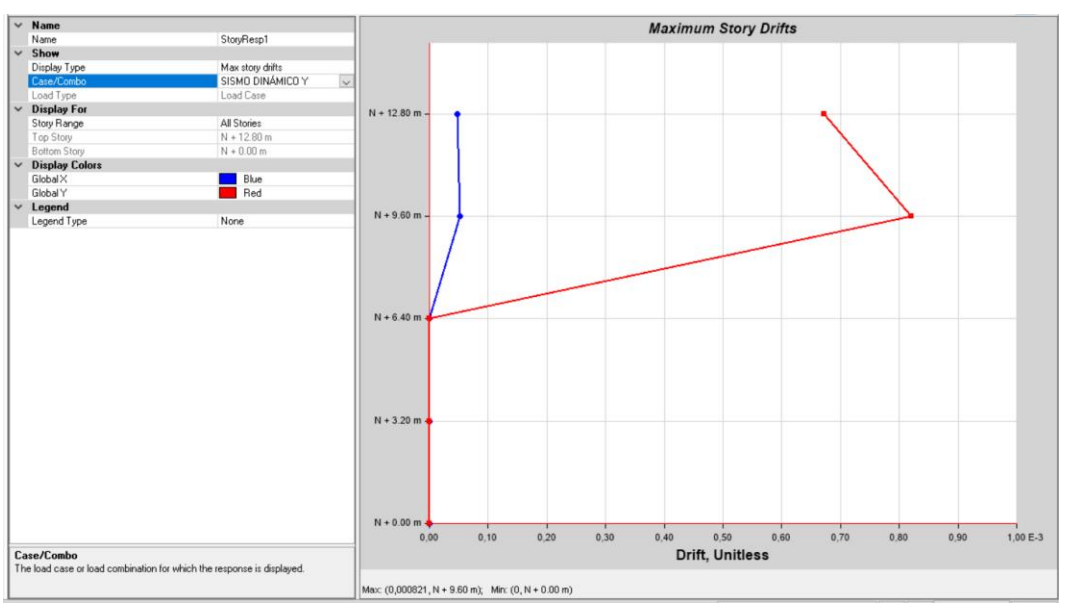
Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B



Sismo dinámico en Y

Figura 182:

Derivas de piso colocando apoyos fijos bloque B



A continuación, se presentan las 3 propuestas de reforzamiento con diferentes cuantías, cabe recalcar que el refuerzo fue aplicado en el tercer y cuarto piso de los bloques, ya que se colocaron apoyos fijos en los dos primeros pisos.

Propuesta de reforzamiento 1: Malla Armex Ø 6 mm @ 15 cm

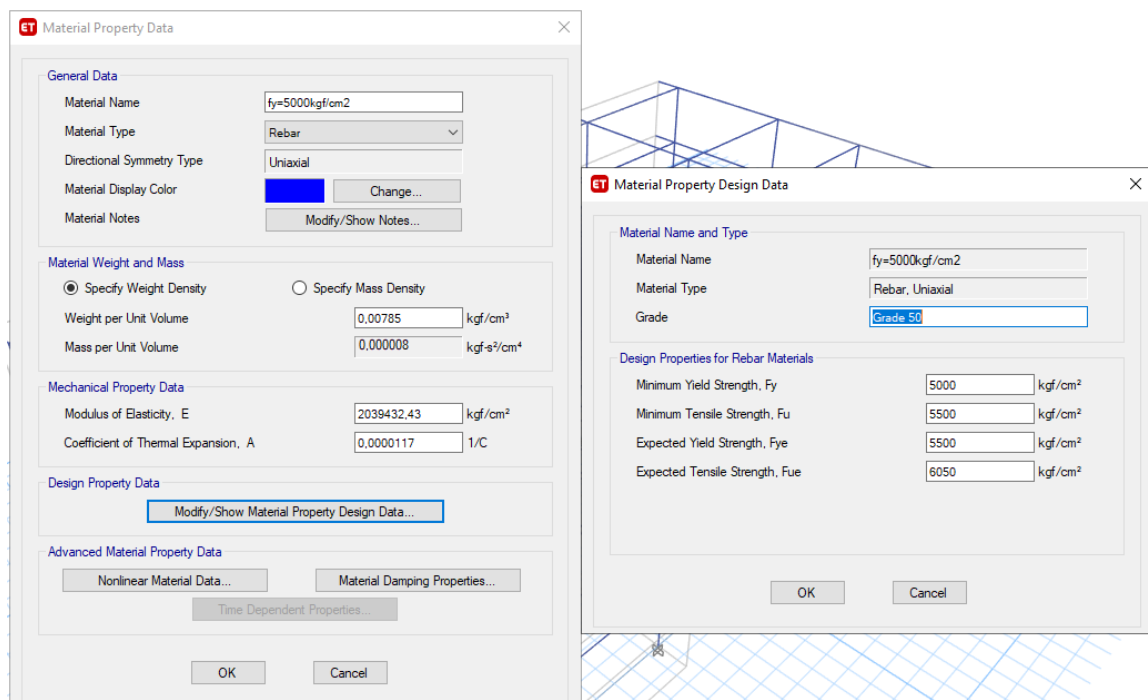
Definición de materiales

Acero de refuerzo malla Armex tradicional $f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$

Conforme a la siguiente figura, el acero de refuerzo de la mampostería posee una resistencia $f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$.

Figura 183:

Propiedades del refuerzo $f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$



El módulo de elasticidad del acero en base a la normativa NEC (2015) es $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2039432,43 \text{ kgf/cm}^2$ y los valores para obtener la resistencia de rendimiento en tracción mínima y extendida se obtuvo de las siguientes ecuaciones, (23), (24) y (25) con los factores de correlación R_y y R_t tomados de la tabla I-6-1 del (AISC 341-05, 2005).

$$f_u = 1.1 * f_y \quad (23)$$

$$f_{ye} = R_y * f_y \quad (24)$$

$$f_{ue} = R_t * f_u \quad (25)$$

Donde

- R_y = Factor de correlación de f_{ye} ($R_y= 1.1$ para acero ASTM A588)
- R_t = Factor de correlación de f_{ue} ($R_t= 1.1$ para acero ASTM A588)

Definición de secciones

Sección de mampostería reforzada

Como se indica en la Figura 184 se define la sección colocando acero de refuerzo en la mampostería para reforzarla. El tipo de malla es Armex tradicional R-188 con un diámetro de 6 mm, tanto longitudinal como transversal con una separación de 15 cm en los dos sentidos. Además, se consideró una capa de mortero 1:4 con resistencia de 145 kg/cm^2 y de 1.5 cm de espesor por cada lado.

Figura 184:

Sección mampostería reforzada propuesta 1

Wall Property Layer Definition Data - Mampostería Reforzada fi 6mm @15cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Refuerzo concreto 1	9	3	Shell	2	f'c= 145 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Barra 1	8,7	0,019	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Inactive	Linear
Barra 2	9,3	0,019	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	90	Directional	Linear	Inactive	Linear
Pared 15cm	0	15	Shell	2	Mampostería de bloque	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Refuerzo concreto 2	-9	3	Shell	2	f'c= 145 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Barra 3	-9,3	0,019	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	90	Directional	Linear	Inactive	Linear
Barra 4	-8,7	0,019	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Inactive	Linear

Calculated Layer Information

Number of Layers: 7
 Total Section Thickness: 21 cm
 Sum of Layer Overlaps: 0,076 cm
 Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Min Max

Order Layers

Order Ascending by Distance
 Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

OK Cancel

Ubicación de mampostería reforzada

A continuación, se presenta la ubicación del refuerzo en la mampostería del bloque A en la Figura 185 y Figura 186 ; y del Bloque B en la Figura 187 y Figura 188. Cabe recalcar que la mampostería está ubicada en sentido Y, y que el análisis se va a realizar en este sentido.

Figura 185:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60

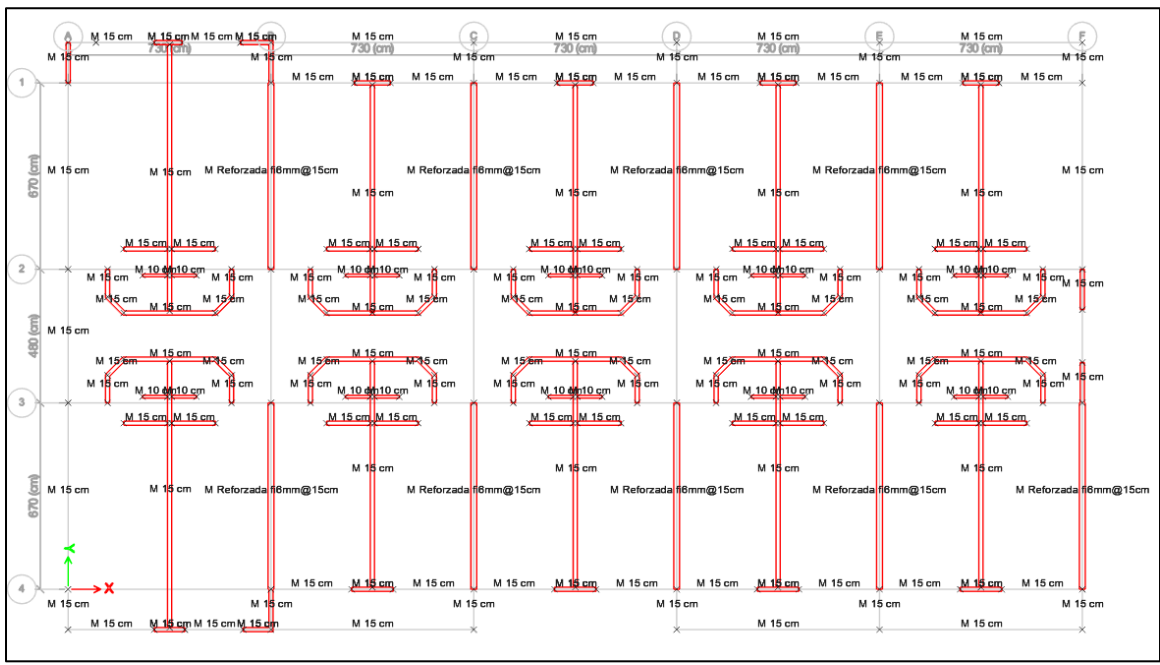


Figura 186:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m

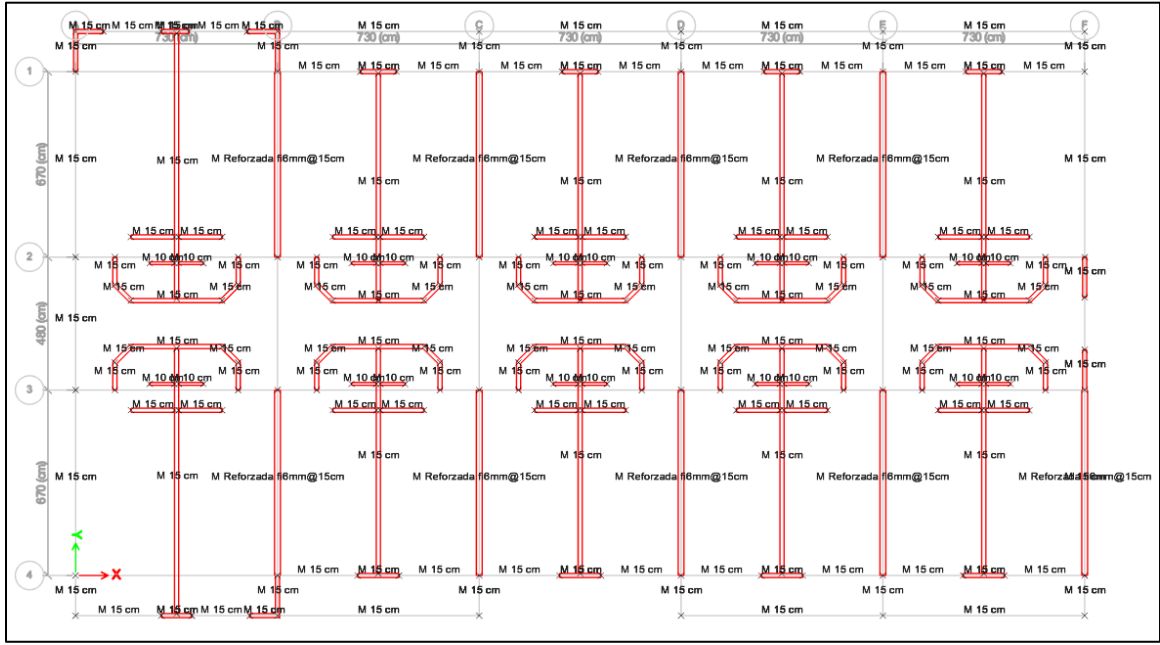


Figura 187:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m

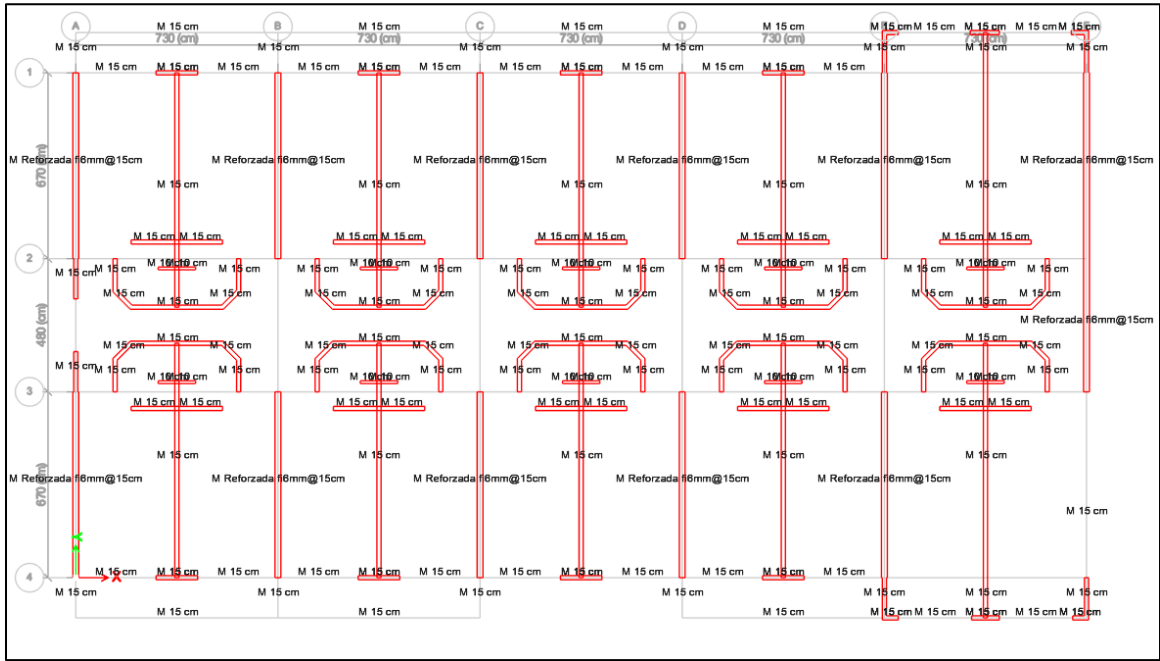
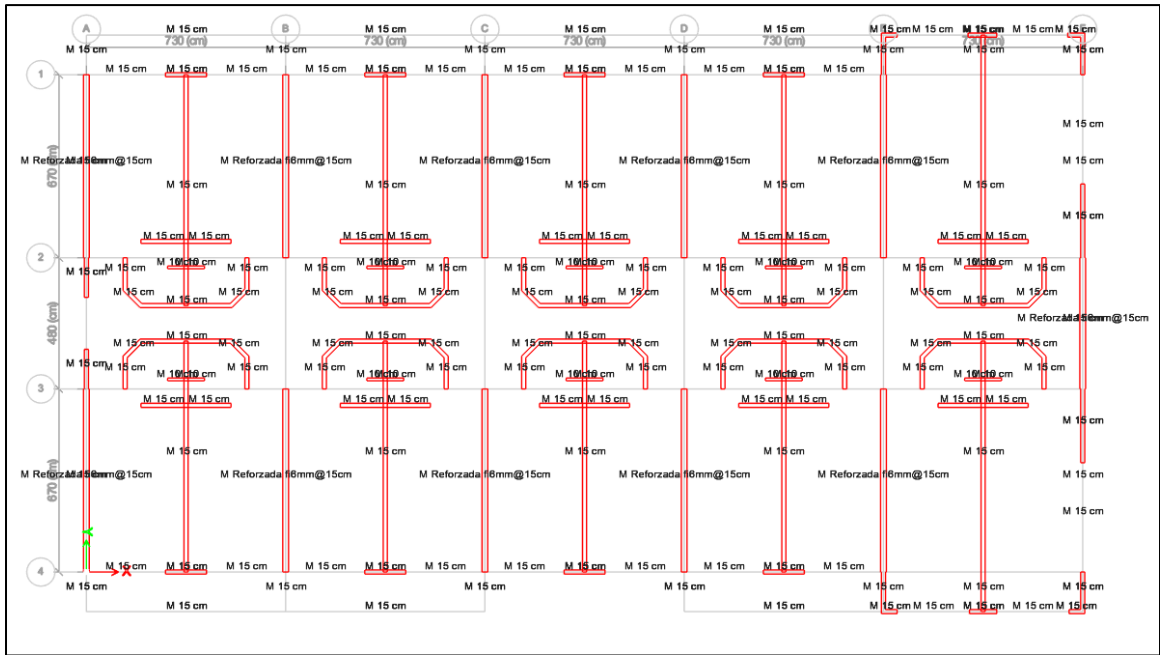


Figura 188:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m



Propuesta de reforzamiento 2: Malla Armex Ø 8 mm @ 15 cm

En este caso se aplicó malla Armex tradicional R-335 con un diámetro de 8 mm, tanto longitudinal como transversal con una separación de 15 cm en los dos sentidos. Al igual que con la primera propuesta de reforzamiento, la resistencia del acero es la misma, por lo tanto, las propiedades también permanecen iguales. Por este motivo no se colocarán las capturas de pantalla de la definición del refuerzo.

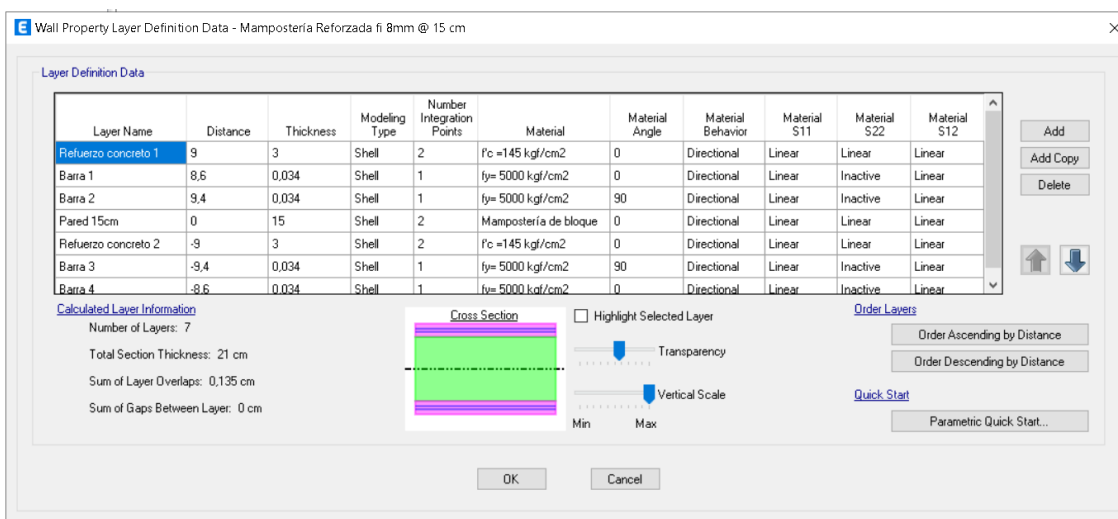
Definición de secciones

Sección de mampostería reforzada

En la Figura 189, se define la sección colocando acero de refuerzo en la mampostería. Las características del mortero son las mismas que el utilizado en la propuesta número uno.

Figura 189:

Sección mampostería reforzada propuesta 2



Ubicación de mampostería reforzada

A continuación, se presenta la ubicación del reforzamiento en la mampostería del bloque A en la Figura 190 y Figura 191 y del Bloque B en la Figura 192 y Figura 193.

Figura 190:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60 m

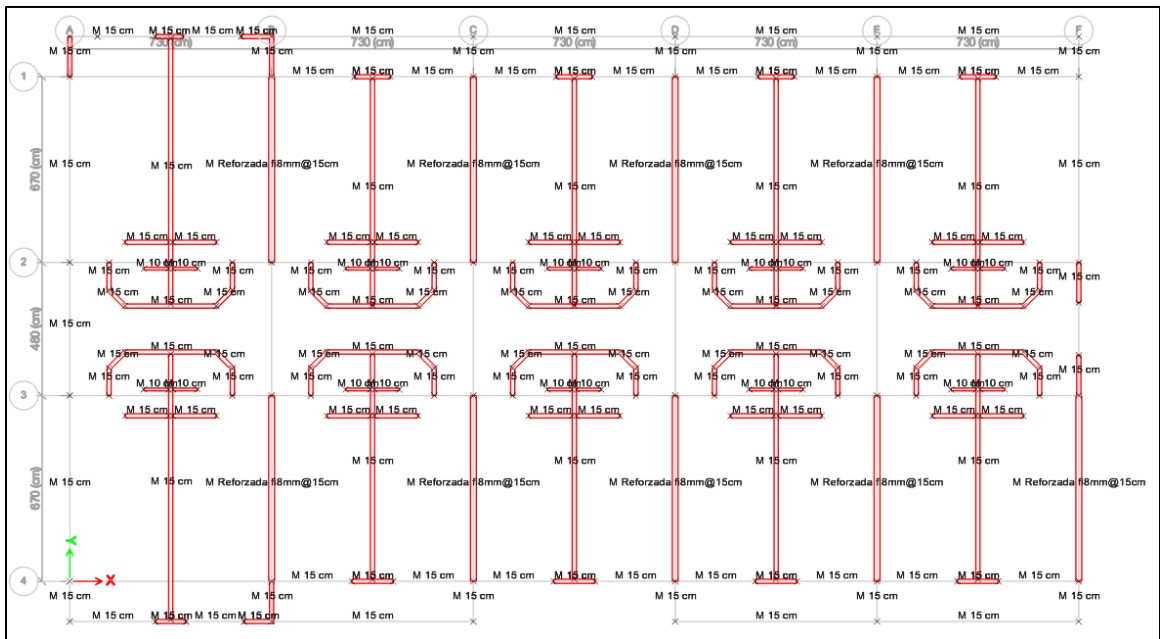


Figura 191:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m

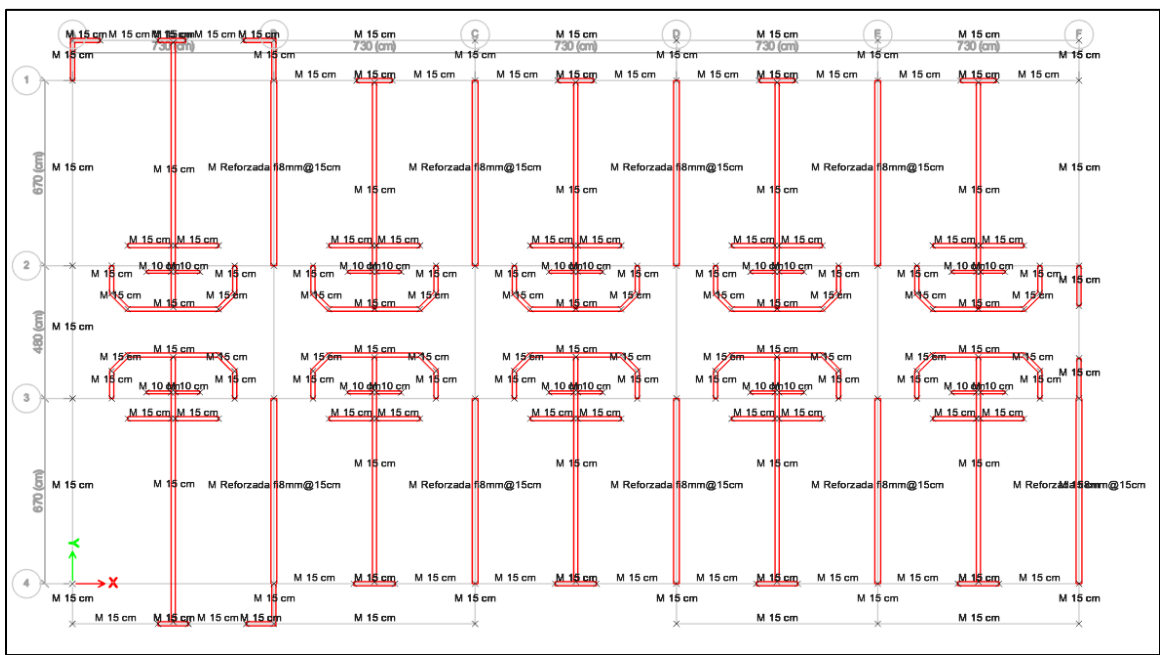


Figura 192:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m

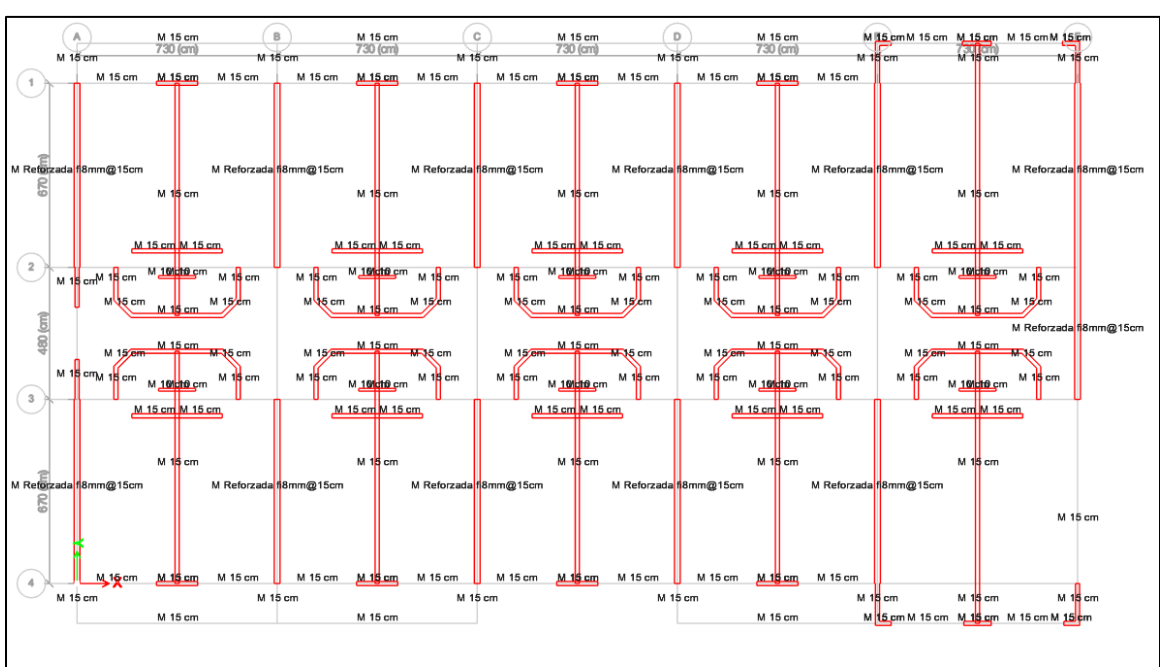
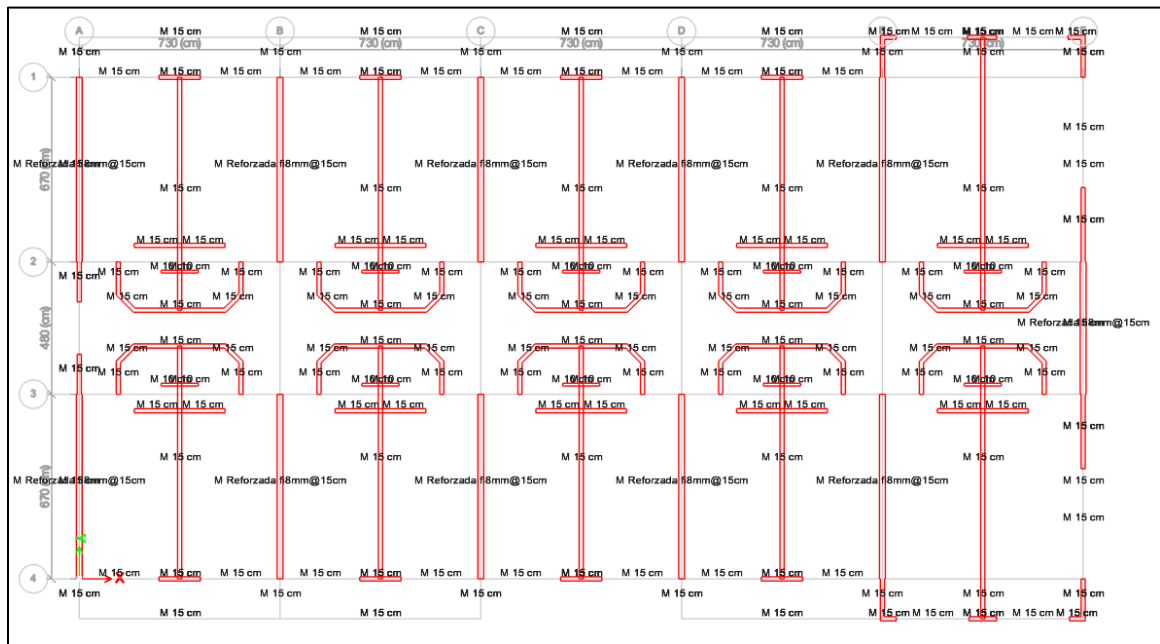


Figura 193:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m



Propuesta de reforzamiento 3: Dos Mallas Armex $\varnothing 8 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$

El procedimiento para la implementación del tercer reforzamiento, es el mismo que para los anteriores, conservando tanto la resistencia del acero y sus propiedades, como la del mortero a utilizar. Por esta razón se procederá directamente a colocar la creación de la sección.

Definición de secciones

Sección de mampostería reforzada

El tipo de malla es Armex tradicional R-335 con un diámetro de 8 mm, tanto longitudinal como transversal con una separación de 15 cm en los dos sentidos. En este caso se colocarán 2 mallas por lado para incrementar la cuantía.

Figura 194:

Sección mampostería reforzada propuesta 3

Wall Property Layer Definition Data - Mampostería Reforzada 2fi 8mm @ 15 cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
Refuerzo concreto 1	9	3	Shell	2	f'c = 145 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Barra 1	8,2	0,068	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Inactive	Linear
Barra 2	9,8	0,068	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	90	Directional	Linear	Inactive	Linear
Pared 15cm	0	15	Shell	2	Mampostería de bloque	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Refuerzo concreto 2	-9	3	Shell	2	f'c = 145 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Linear	Linear
Barra 3	-9,8	0,068	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	90	Directional	Linear	Inactive	Linear
Barra 4	-8,2	0,068	Shell	1	f _y = 5000 kgf/cm2	0	Directional	Linear	Inactive	Linear

Calculated Layer Information

Number of Layers: 7
 Total Section Thickness: 21 cm
 Sum of Layer Overlaps: 0,272 cm
 Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Min Max

Order Layers

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

OK Cancel

Ubicación de mampostería reforzada

A continuación, se presenta la ubicación del reforzamiento en la mampostería del bloque A en la Figura 195 y Figura 196 y del Bloque B en la Figura 197 y Figura 198. Al igual que en las dos propuestas anteriores, la mampostería a reforzar se encuentra en sentido Y, pues en X no existe.

Figura 195:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+9.60 m

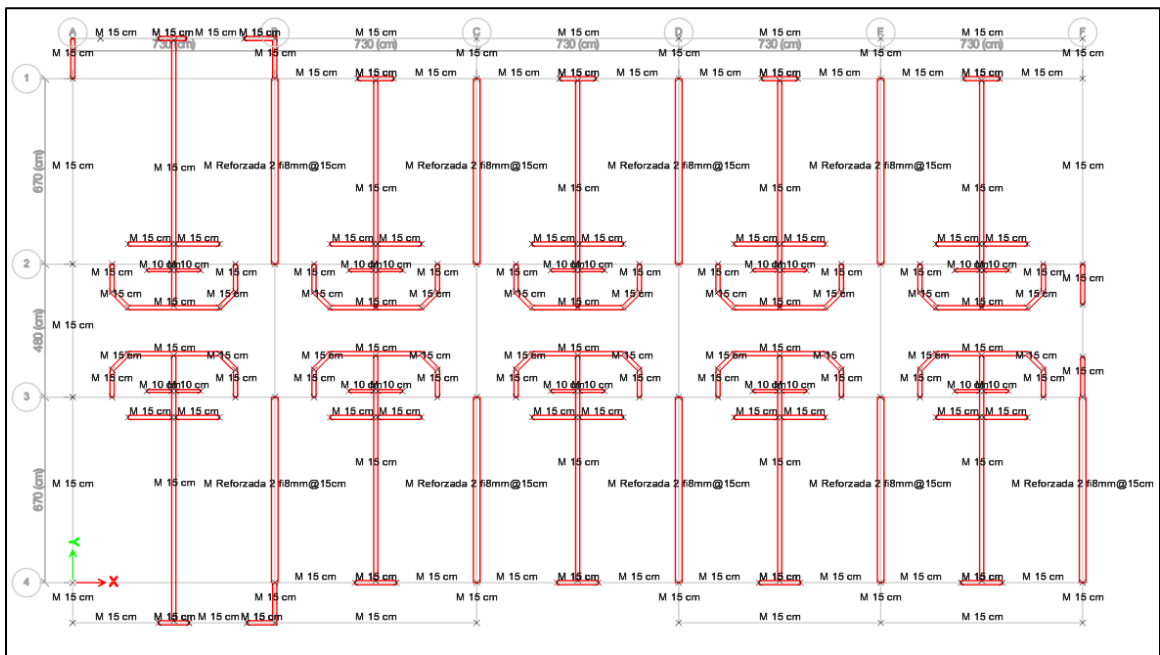


Figura 196:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque A N+12.80 m

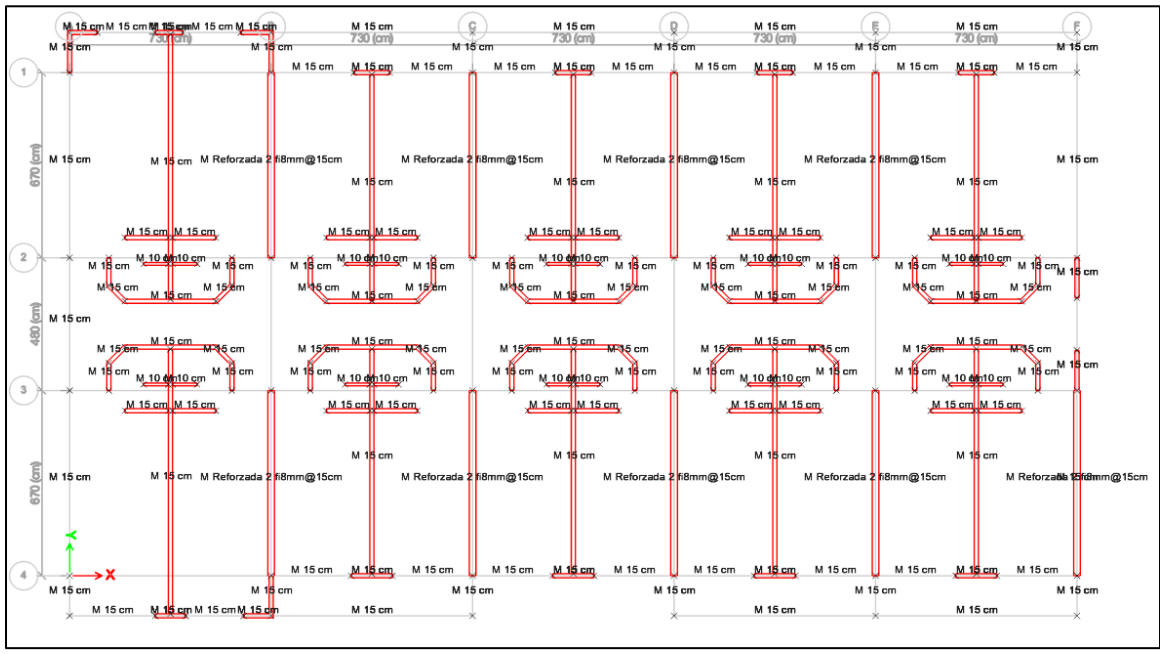


Figura 197:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+11.20 m

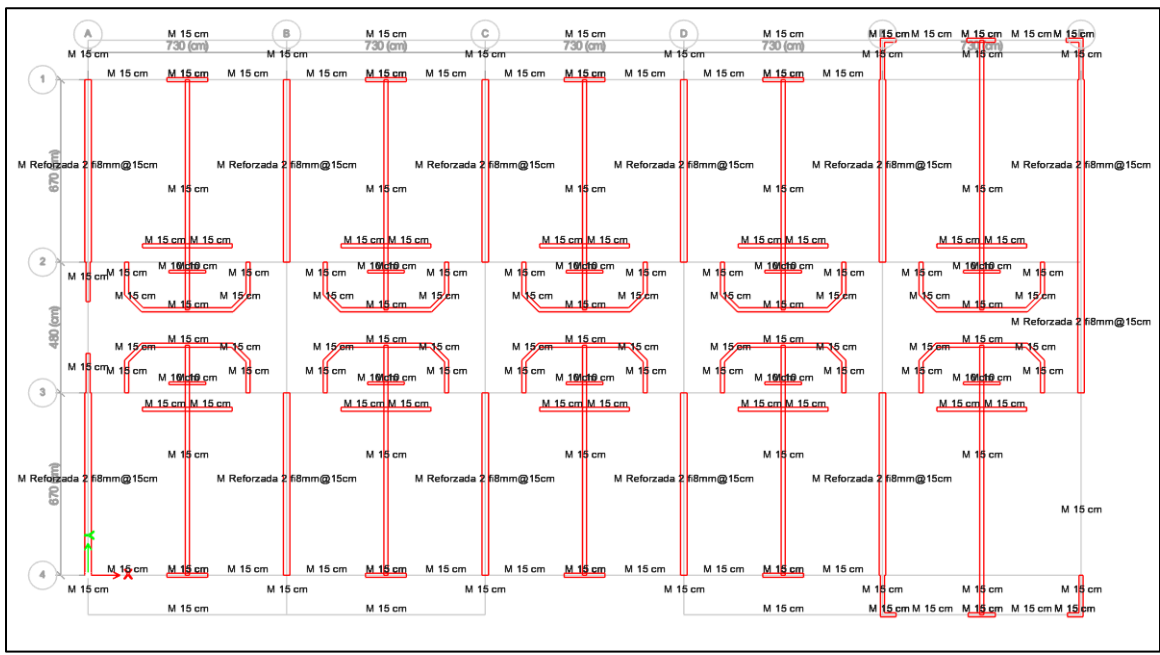
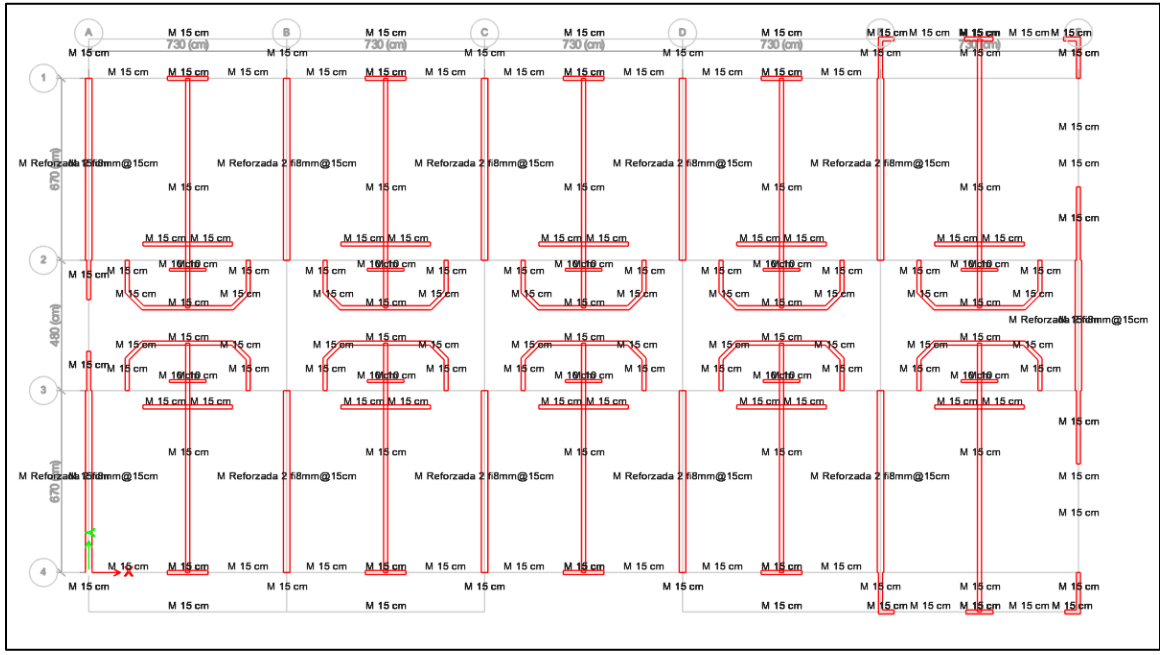


Figura 198:

Ubicación de mampostería reforzada del Bloque B N+14.40 m



Bloque A: Propuesta de reforzamiento 1

Análisis estático no lineal

Se realizó el análisis estático no lineal (Pushover) en sentido Y, una vez aplicado el refuerzo en la mampostería. Sin embargo, no se pudo obtener una curva de capacidad satisfactoria ni un punto de desempeño pues los resultados indican que la estructura trabaja únicamente en el rango elástico y no existe un comportamiento no lineal. En la Figura 199, se muestra la curva de capacidad del bloque A con apoyos fijos y con mampostería reforzada. Como se puede observar, tiene un comportamiento netamente lineal. El espectro de aceleración – desplazamiento indicado en la Figura 202, demuestra que no existe un punto de desempeño. Los resultados del análisis estático no lineal son bastante similares para los otros dos reforzamientos, por esta razón se obviarán los resultados obtenidos en el programa y no se presentarán las curvas para ningún caso.

Figura 199:

Curva de capacidad bloque A con reforzamiento en mampostería

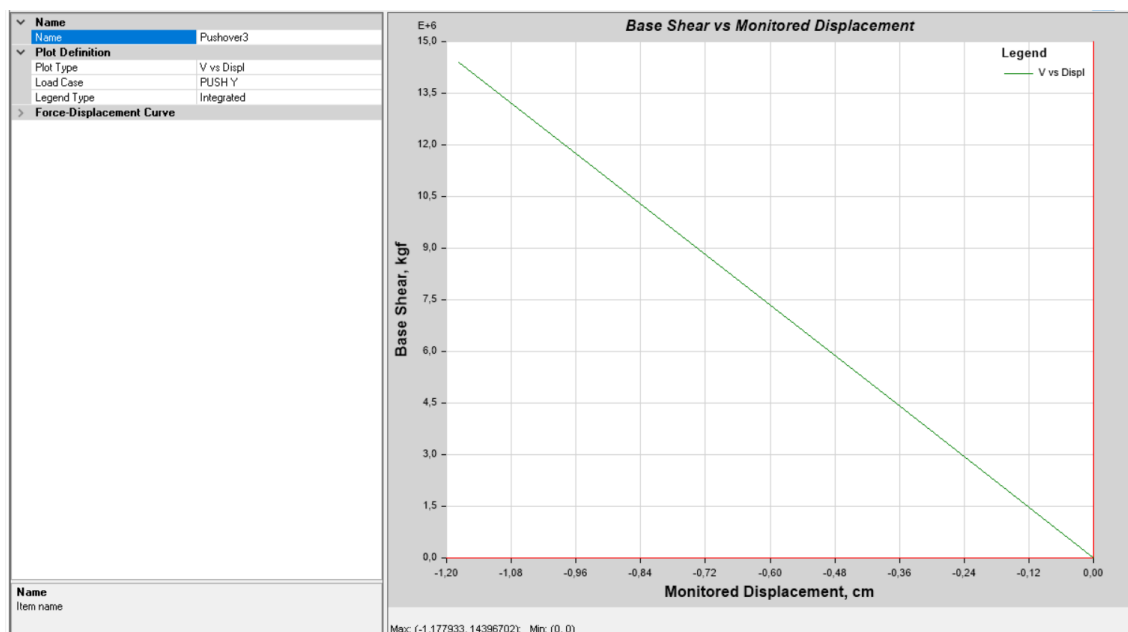
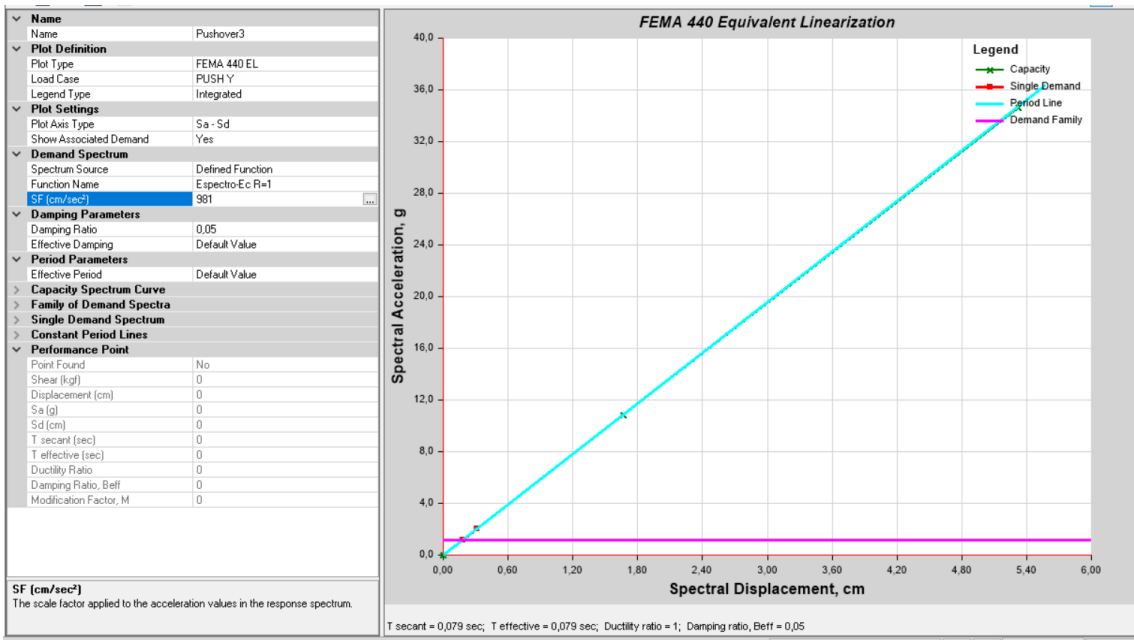


Figura 200:

Espectro de aceleración-desplazamiento bloque A con reforzamiento en mampostería

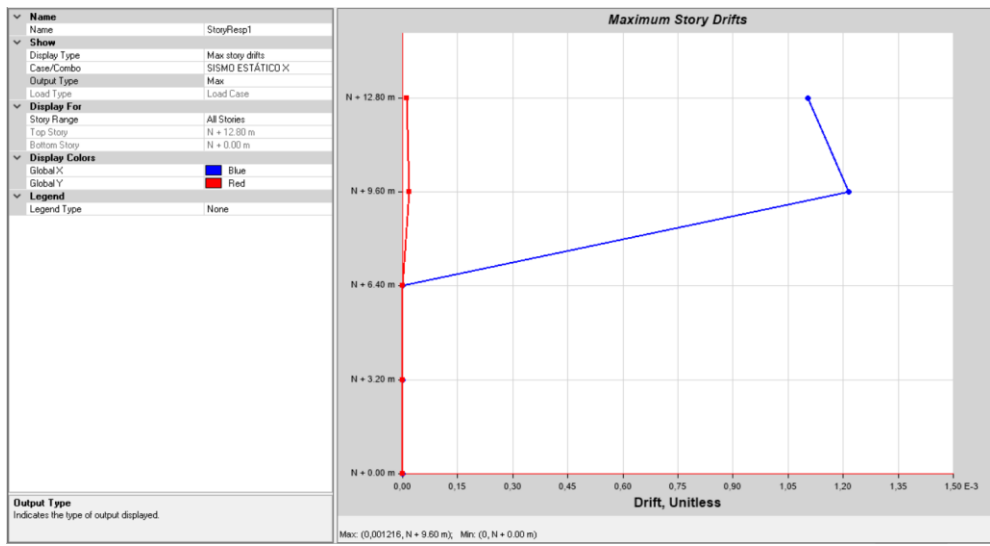


Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 201:

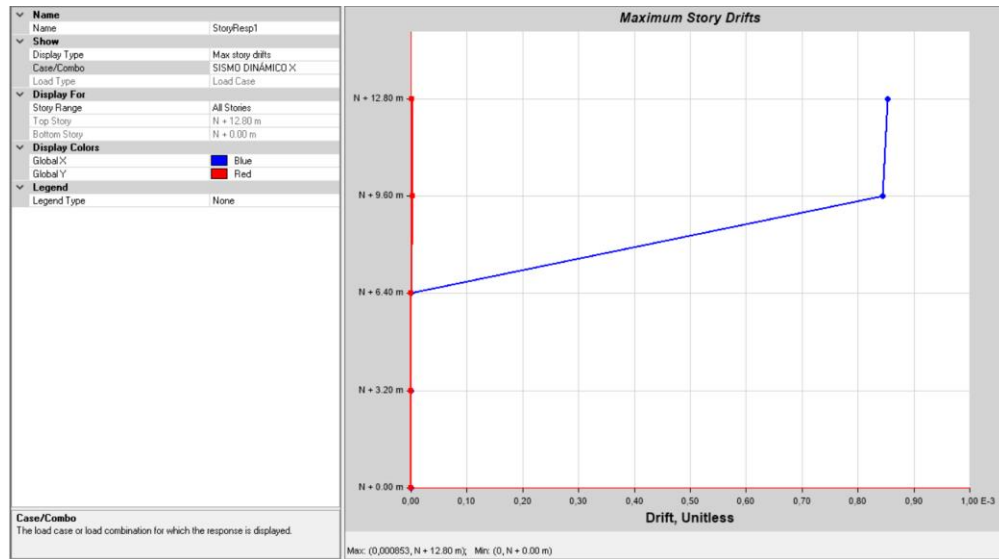
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm



Sismo dinámico en X

Figura 202:

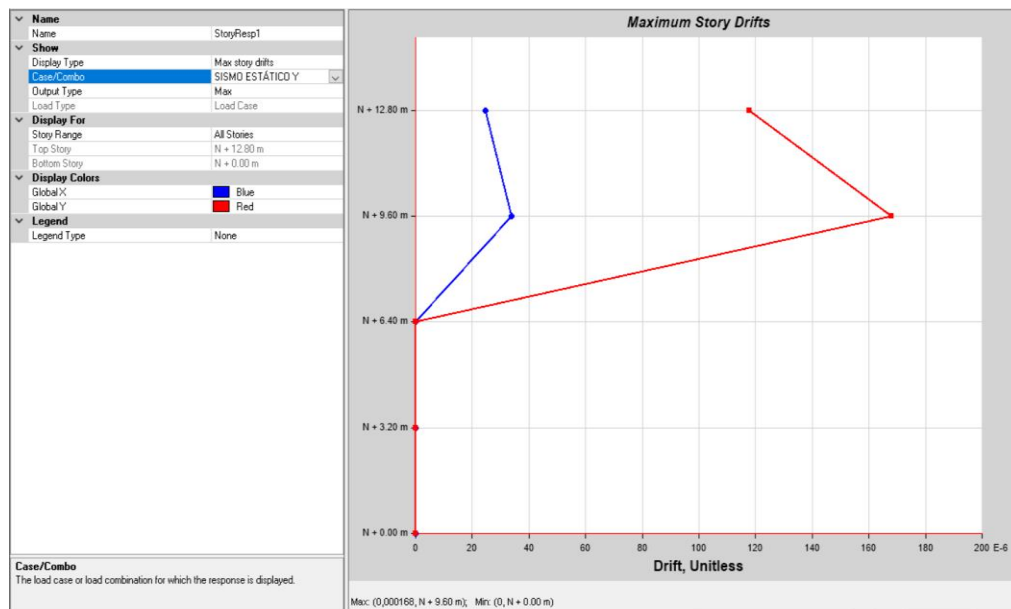
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



Sismo estático en Y

Figura 203:

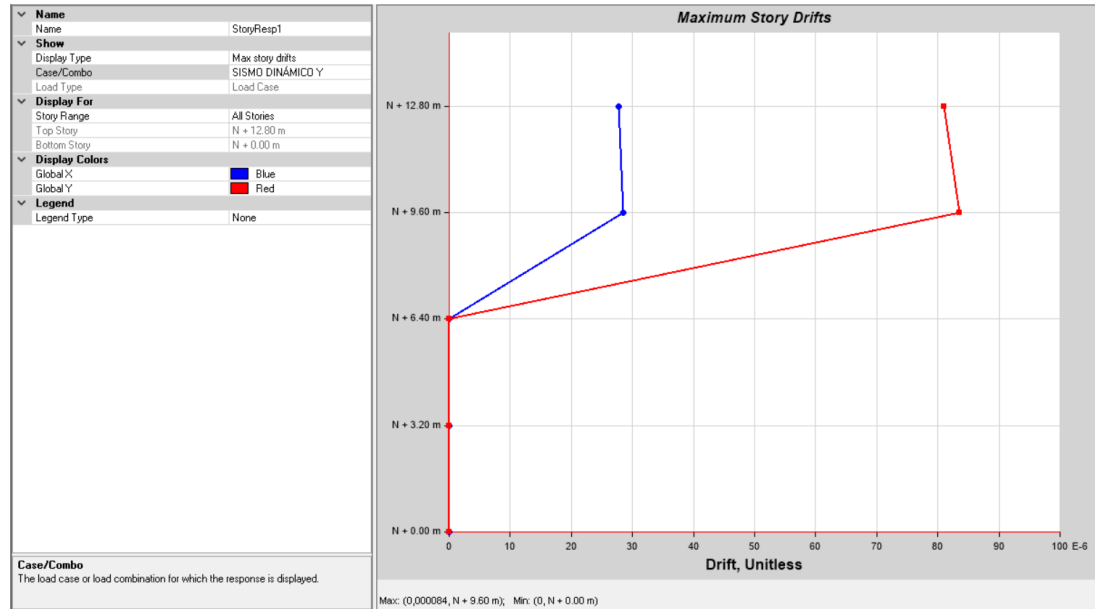
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 204:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



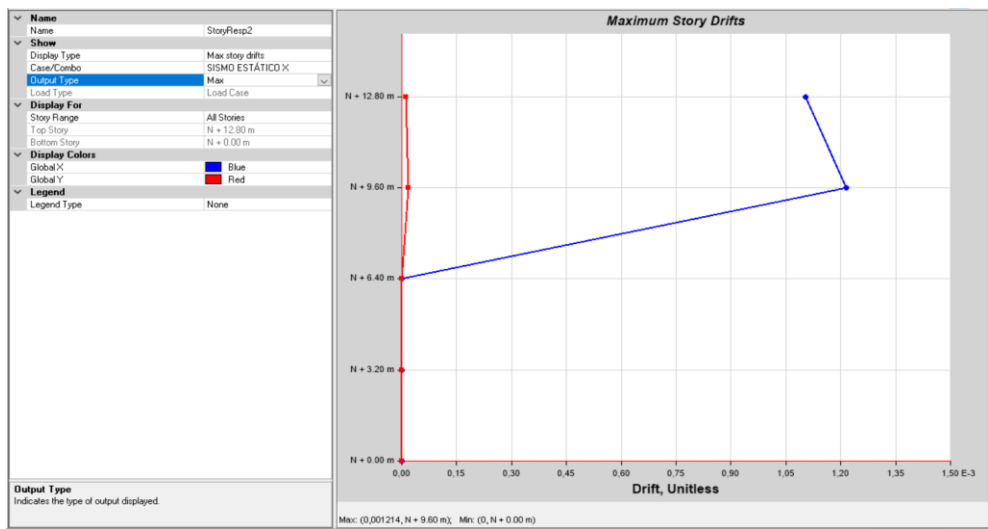
Bloque A: Propuesta de reforzamiento 2

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 205:

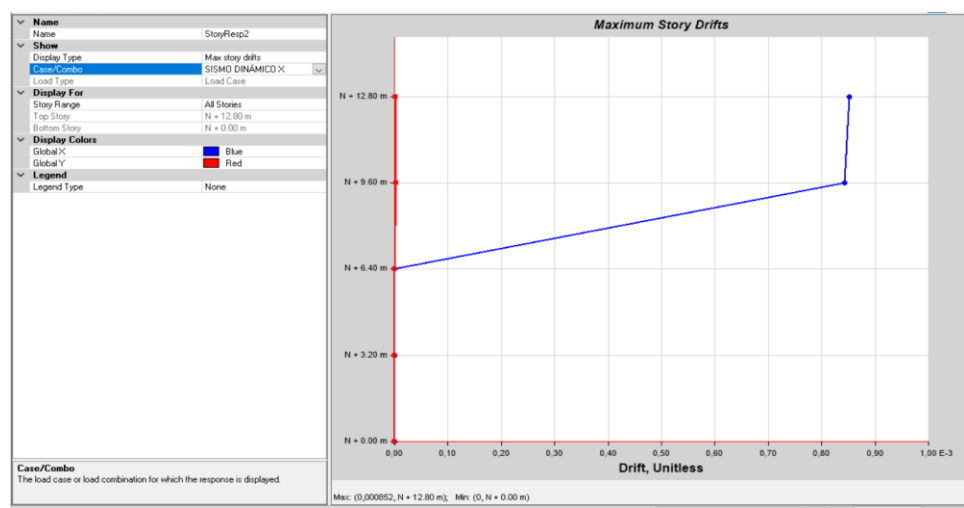
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 206:

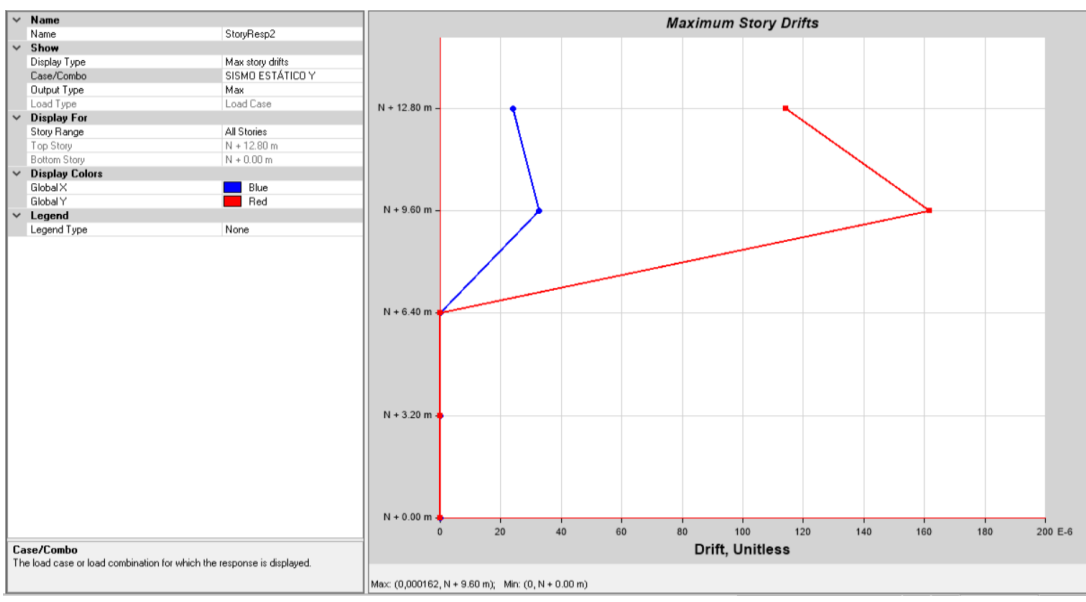
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 207:

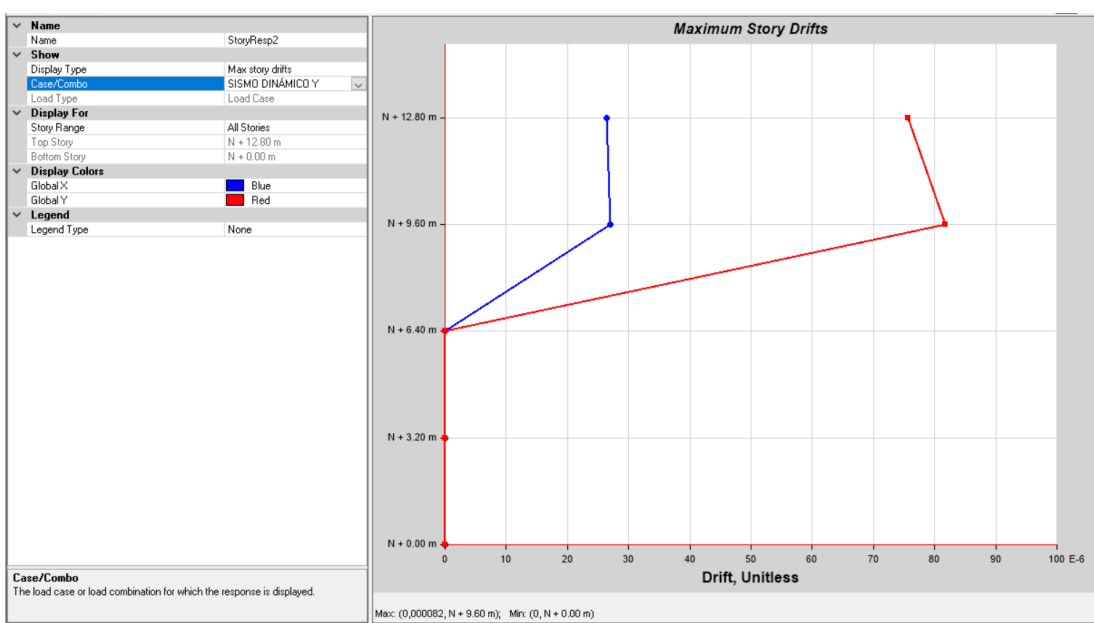
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 208:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 8 mm



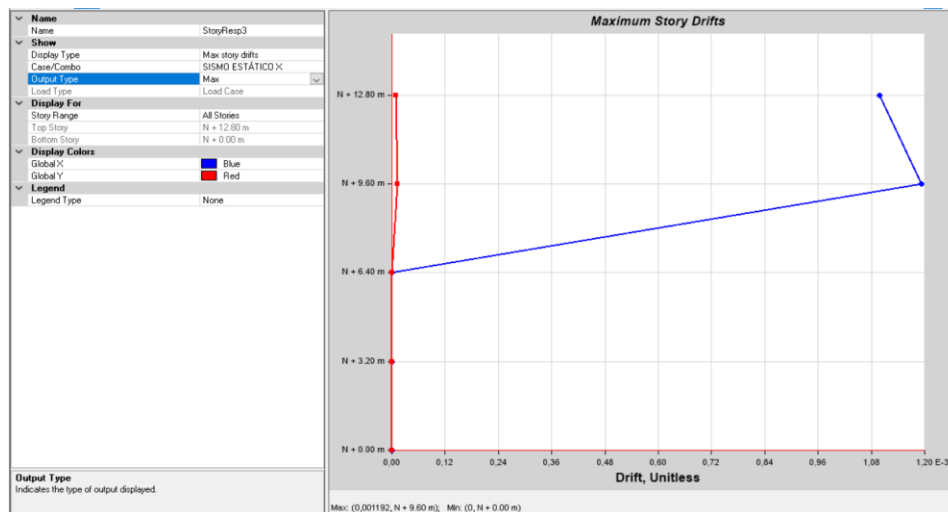
Bloque A: Propuesta de reforzamiento 3

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 209:

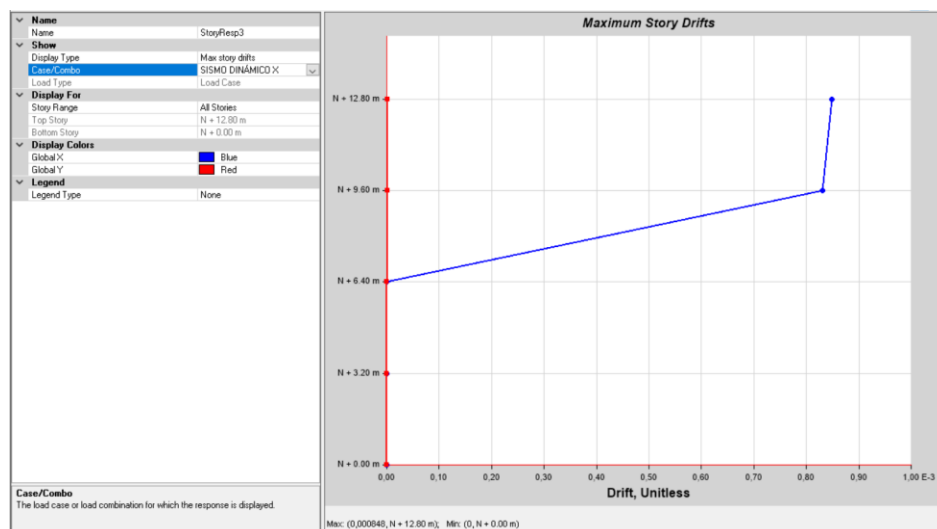
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 210:

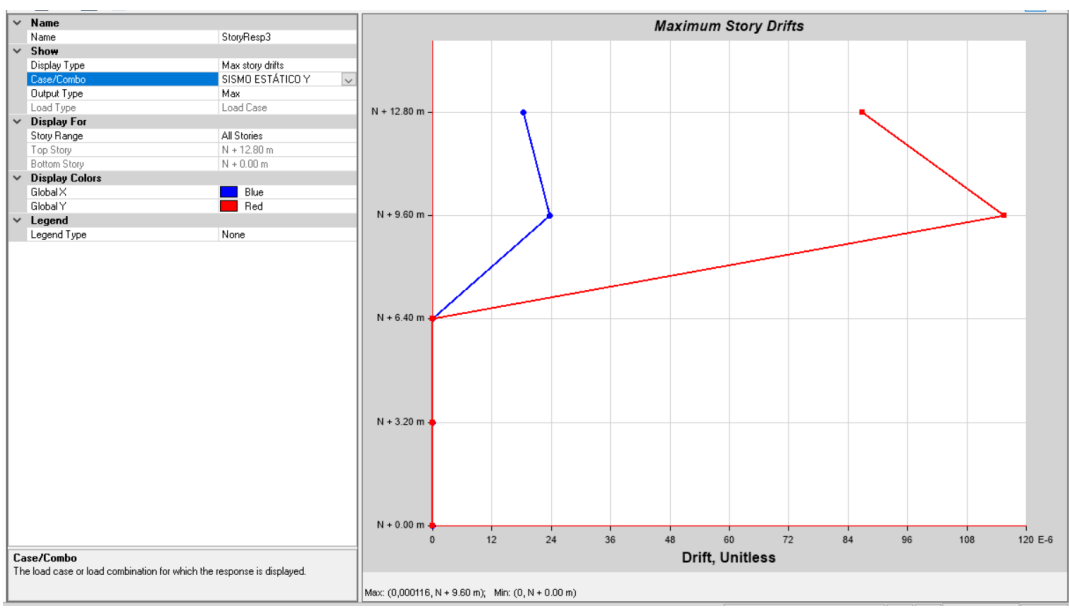
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 211:

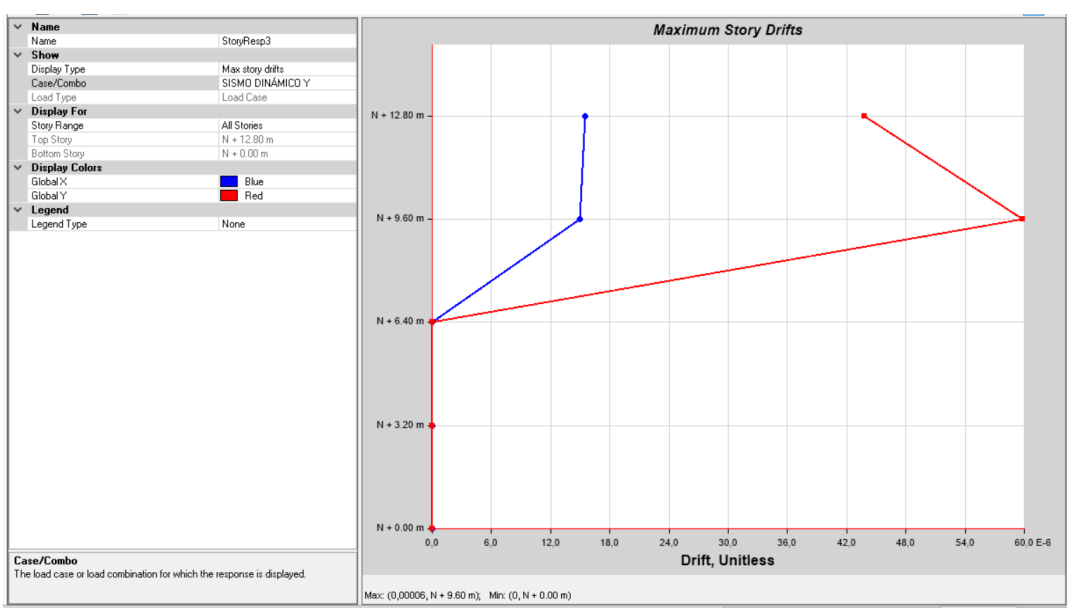
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 212:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



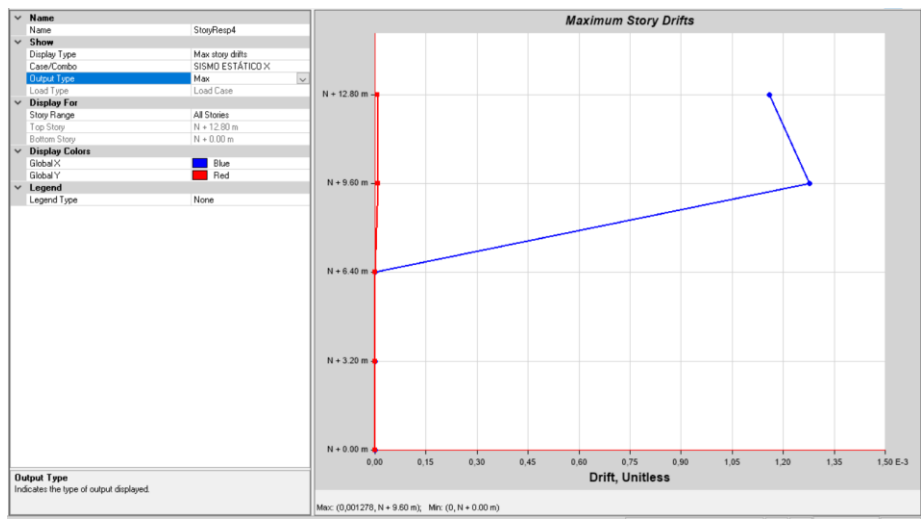
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 1

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 213:

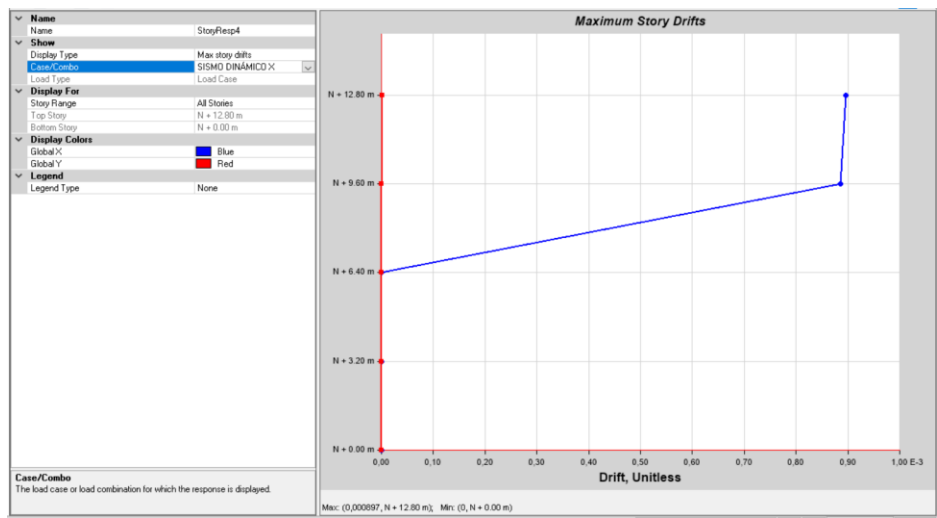
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



Sismo dinámico en X

Figura 214:

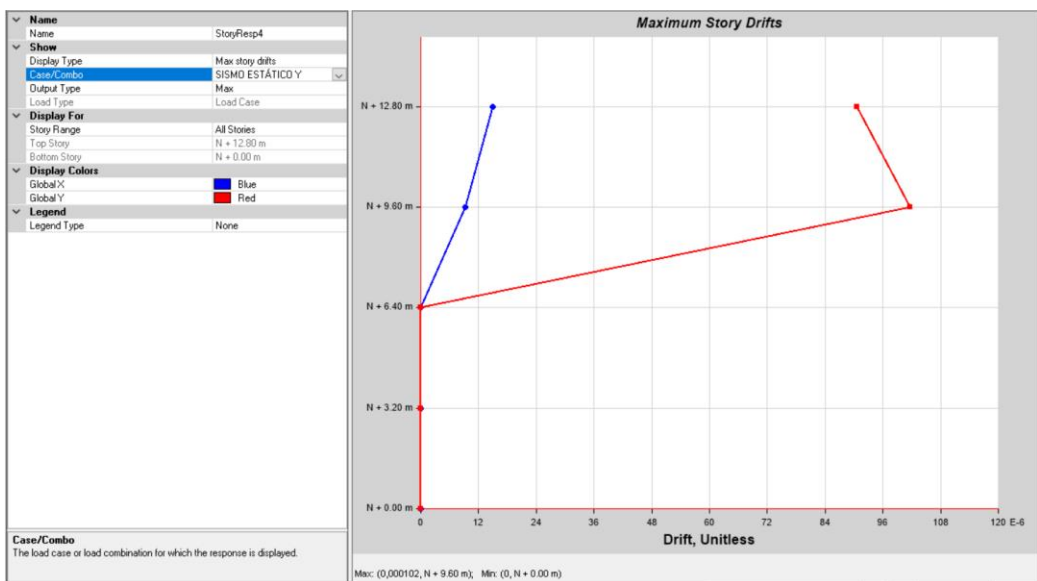
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



Sismo estático en Y

Figura 215:

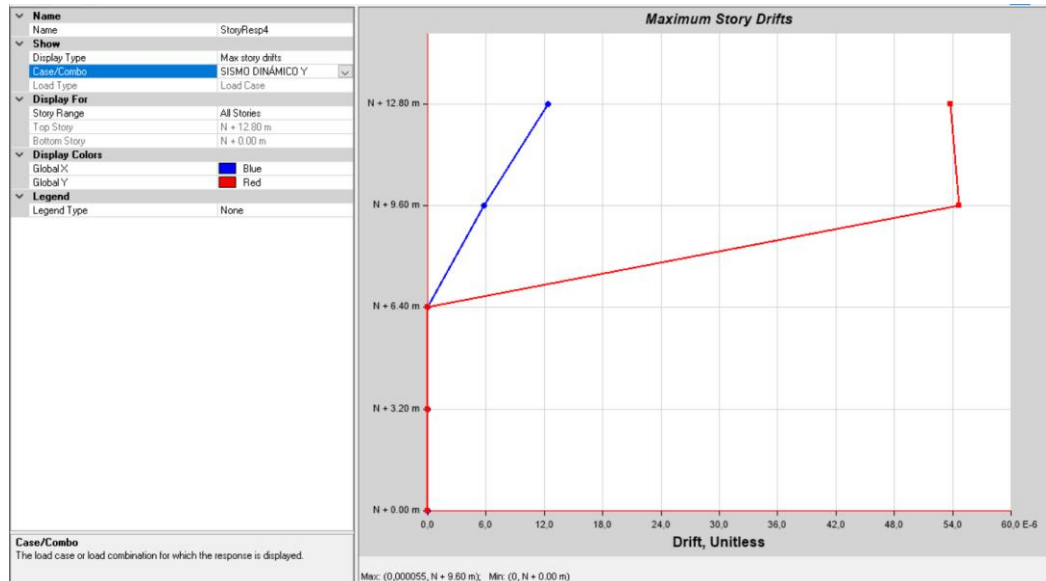
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 216:

Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm



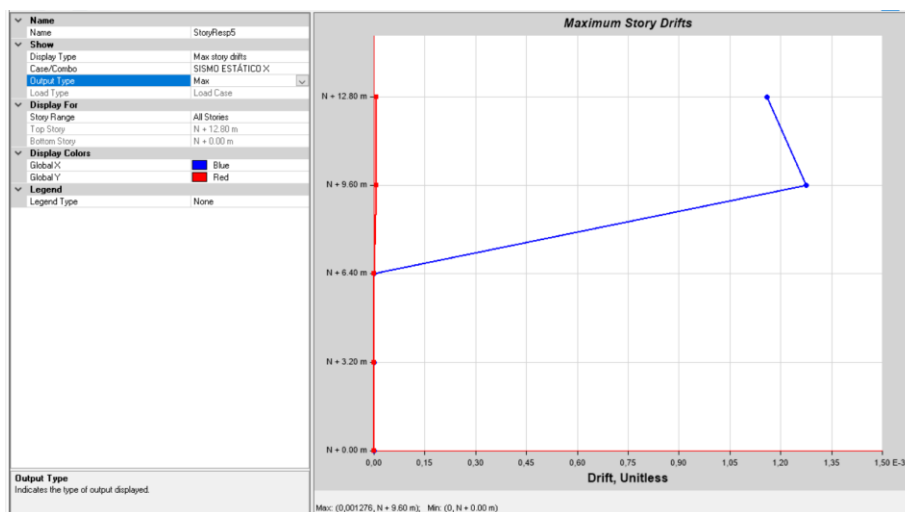
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 2

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 217:

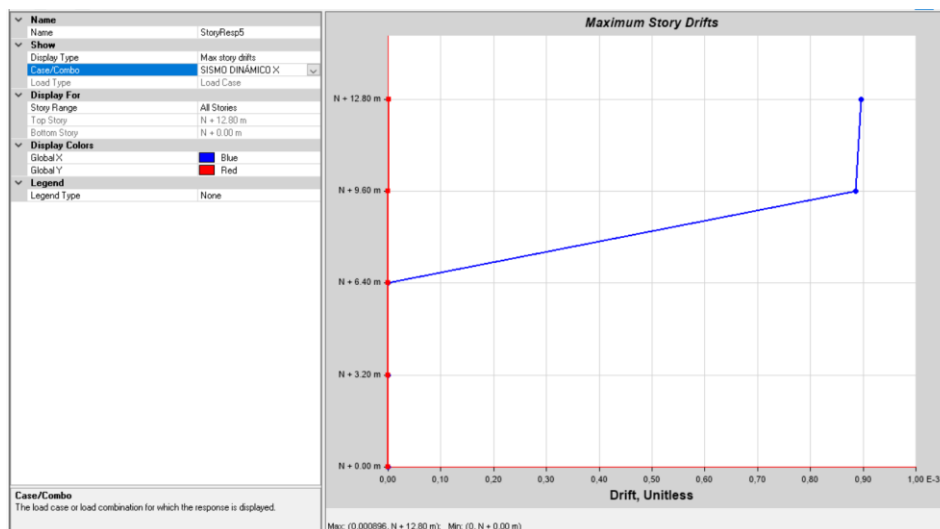
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 218:

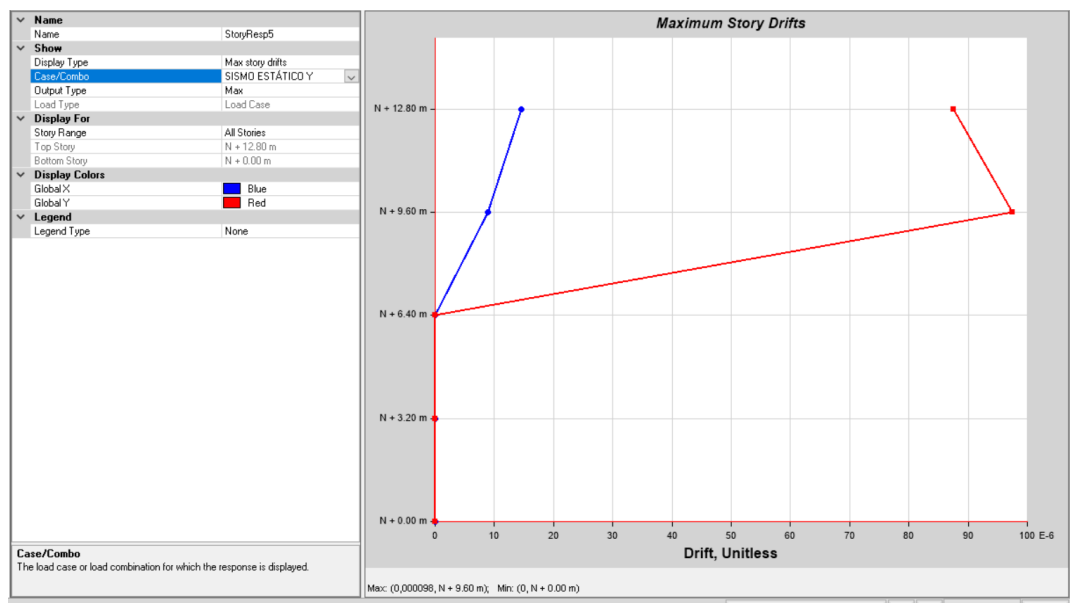
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 219:

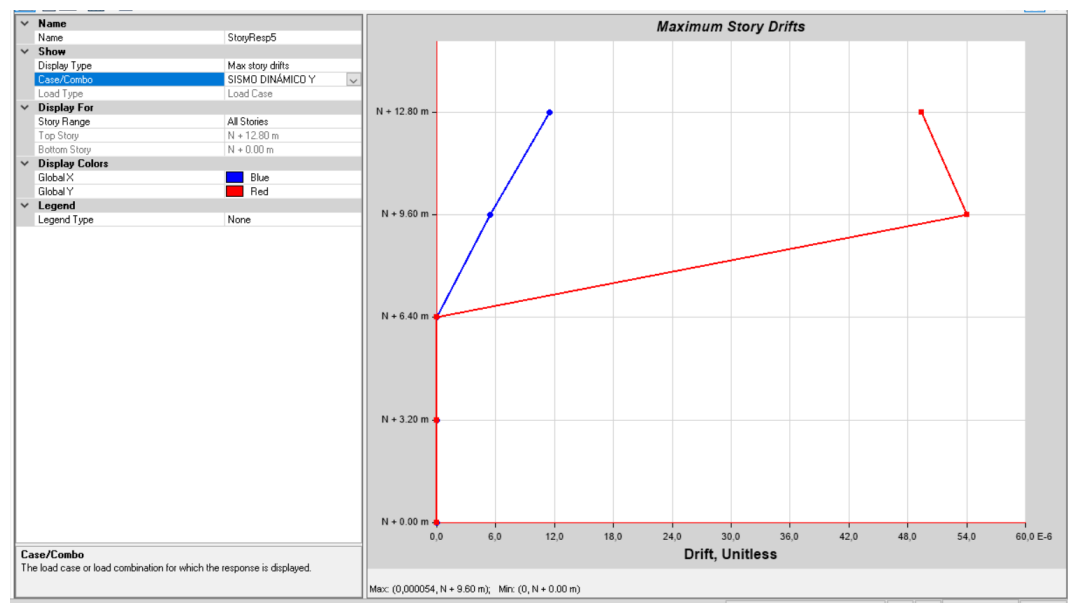
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 220:

Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



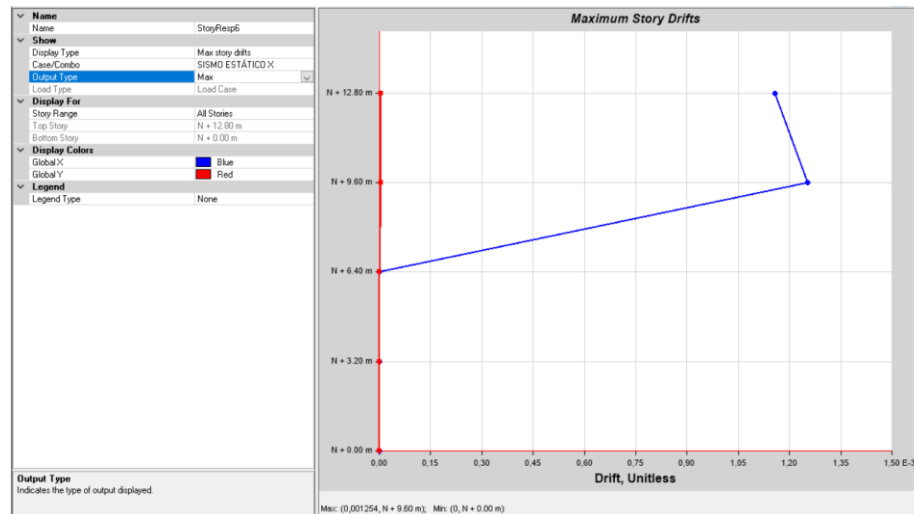
Bloque B: Propuesta de reforzamiento 3

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 221:

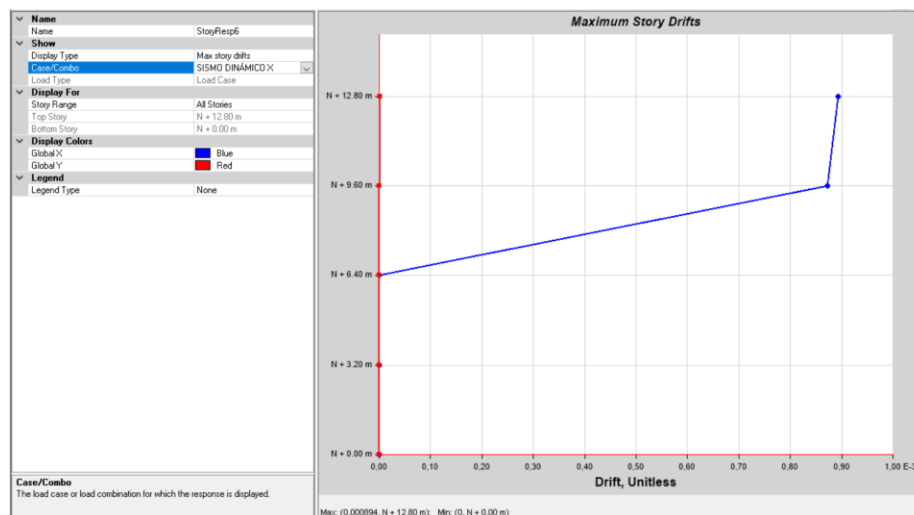
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 222:

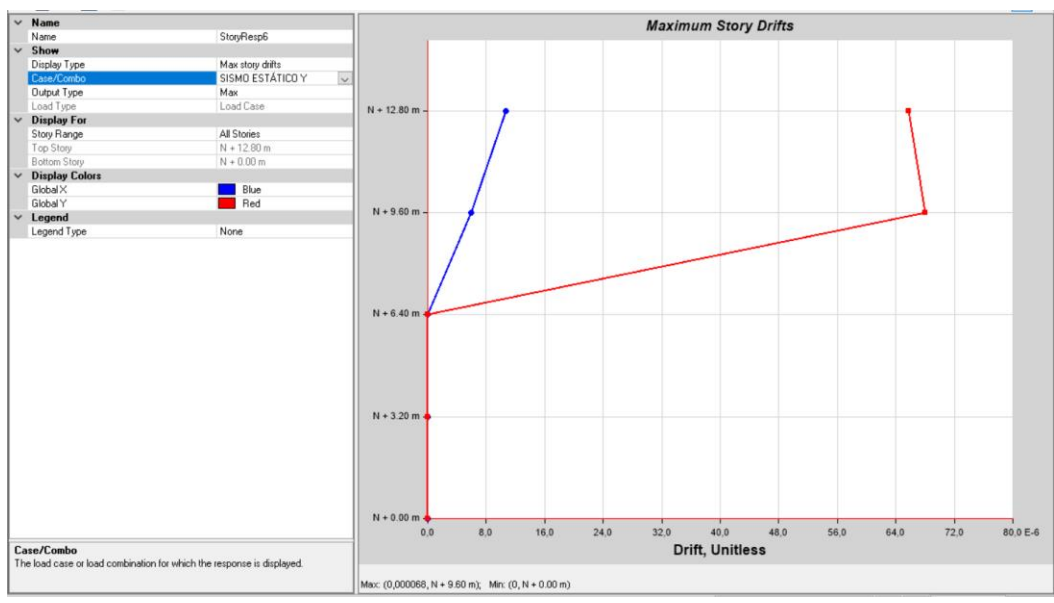
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 223:

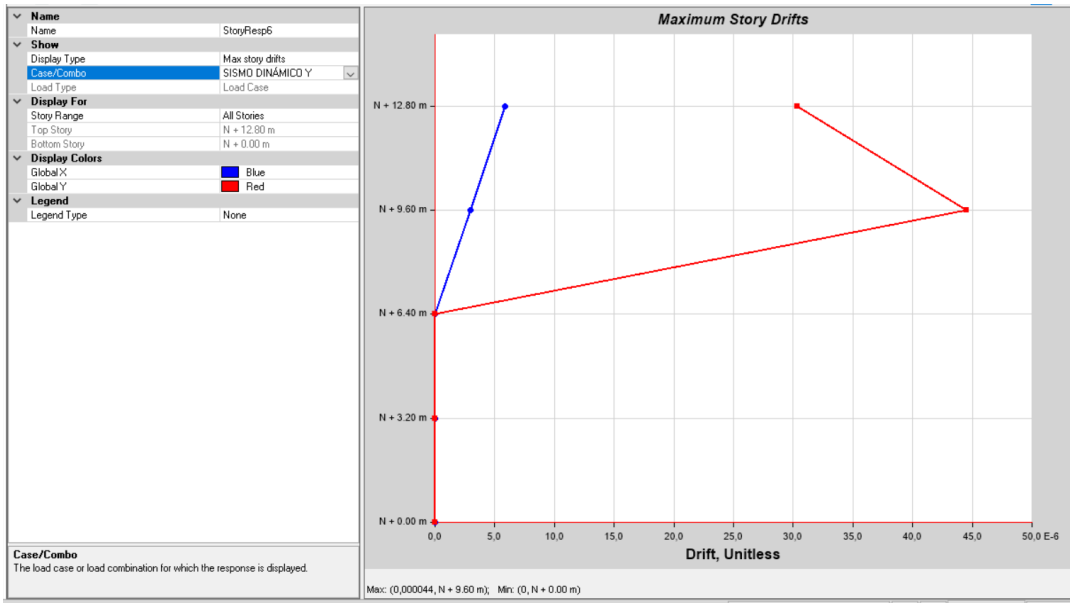
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 224:

Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



El siguiente apartado indica las derivas del tercer y cuarto piso de los bloques reforzados sin colocar apoyos, con el fin de conocer el aporte real del reforzamiento respecto al estado actual de los bloques.

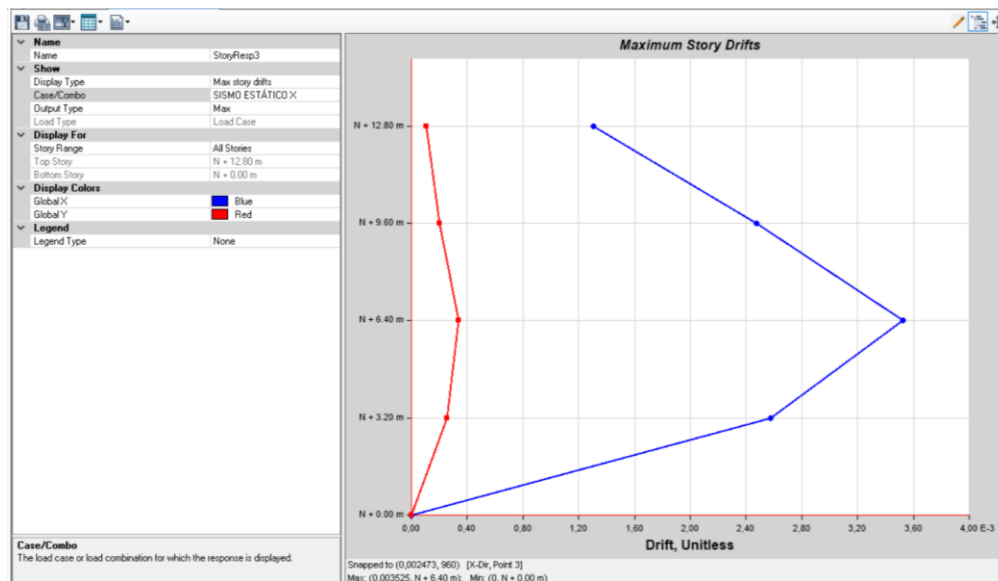
Bloque A sin apoyos y sin reforzamiento

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 225:

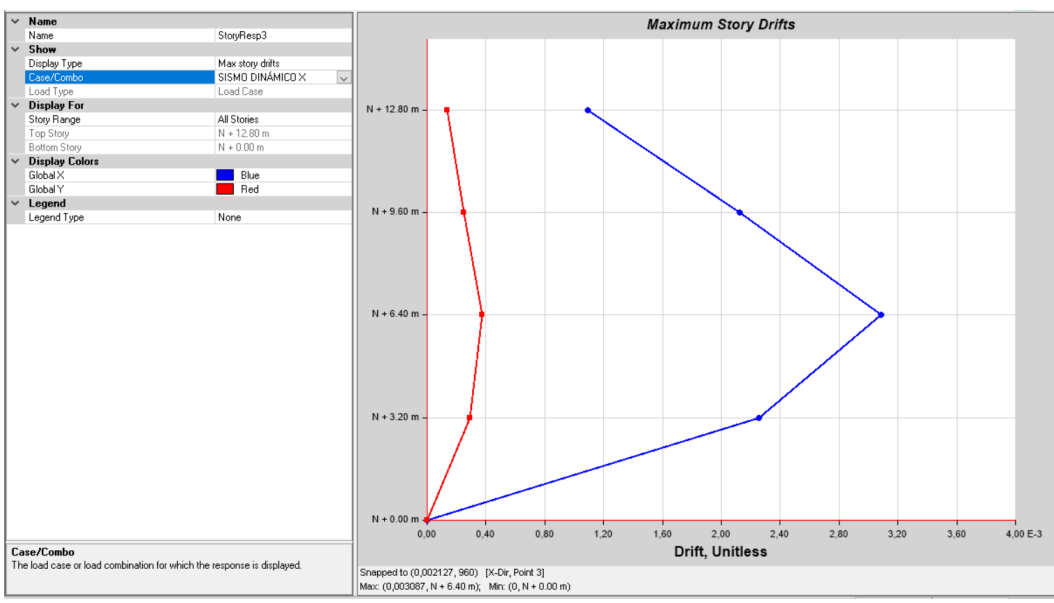
Bloque A-Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en X

Figura 226:

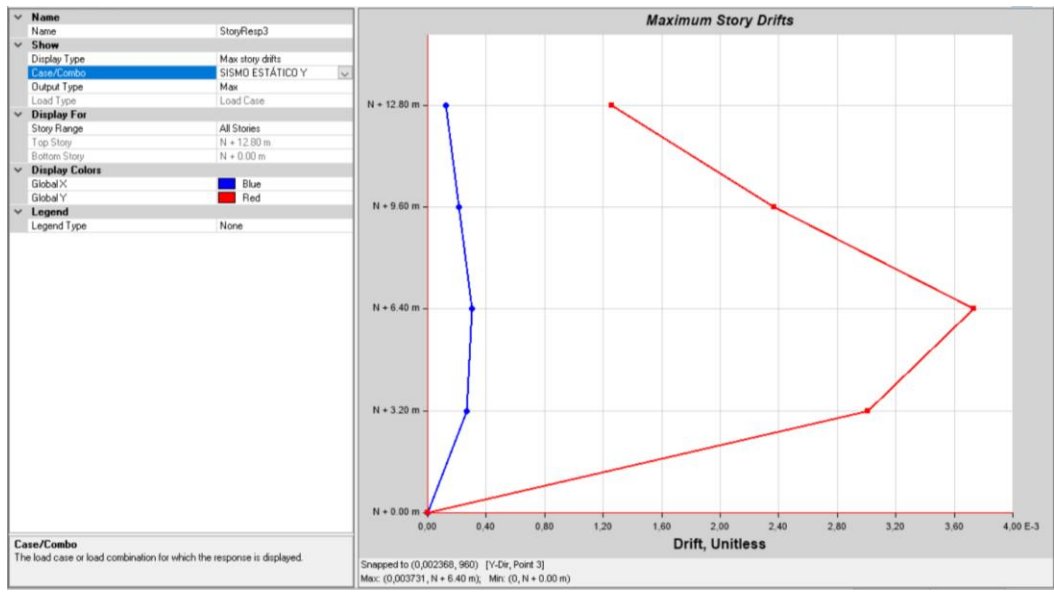
Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo estático en Y

Figura 227:

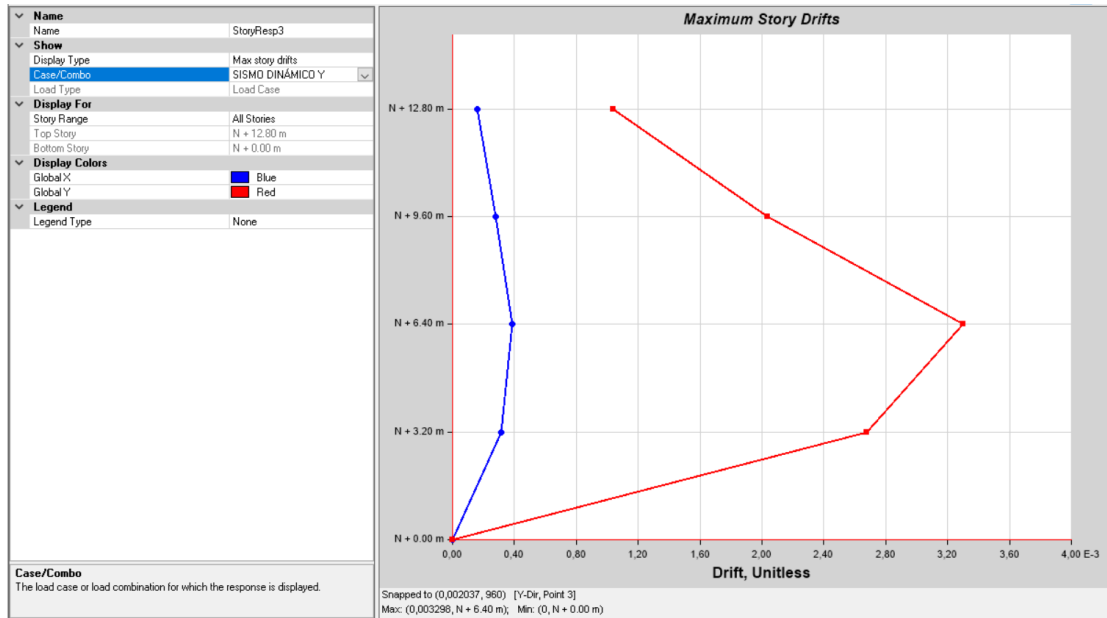
Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en Y

Figura 228:

Bloque A- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



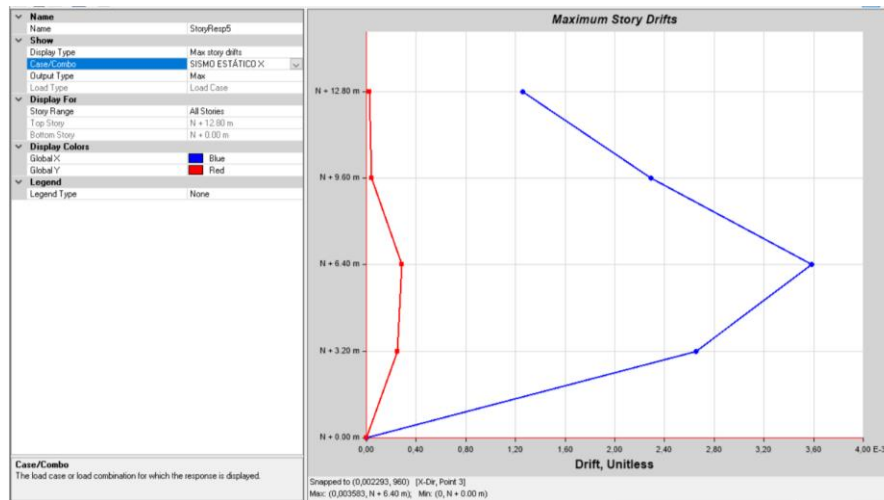
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 1

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 229:

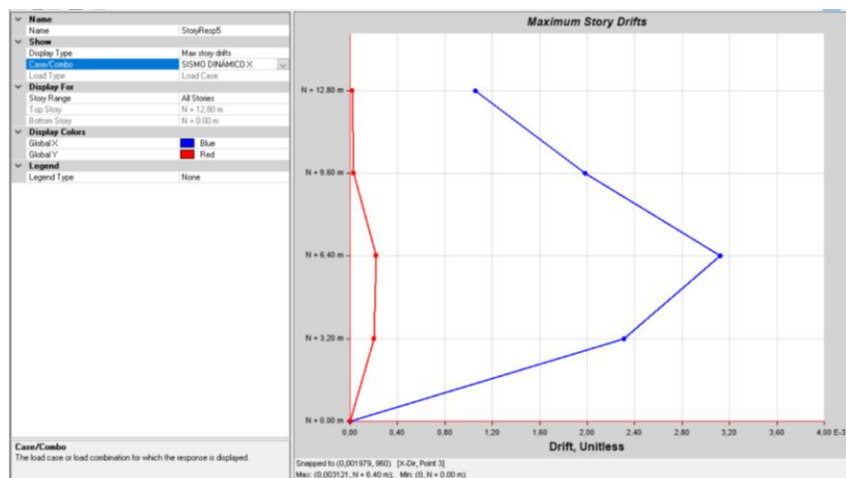
Bloque A-Deriva máxima tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en X

Figura 230:

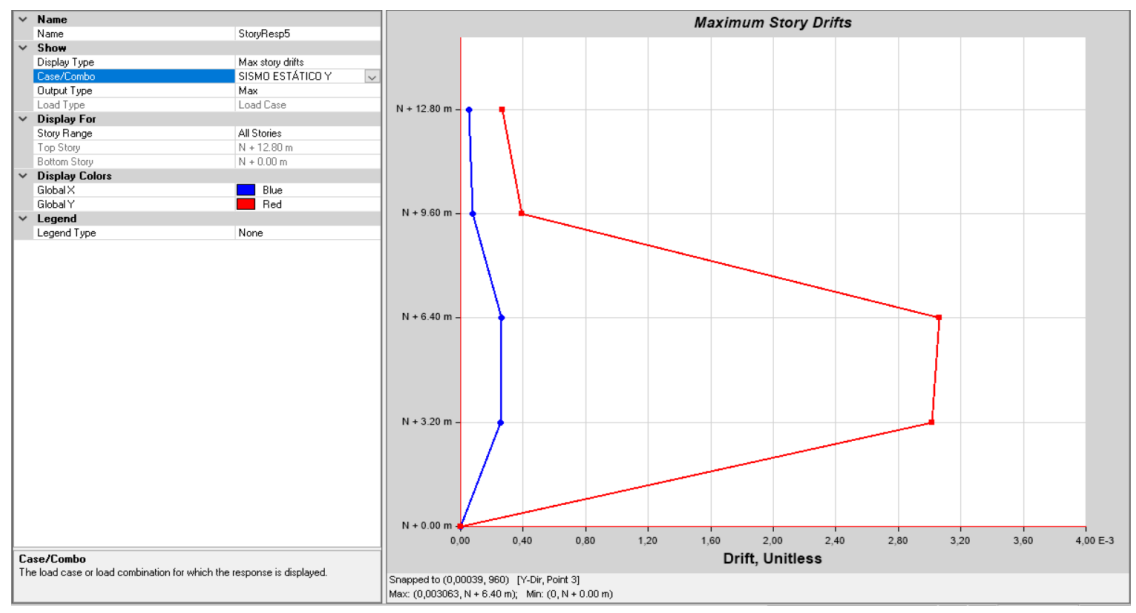
Bloque A-Deriva máxima tercer y cuarto piso



Sismo estático en Y

Figura 231:

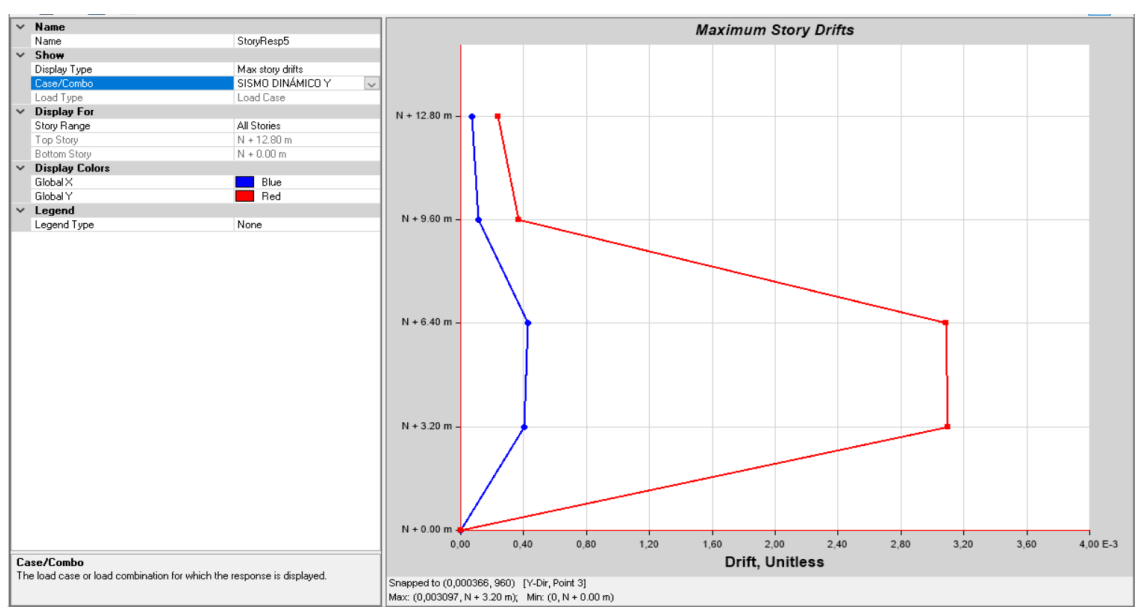
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 232:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo Ø 6 mm



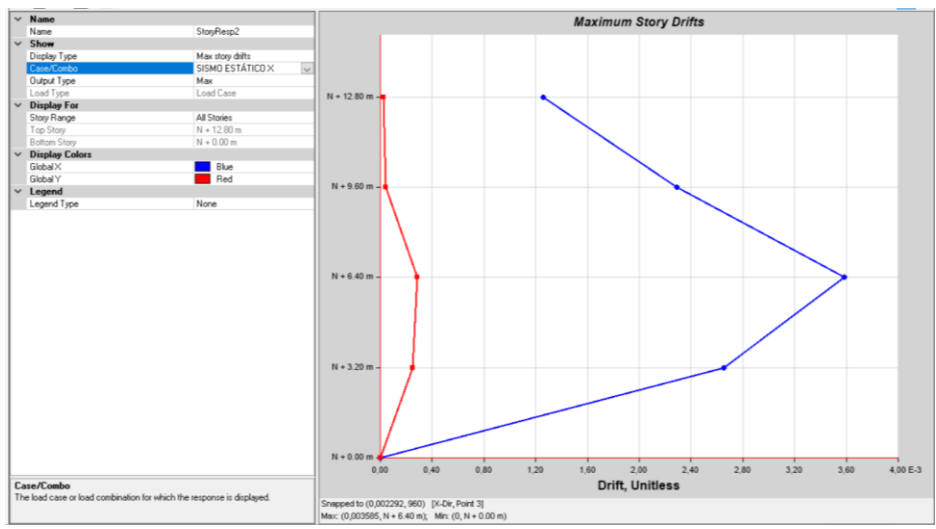
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 2

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 233:

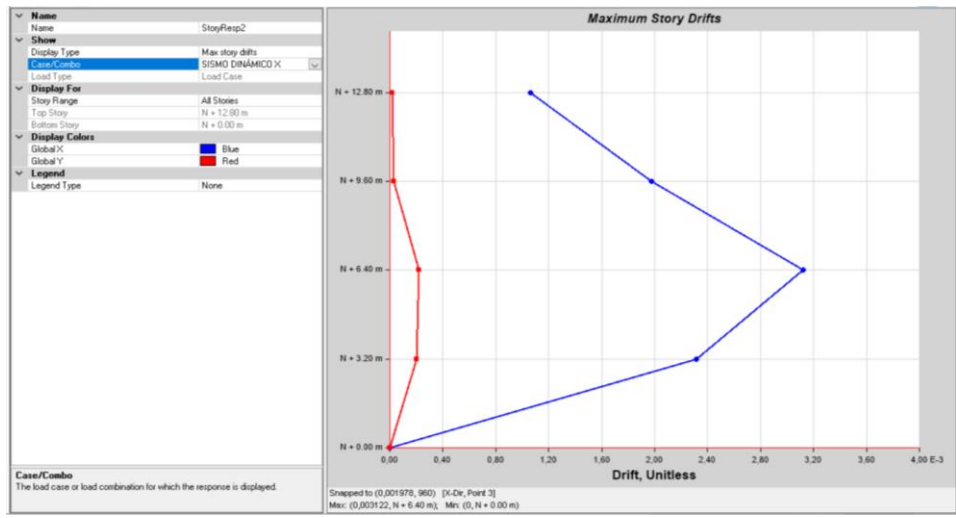
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 234:

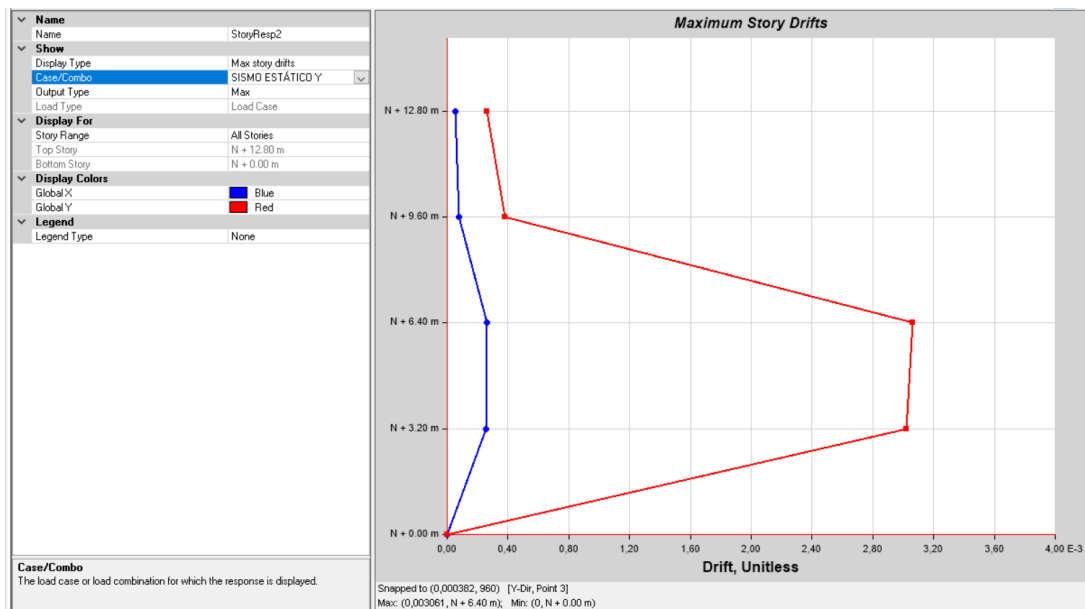
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 235:

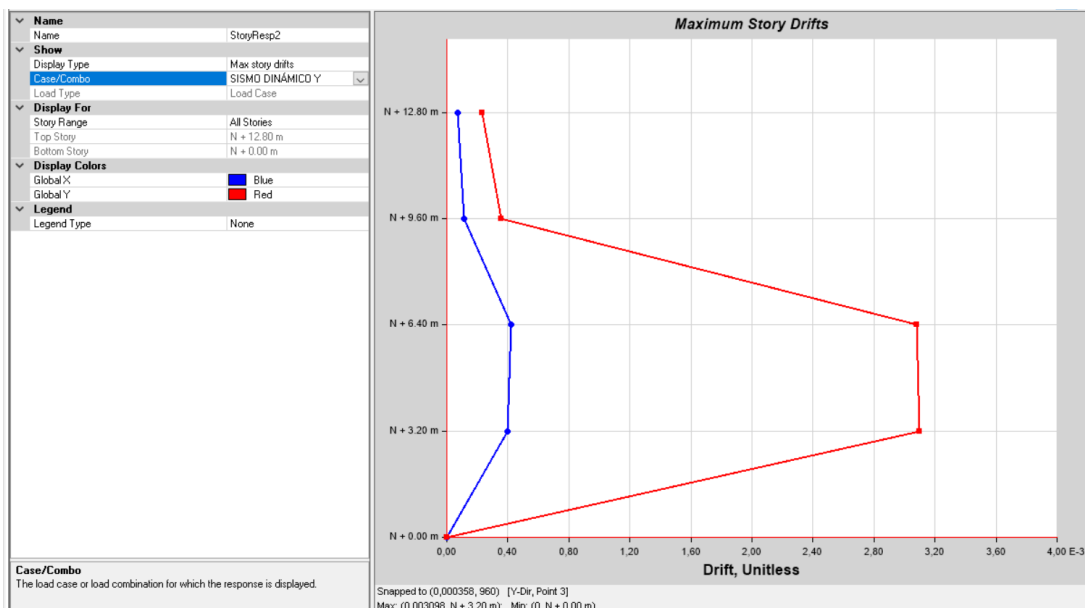
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 236:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



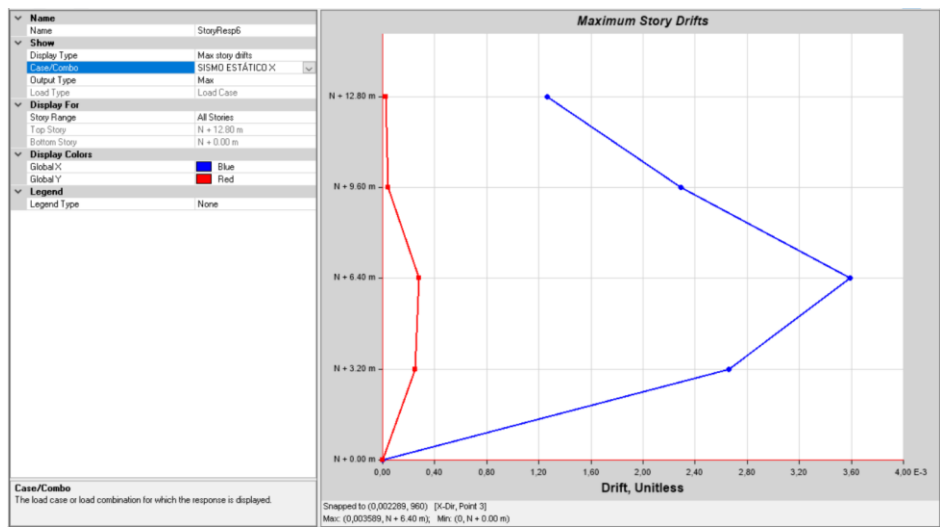
Bloque A sin apoyos: Reforzamiento 3

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 237:

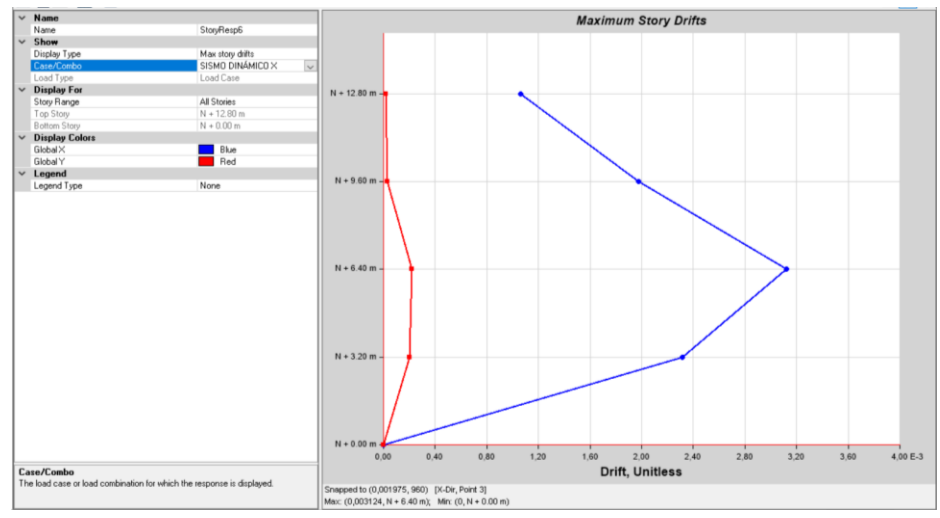
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 238:

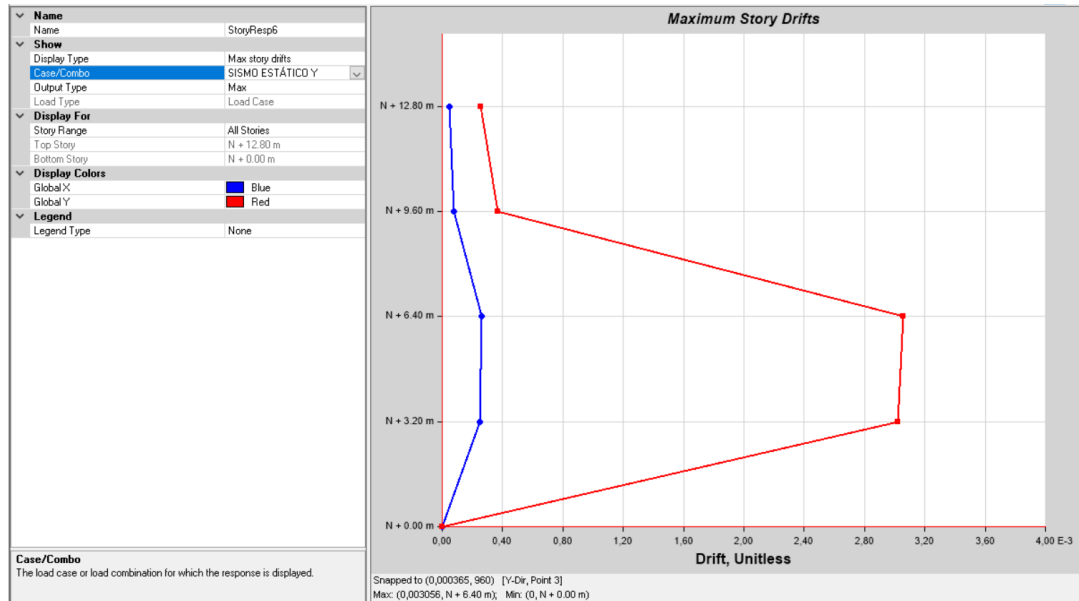
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 239:

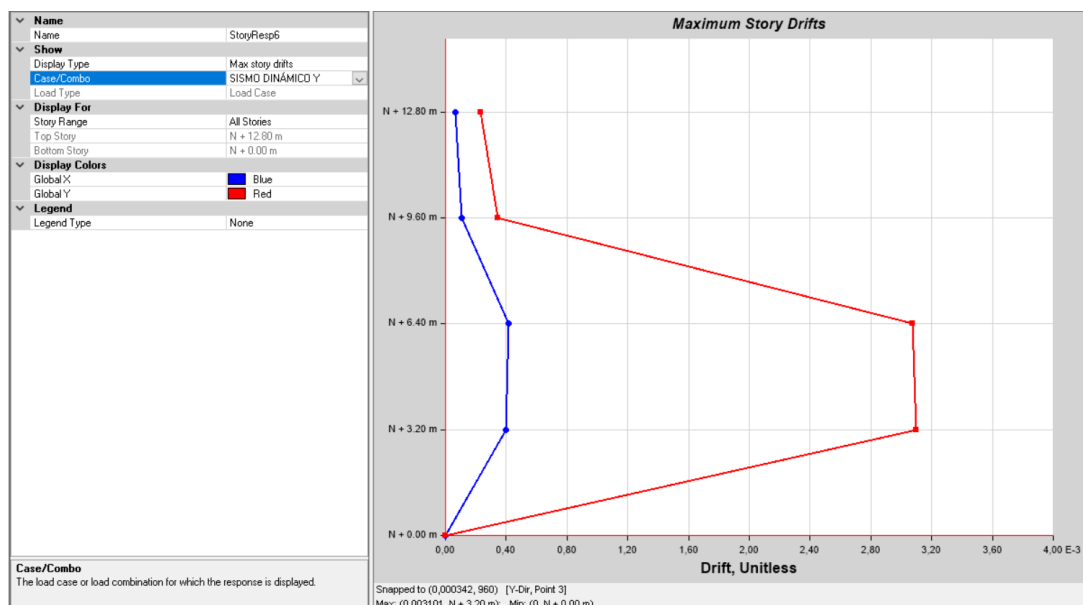
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 240:

Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



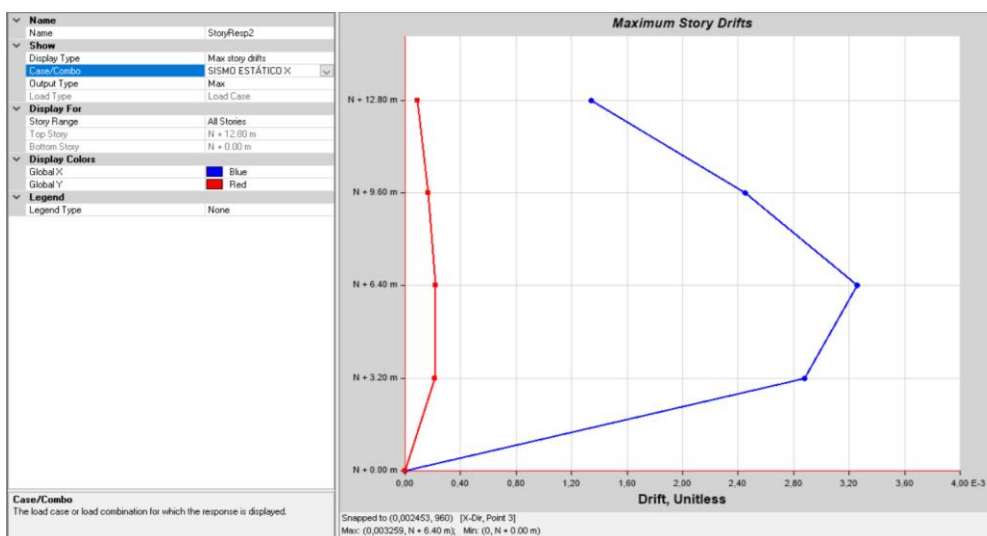
Bloque B sin apoyos y sin reforzamiento

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 241:

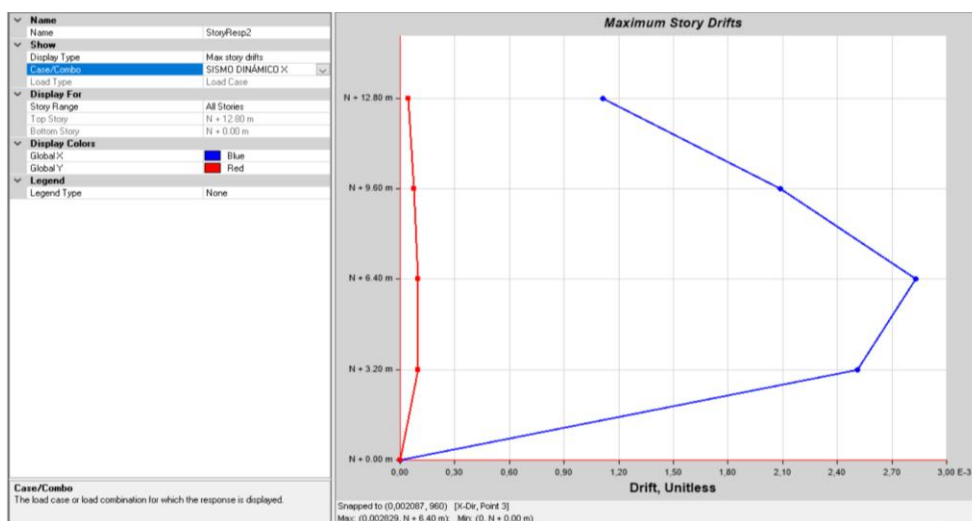
Bloque B-Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en X

Figura 242:

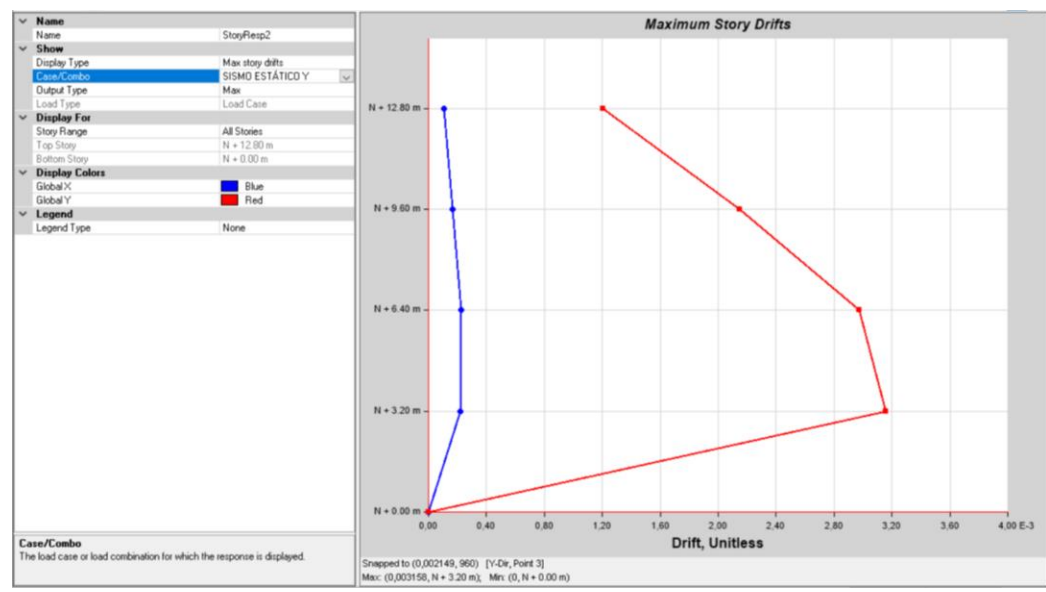
Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo estático en Y

Figura 243:

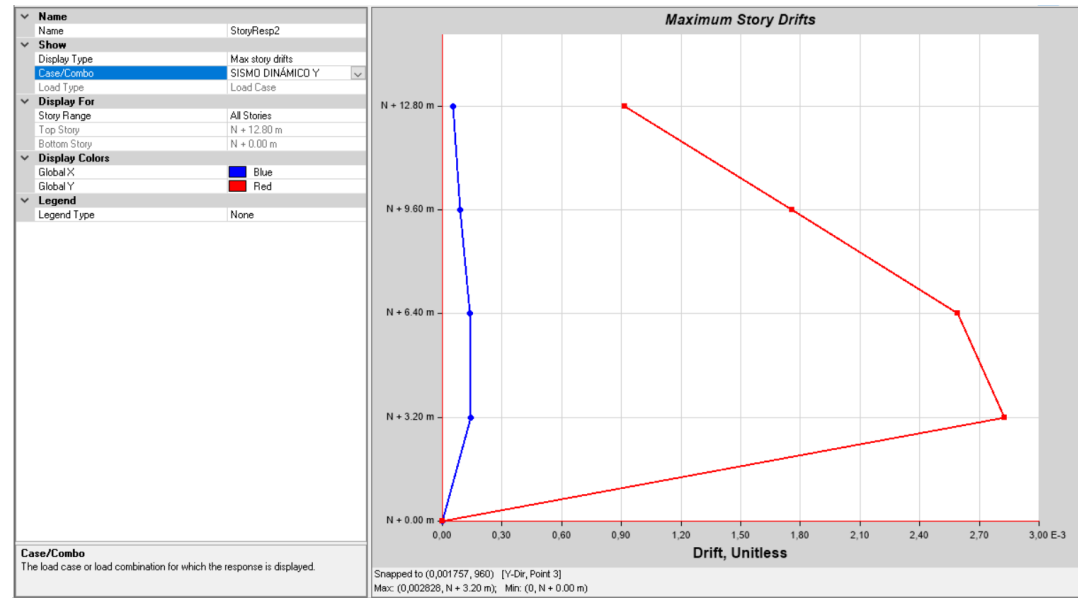
Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en Y

Figura 244:

Bloque B- Deriva máxima en el tercer y cuarto piso



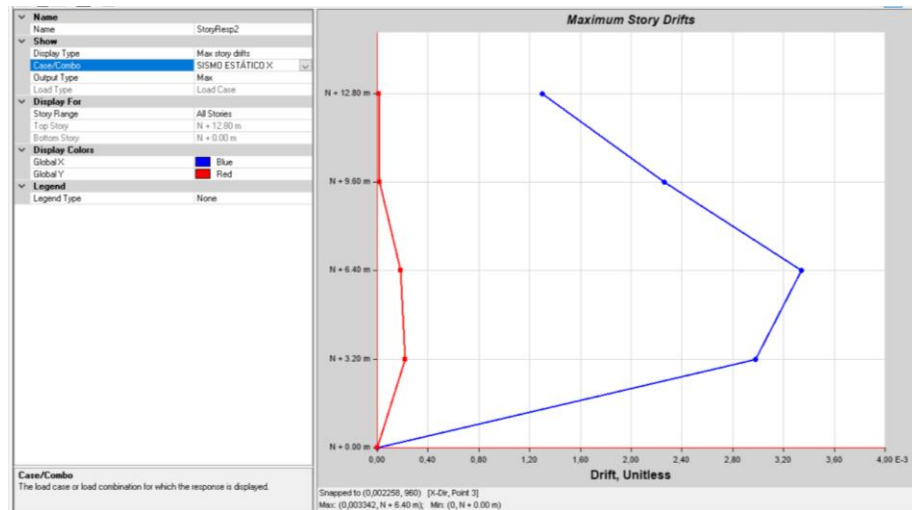
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 1

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 245:

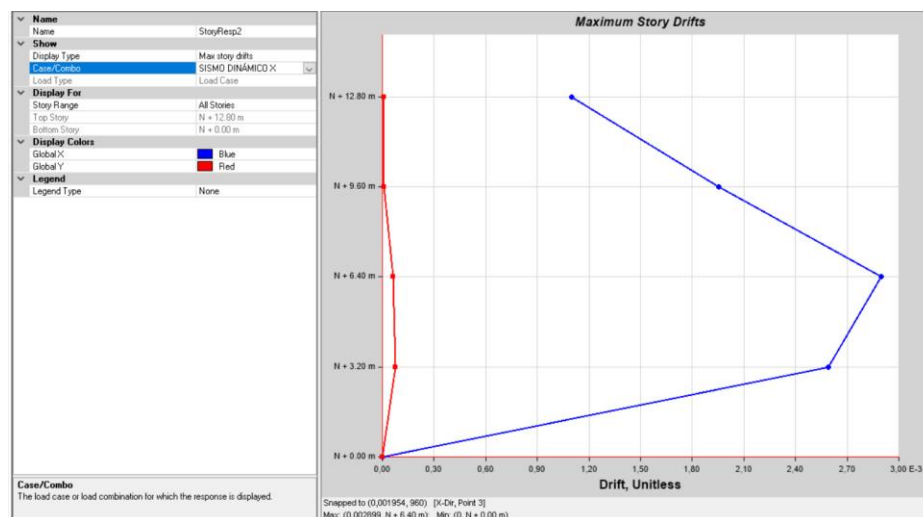
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en X

Figura 246:

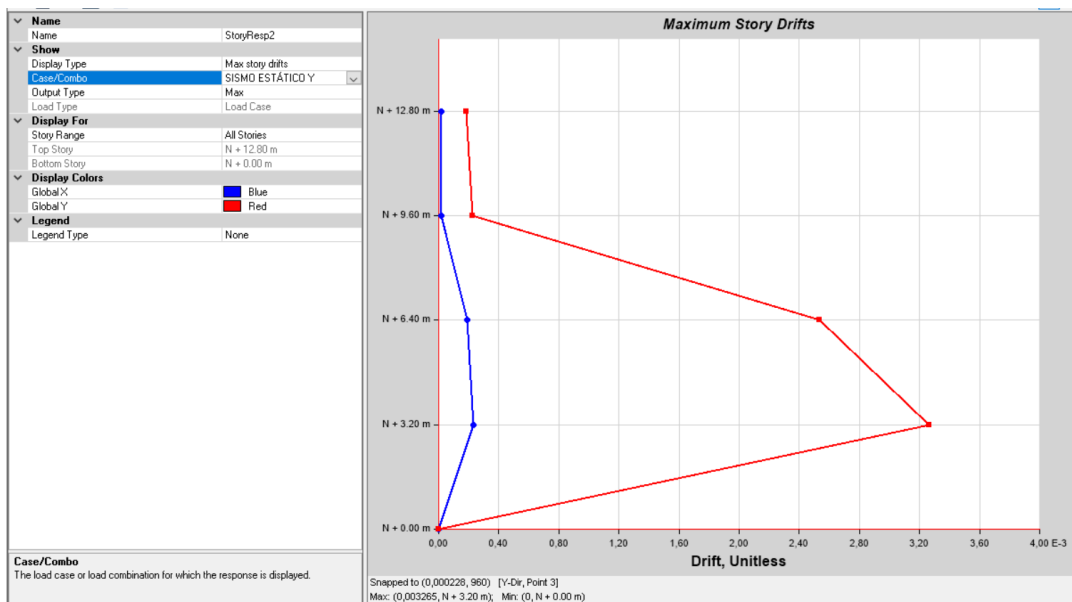
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso



Sismo estático en Y

Figura 247:

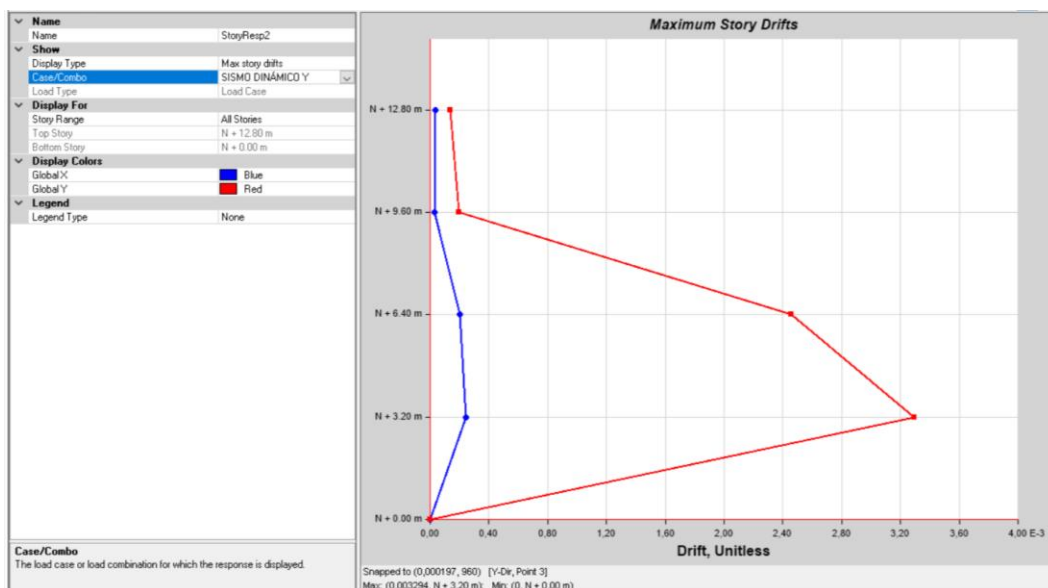
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 248:

Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 6 mm



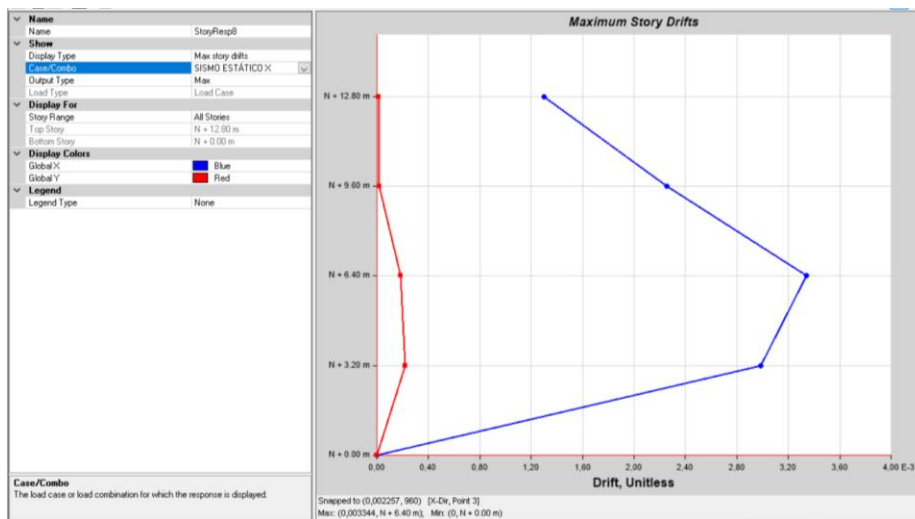
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 2

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 249:

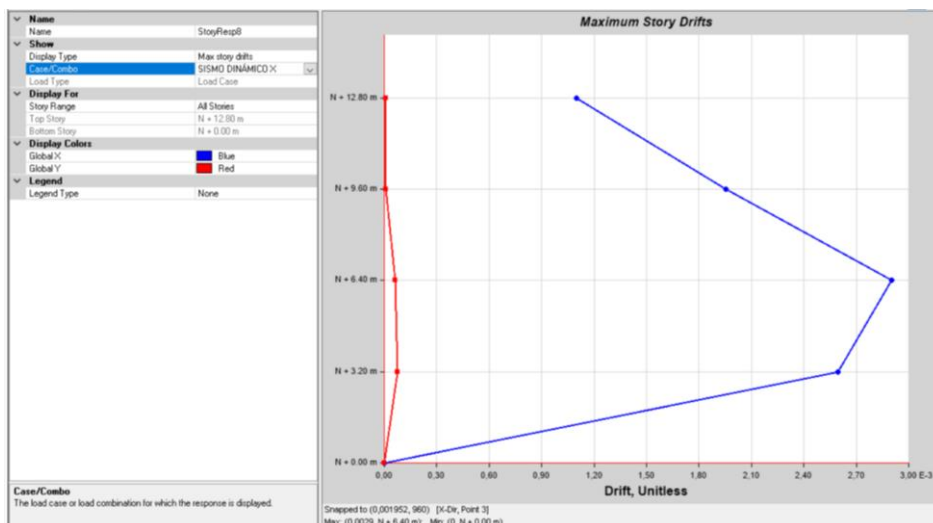
Bloque B-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm tercer y cuarto piso



Sismo dinámico en X

Figura 250:

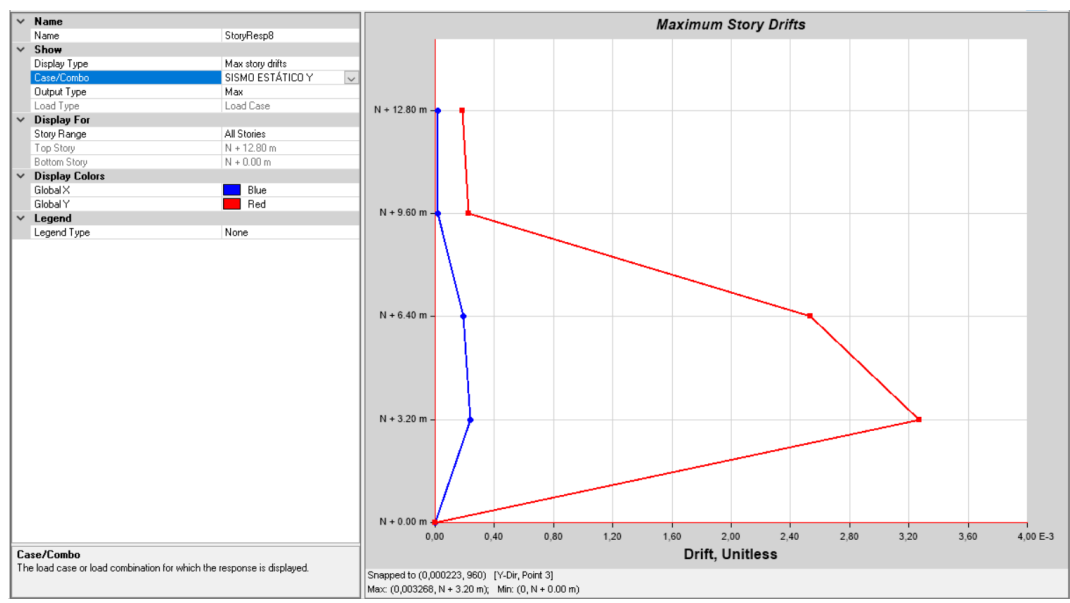
Bloque A-Deriva de mampostería con refuerzo \varnothing 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 251:

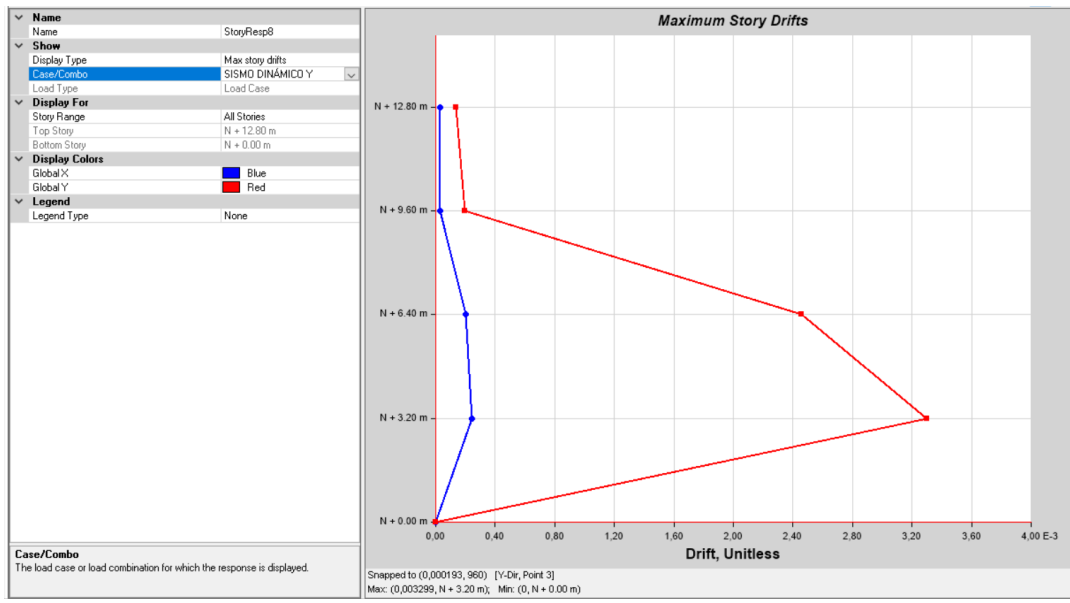
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 252:

Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo Ø 8 mm



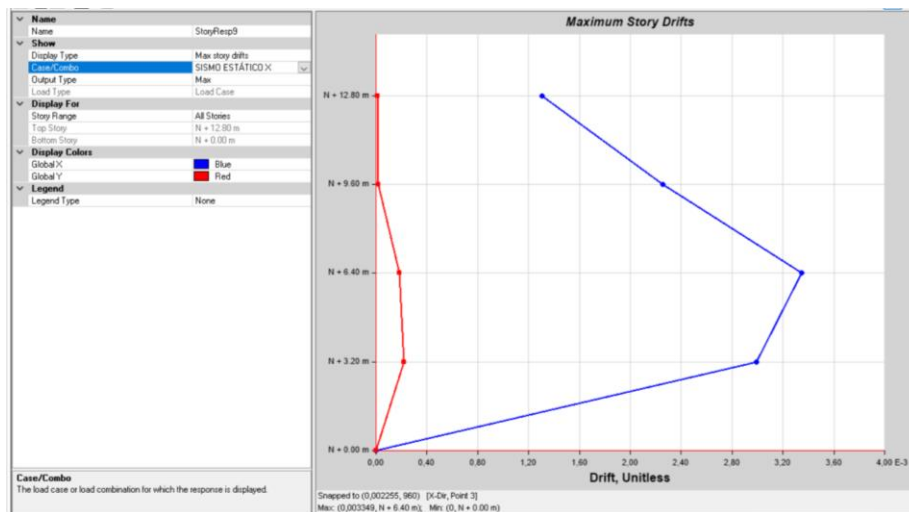
Bloque B sin apoyos: Reforzamiento 3

Derivas de piso

Sismo estático en X

Figura 253:

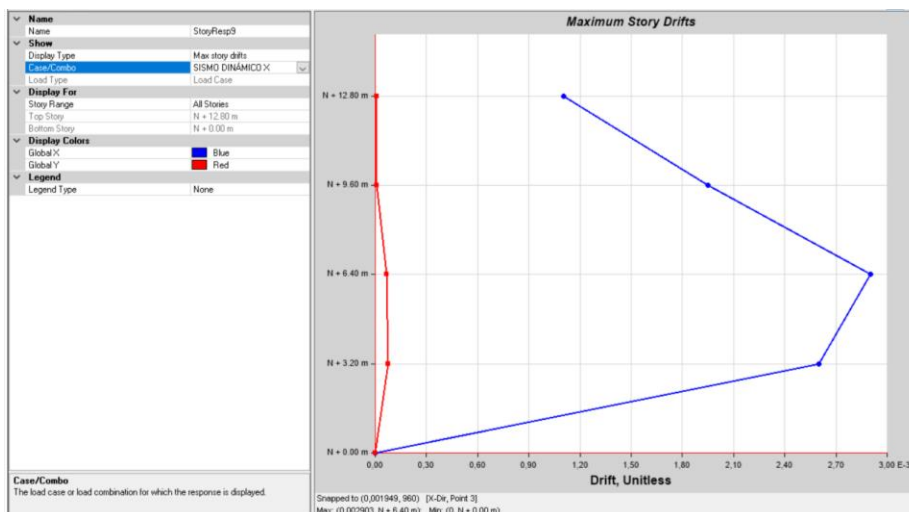
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en X

Figura 254:

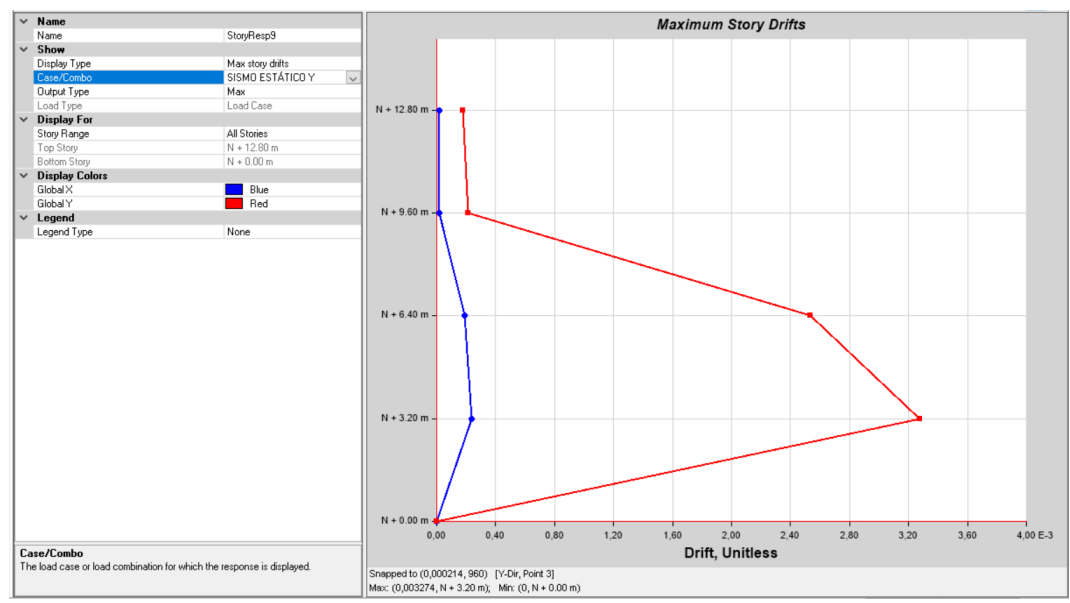
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo estático en Y

Figura 255:

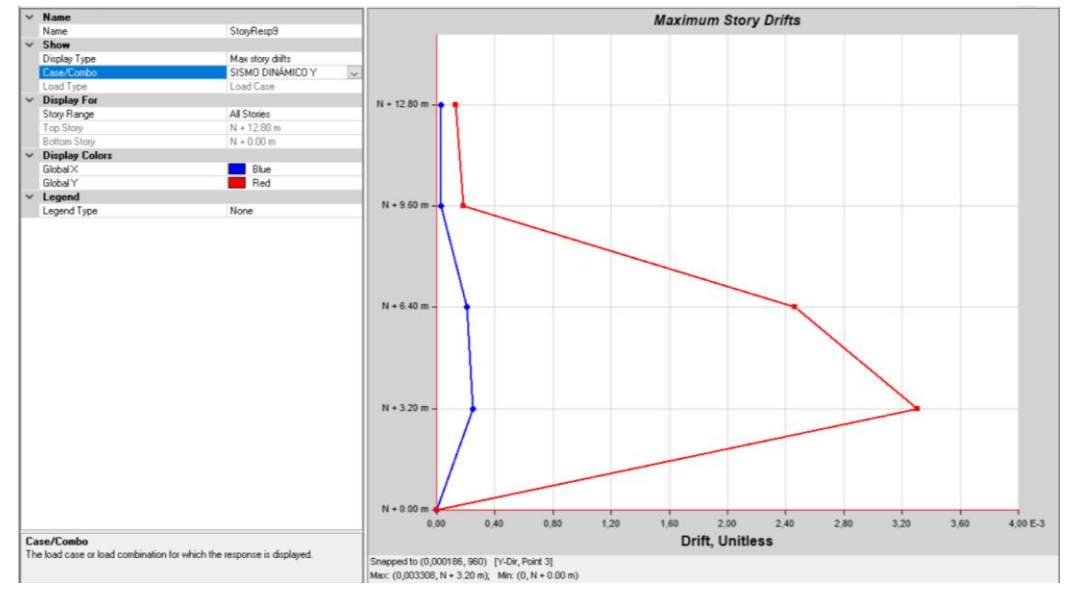
Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Sismo dinámico en Y

Figura 256:

Bloque B-Deriva máxima tercer y cuarto piso de mampostería con refuerzo 2 Ø 8 mm



Comparación de resultados

A continuación, se muestra un resumen con todos los resultados obtenidos en cuanto a las derivas de piso. Es importante mencionar que el programa ETABS proporciona la deriva elástica, por lo que es necesario multiplicarla por el factor de reducción sísmica R y por 0.75, tal como lo indica (NEC-SE-DS, 2015). Debido a que los límites otorgados por la normativa chilena son elásticos, se aplicó el mismo procedimiento para transformarlo en límite inelástico. En las siguientes tablas, se compararán los resultados de las derivas obtenidas en el tercero y cuarto piso en los diferentes estados de la estructura (real, con apoyos fijos y reforzada). Se realizaron además gráficas que ilustran de mejor manera el comportamiento de las derivas para los diferentes modelos. Para esto se definió el límite de deriva inelástica chilena como se indica posteriormente, considerando el factor R=5.

Tabla 37:

Derivas elásticas e inelásticas de los bloques sin apoyos con refuerzo y sin refuerzo

DERIVAS SIN APOYOS																
BLOQUES	BLOQUE A								BLOQUE B							
REFUERZO	SIN REFUERZO		R1		R2		R3		SIN REFUERZO		R1		R2		R3	
	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA
SISMO ESTATICO X	0,002473	0,9274%	0,002293	0,8599%	0,002292	0,8595%	0,002289	0,8584%	0,002453	0,9199%	0,002258	0,8468%	0,002257	0,8464%	0,002255	0,8456%
SISMO DINAMICO X	0,002127	0,7976%	0,001979	0,7421%	0,001978	0,7418%	0,001975	0,7406%	0,002087	0,7826%	0,001954	0,7328%	0,001952	0,7320%	0,001949	0,7309%
SISMO ESTATICO Y	0,002368	0,8880%	0,00039	0,1463%	0,000382	0,1433%	0,000365	0,1369%	0,002149	0,8059%	0,000228	0,0855%	0,000223	0,0836%	0,000214	0,0803%
SISMO DINAMICO Y	0,002037	0,7639%	0,000366	0,1373%	0,000358	0,1343%	0,000342	0,1283%	0,001757	0,6589%	0,000197	0,0739%	0,000193	0,0724%	0,000186	0,0698%

$$\text{Límite inelástico}_{\text{Norma Chilena}} = 0.002 * 0.75 * R \quad (26)$$

$$\text{Límite inelástico}_{\text{Norma Chilena}} = 0.002 * 0.75 * 5 \quad (27)$$

$$\text{Límite inelástico}_{\text{Norma Chilena}} = 0.0075 \quad (28)$$

En las ecuaciones, se muestran los resultados de las derivas inelásticas del tercer y cuarto piso del bloque A en su estado actual, sin colocar apoyos fijos que simulen un refuerzo externo, y sin cuantía de acero en la mampostería. Estas derivas fueron analizadas para los casos de carga del sismo estático y dinámico en ambos sentidos X e Y. Como se puede observar, los valores cumplen únicamente con la normativa ecuatoriana en el Bloque A. El comportamiento del Bloque B es similar al del bloque A, salvo en el sismo dinámico en Y, en el que la deriva es inferior a los límites de las tres normativas propuestas.

Tabla 38:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A y B sin apoyos fijos

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO				
BLOQUE A	% DERIVA	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,9274%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,7976%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,8880%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,7639%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
BLOQUE B	% DERIVA	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,9199%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,7826%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,8059%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,6589%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

En la Tabla 39, se encuentran las derivas inelásticas para las tres diferentes propuestas de reforzamiento del bloque A, siendo sus valores inferiores al límite de la norma ecuatoriana en todos los casos de carga del sismo. La deriva producida por el

sismo estático en X es superior para las normas chilena y peruana. El valor de deriva para el sismo dinámico en X, no cumple con el límite establecido por la norma peruana pero sí para las otras dos normas.

El bloque B (Tabla 40), presenta un comportamiento similar al bloque A en cuanto a los valores de las derivas de piso para cada caso de carga.

Tabla 39:

Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque A aplicando refuerzos en la mampostería

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO						
BLOQUE A	REFUERZO 1	REFUERZO 2	REFUERZO 3	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,860%	0,860%	0,858%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,742%	0,742%	0,741%	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,146%	0,143%	0,137%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,137%	0,134%	0,128%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 40:

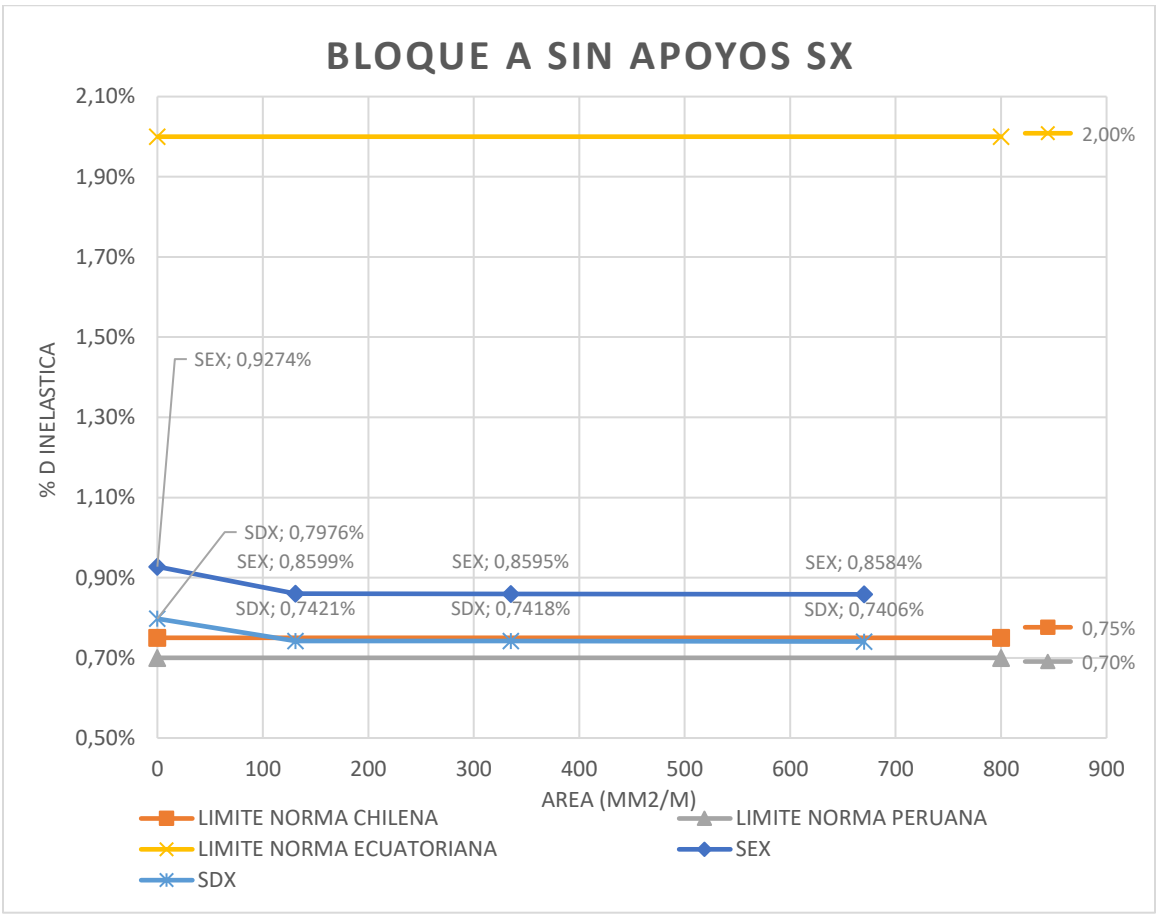
Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque B aplicando refuerzos en la mampostería

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO						
BLOQUE B	REFUERZO 1	REFUERZO 2	REFUERZO 3	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,847%	0,846%	0,846%	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,733%	0,732%	0,731%	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,086%	0,084%	0,080%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,074%	0,072%	0,070%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

En la Figura 257, se presentan los valores de derivas para el sismo en X. Se puede observar que el modelo del bloque A en el sismo estático, el primer reforzamiento redujo su deriva en un 0.0675% respecto al bloque sin refuerzo. En el sismo dinámico, el bloque reforzado reduce su deriva en un 0.0729%. En la gráfica se nota un comportamiento casi constante de los modelos con reforzamiento, si bien los valores disminuyen con el primer refuerzo, no existe un decremento significativo del segundo y el tercero respecto del primero.

Figura 257:

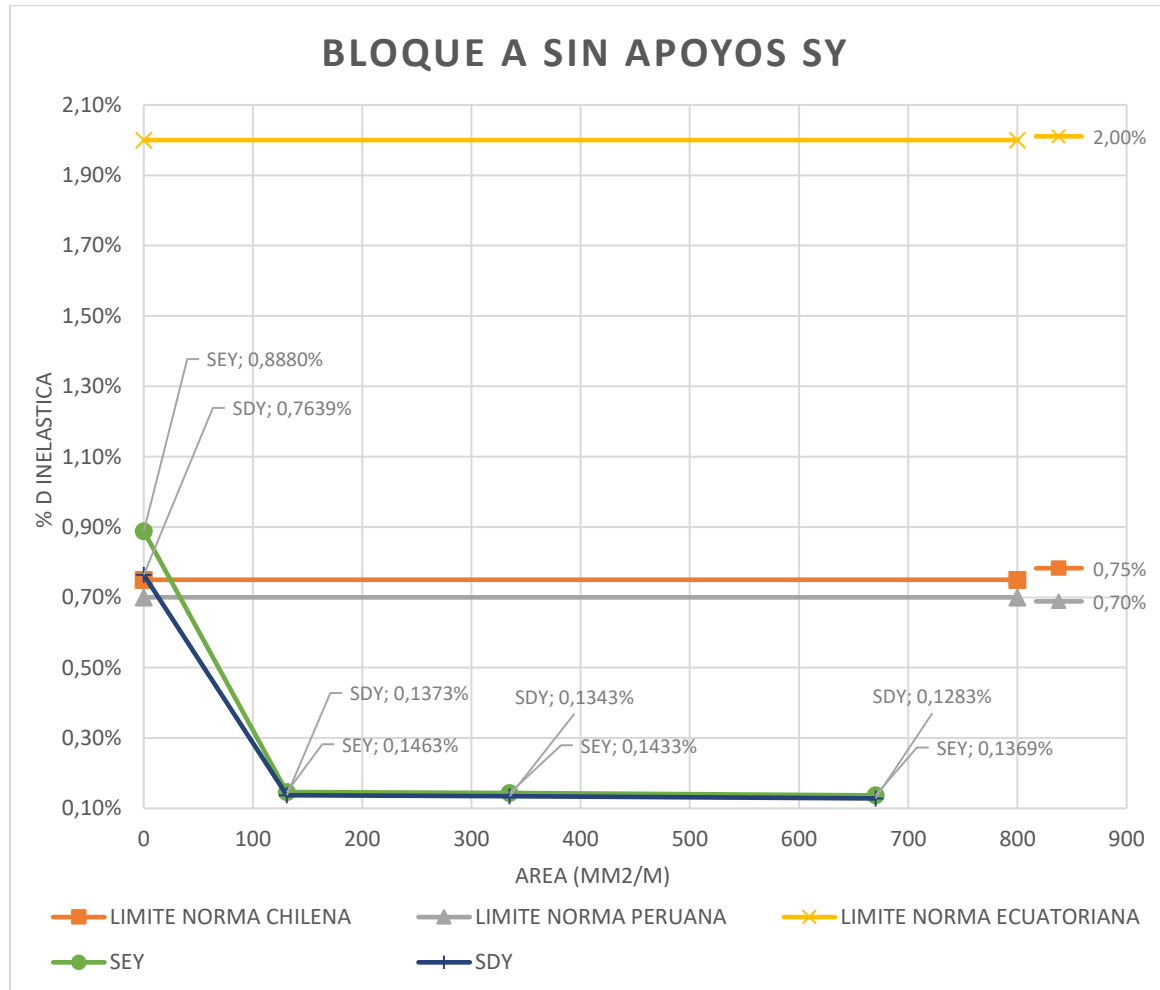
Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A sin apoyos sismo en X



La Figura 258, se evidencia que para los casos de sismo en Y, el refuerzo ayuda a disminuir las derivas por debajo de los límites de todas las normas. El porcentaje de reducción entre el estado real y el primer refuerzo es del 0.7417% en el sismo estático, y un 0.6266% de disminución en el sismo dinámico. Al igual que en el caso del sismo X, la reducción del segundo y tercer refuerzo no es representativo, incluso tiene un comportamiento casi constante.

Figura 258:

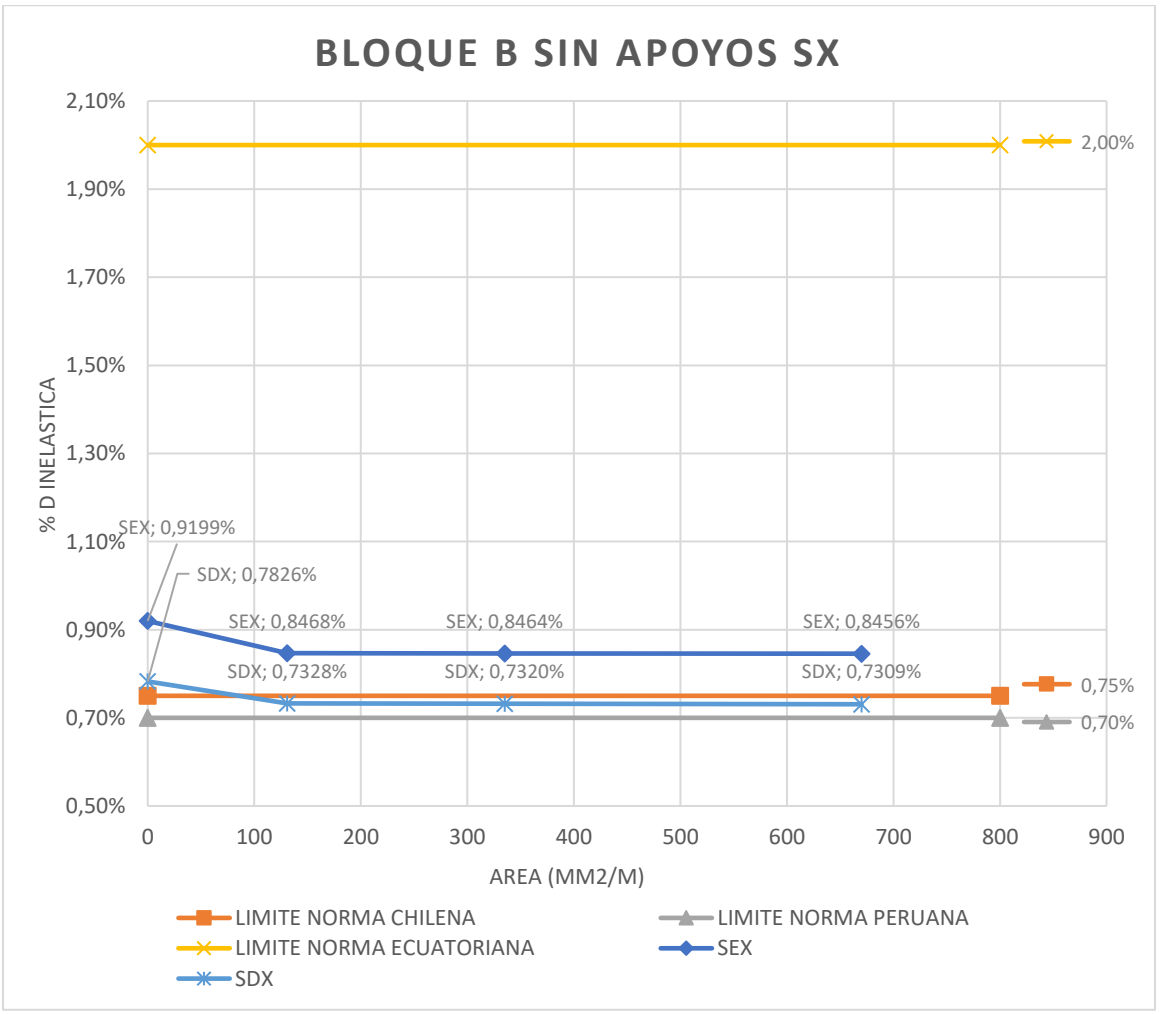
Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A sin apoyos sismo en Y



El bloque B presenta el mismo comportamiento que el bloque A, la reducción entre la aplicación del primer refuerzo y el estado actual de la estructura, es representativo. Por otro lado, al aplicar las cuantías del segundo y tercer refuerzo, no existe una reducción importante.

Figura 259:

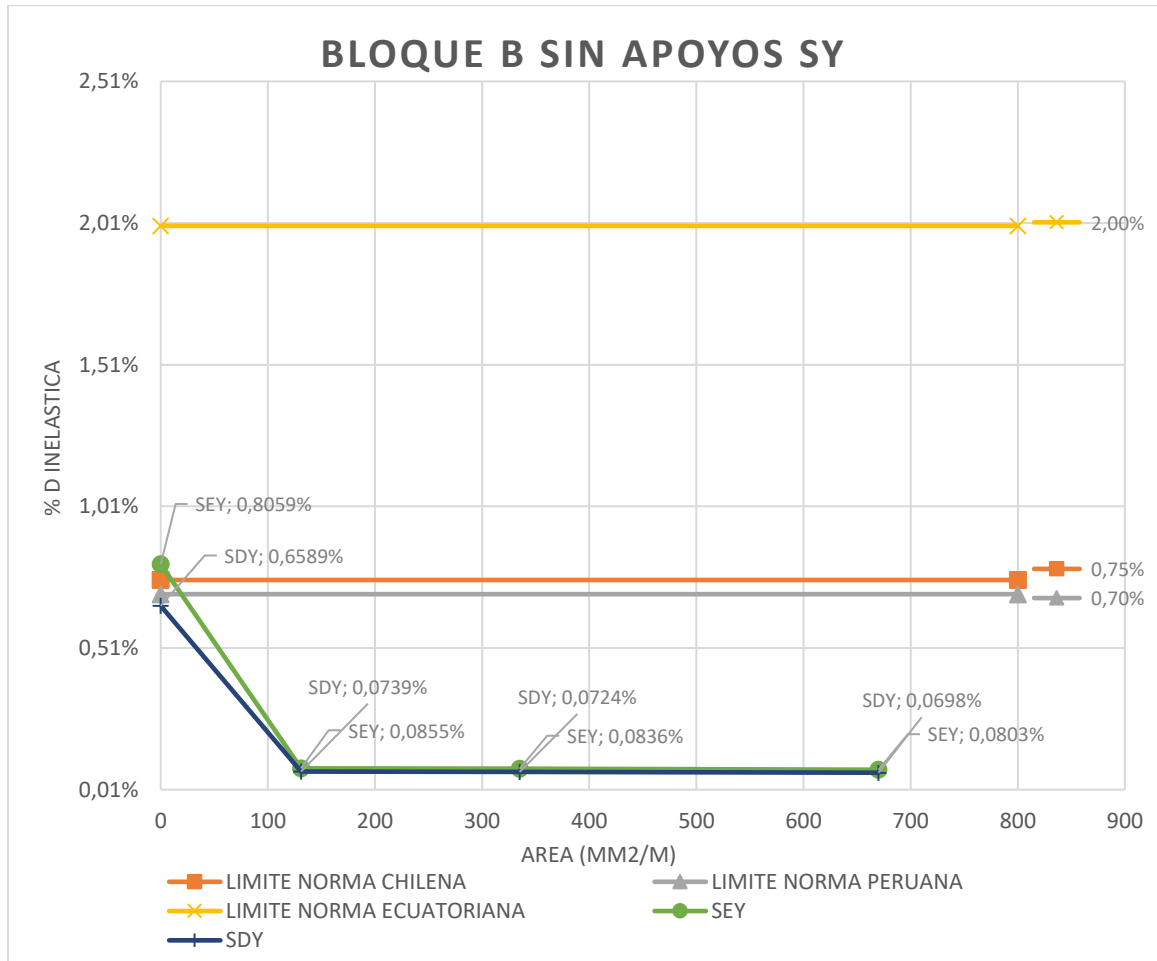
Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B sin apoyos sismo en X



La gráfica del bloque B para el estado de carga del sismo en Y, tiene el mismo comportamiento que el bloque A. Los refuerzos presentan características similares en cuanto a la aplicación de la primera cuantía de acero en la mampostería, lo que indica que las dos propuestas restantes no disminuyen las derivas en forma representativa respecto al estado original de la estructura.

Figura 260:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B sin apoyos sismo en Y



En la Tabla 41, se presentan las derivas elásticas e inelásticas del bloque con apoyos fijos del tercer y cuarto piso, pues corresponden a los únicos niveles que pueden desplazarse.

Tabla 41:

Derivas elásticas e inelásticas de los bloques con apoyos con refuerzo y sin refuerzo

DERIVAS CON APOYOS																
BLOQUES	BLOQUE A								BLOQUE B							
REFUERZO	SIN REFUERZO		R1		R2		R3		SIN REFUERZO		R1		R2		R3	
	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA	D Elastica	%D INELASTICA
SISMO ESTATICO X	0,001550	0,581%	0,001216	0,456%	0,001214	0,455%	0,001209	0,453%	0,001587	0,595%	0,001278	0,479%	0,001276	0,479%	0,001271	0,477%
SISMO DINAMICO X	0,001108	0,416%	0,000853	0,320%	0,000852	0,320%	0,000851	0,319%	0,001117	0,419%	0,000897	0,336%	0,000896	0,336%	0,000895	0,336%
SISMO ESTATICO Y	0,001423	0,534%	0,000168	0,063%	0,000162	0,061%	0,000149	0,056%	0,001453	0,545%	0,000102	0,038%	0,000098	0,037%	0,000089	0,033%
SISMO DINAMICO Y	0,000772	0,290%	0,000084	0,032%	0,000082	0,031%	0,000077	0,029%	0,000821	0,308%	0,000055	0,021%	0,000054	0,020%	0,000052	0,020%

Pese a que en la Tabla 42 se observa que todas las derivas cumplen con los límites de las diferentes normativas sin necesidad de colocar refuerzo en la mampostería, se pretende indicar cuánto se reduce si se aplican ciertas cuantías de acero, simulando la estructura externa que ayude a mejorar el comportamiento de la estructura real.

Tabla 42:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A y B con apoyos fijos

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO CON APOYOS				
BLOQUE A	% DERIVA	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,5813%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,4155%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,5336%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,2895%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
BLOQUE B	% DERIVA	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,5951%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,4189%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,5449%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,3079%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Como era de esperar, al aplicar el refuerzo, los valores de las derivas disminuyen aún más. Para todos los casos de carga, la deriva inelástica es tan baja que no sobrepasa ningún límite propuesto por las normativas ecuatoriana, chilena y peruana. Al igual que con los bloques sin apoyos fijos, se colocarán las gráficas que ilustran el comportamiento de las derivas, mismo que se mantiene similar, presentando una disminución importante entre el bloque aplicando el primer refuerzo y el bloque sin cuantías de acero en la mampostería. El segundo y tercer reforzamiento al igual que en las gráficas del modelo sin refuerzo, permanecen prácticamente constantes.

Tabla 43:

Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque A aplicando refuerzos en la mampostería

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO CON APOYOS						
BLOQUE A	REFUERZO 1	REFUERZO 2	REFUERZO 3	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,456%	0,455%	0,453%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,320%	0,320%	0,319%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,063%	0,061%	0,056%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,032%	0,031%	0,029%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 44:

Deriva máxima del tercer y cuarto piso Bloque B aplicando refuerzos en la mampostería

% DERIVA MAXIMA TERCER Y CUARTO PISO CON APOYOS						
BLOQUE B	REFUERZO 1	REFUERZO 2	REFUERZO 3	NEC-15	NCh 433	E.030
SISMO ESTATICO X	0,479%	0,479%	0,477%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO X	0,336%	0,336%	0,336%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO ESTATICO Y	0,038%	0,037%	0,033%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
SISMO DINAMICO Y	0,021%	0,020%	0,020%	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Figura 261:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A con apoyos sismo en X

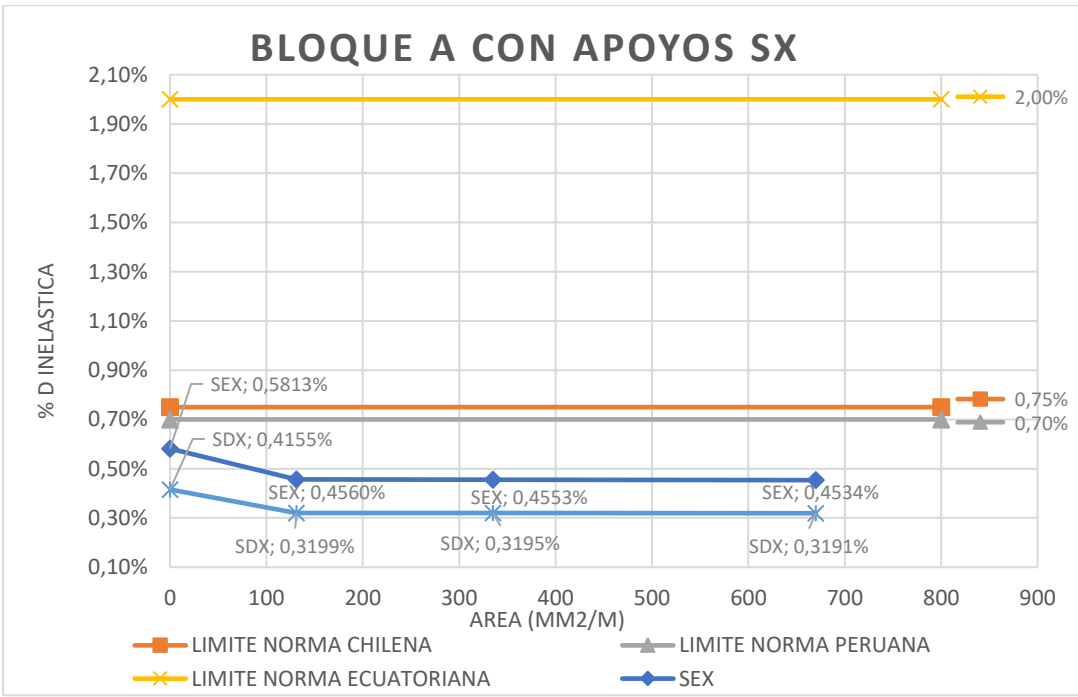


Figura 262:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque A con apoyos sismo en Y

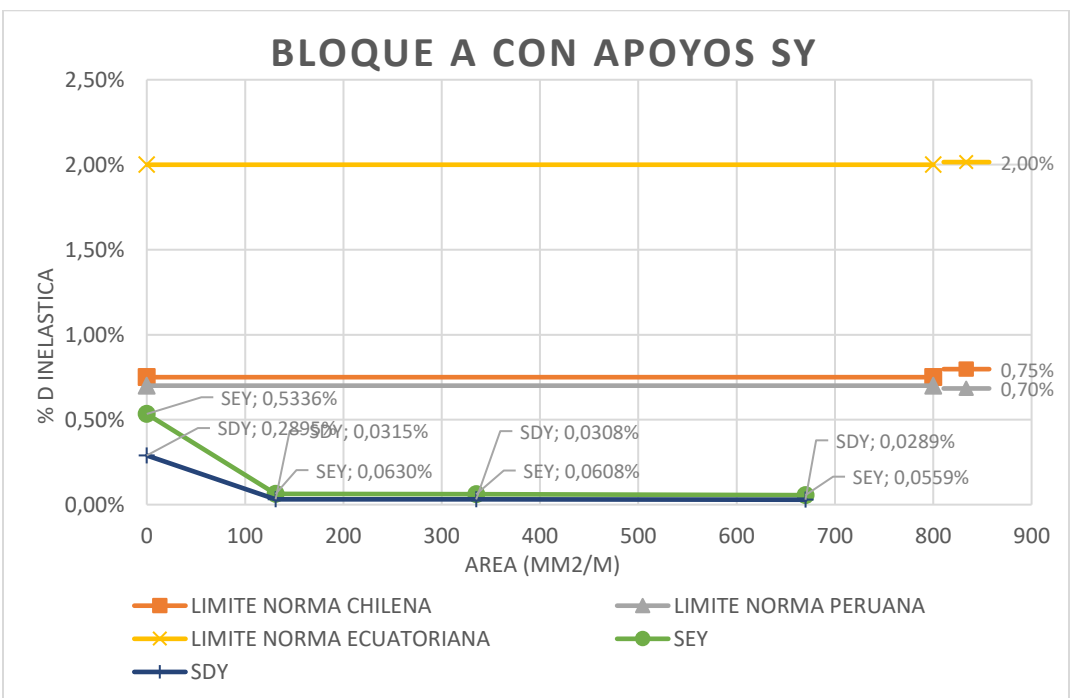


Figura 263:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B con apoyos sismo en X

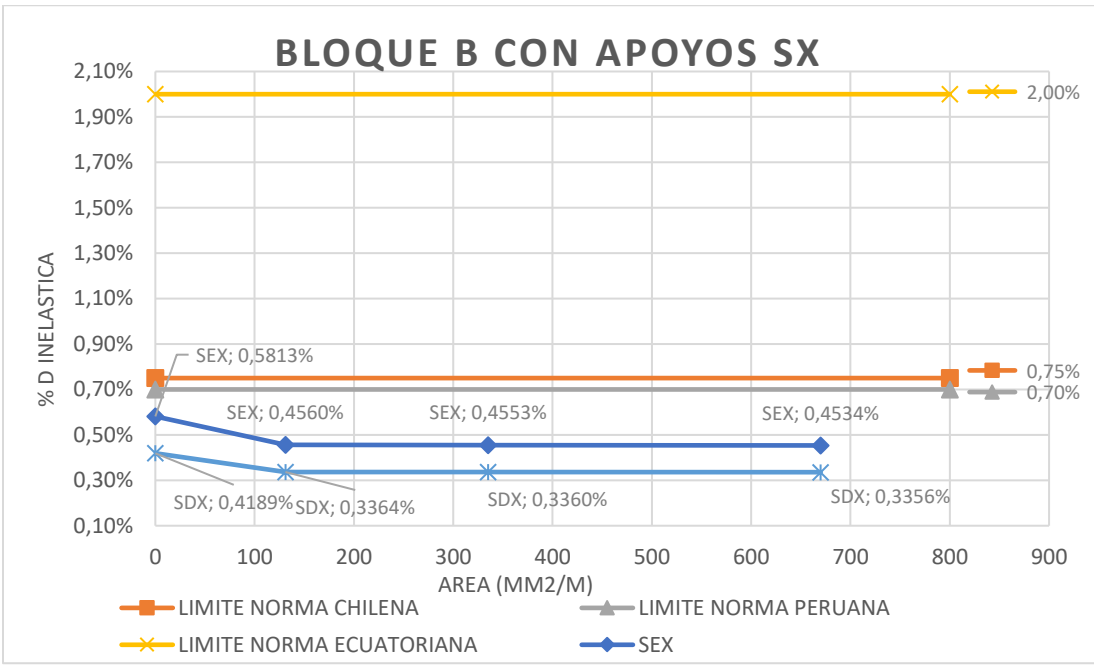
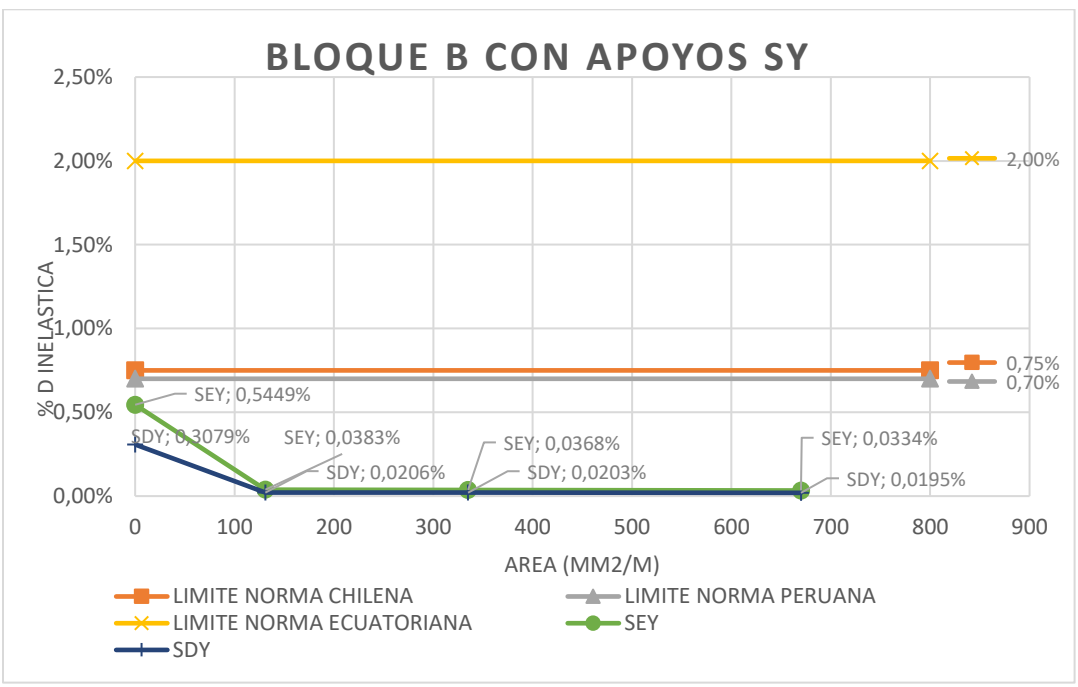


Figura 264:

Derivas máximas del tercer y cuarto piso bloque B con apoyos sismo en Y



Capítulo VI

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

- Para determinar el comportamiento actual de la estructura, se recurrió a investigaciones previas. Además, se realizaron ensayos de acelerogramas y el modelamiento estructural con ayuda del software ETABS.
- Mediante información obtenida en planos estructurales del Cuerpo de Ingenieros del Ejército, se halló que, al ser construida la edificación en dos etapas, se utilizó acero de 2800 kg/cm² para los dos primeros pisos, y acero de 4200 kg/cm² para la segunda etapa.
- Por medio del ensayo de acelerogramas, utilizando un sensor de aceleraciones marca Libelium, y con la ayuda del programa SeismoSignal, se obtuvo un periodo para el bloque A en sentido X de 0,643 y en sentido Y de 0.535, y para el bloque B en sentido X de 0,641 y en sentido Y de 0.553.
- El periodo fundamental de acuerdo con la NEC-15 del bloque A y del bloque B es de 0.546
- Al analizar el estado actual de la estructura a través de ensayos con acelerogramas, se encontró una diferencia en los periodos de la estructura con los periodos presentados por el software. Para refinar el modelo se modificaron las inercias de

las vigas y columnas en un 18% para el Bloque A y un 28% para el Bloque B, con el fin de coincidir con los periodos de la estructura.

- Para el modelamiento se definió un diafragma rígido con el objetivo de que exista el mismo número de grados de libertad, traslacionales y rotacionales, en los nodos o nudos. Se asume que la losa tiene rigidez infinita al no poseer deformaciones axiales. Adicionalmente se dividieron las losas en fragmentos de 1m por 1m y la mampostería en fragmentos de 1,25 m por 1,25 m mediante un automesh con el fin de conseguir una distribución de cargas más acopladas a la realidad.
- Para el ingreso del espectro de diseño se utilizó un factor de reducción $R=5$ debido a la diferencia de la resistencia del acero existente entre los dos primeros y los dos últimos pisos de la edificación, provocando una reducción de ductilidad en los edificios. El factor de zona sísmica Z para Sangolquí es de 0,4. Debido a que se trata de un suelo tipo C, los coeficientes de perfil de suelo son $F_a=1.20$, $F_s=1.11$ y $F_d=1.11$. El coeficiente de importancia de acuerdo a la clasificación propuesta por la norma es 1. El factor η para las provincias de la Sierra tiene un valor de 2.48.
- De acuerdo con la configuración del edificio, los coeficientes de elevación y de planta son igual a 1 ya que la estructura es regular en planta y en elevación.
- El cálculo del cortante basal se realizó utilizando la ecuación proporcionada por la NEC-15. El cortante del bloque A y del bloque B es el 20.9% de la carga sísmica reactiva.

- La suma de la participación de la masa en los tres modos de vibración es mayor al 90% en el bloque A y B.
- Adicionalmente a los objetivos del proyecto, para describir el nivel de desempeño de la estructura se realizó un análisis estático no lineal, asignando rótulas plásticas tanto en las vigas como en las columnas siguiendo el código ASCE 41-13.
- Mediante el análisis estático no lineal se pudo evidenciar que el bloque A y el bloque B presentan graves problemas, uno de ellos es el daño severo presentado en las columnas del primer y segundo piso, formándose rotulas plásticas antes que en las vigas. Por esta razón se resolvió que las edificaciones deben tener una estructura adicional que sirva de refuerzo para los dos primeros pisos con el objetivo de mejorar el desempeño de los bloques. Se adoptó el modelo matemático para esta solución colocando apoyos fijos en los dos primeros niveles para restringir los desplazamientos laterales.
- El bloque A y B de residencia de los oficiales fue construido bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción, en el cual el valor máximo permisible del desplazamiento relativo inelástico de piso es del 2%. Al analizar el comportamiento actual de la estructura, la deriva inelástica máxima del bloque A es 1.46 % y del bloque B 1.26%, ambas inferiores al 2% cumpliendo con el Código Ecuatoriano y con la normativa actual NEC-15; sin embargo, no cumplen con normativas más exigentes como la peruana E.030 y la chilena NCh 433, con una deriva máxima inelástica del 0,70% y 0.75% respectivamente.

- Se colocó el reforzamiento únicamente en los paneles de mampostería que incluían elementos confinantes como vigas y columnas, por esta razón únicamente se reforzó en el sentido corto de la estructura y se analizó el comportamiento estructural en este sentido, incluyendo apoyos fijos en los dos primeros pisos, para el análisis estático no lineal.
- Al realizar un análisis estático no lineal en el sentido del refuerzo, se observó que la estructura presenta un comportamiento elástico, no existe un punto de desempeño que describa el estado de la estructura y la curva de capacidad indicó que el comportamiento de los bloques no entra en el rango no lineal.
- La mampostería se modeló como un elemento tipo “layered” para poder incluir el reforzamiento. Se colocaron 3 diferentes cuantías de acero para el reforzamiento en la mampostería indicadas a continuación: Armex tradicional R-188 (\varnothing 6 mm), Armex tradicional R-335 (\varnothing 8 mm) y 2 mallas Armex tradicional R-335 (\varnothing 8 mm). Todas con una separación de 15 cm en ambos sentidos.
- Se analizó la reducción de derivas con dos modelos, uno con apoyos y otro sin apoyos, para encontrar la incidencia del reforzamiento en la mampostería. En base a los resultados del Capítulo V, el reforzamiento más adecuado en la mampostería es la malla Armex tradicional R-188 (\varnothing 6 mm).
- Se pudo concluir que un incremento de cuantía no reduce significativamente las derivas, sin embargo, todos los modelos analizados cumplieron con las derivas máximas permisibles propuestas por las diferentes normativas.

Recomendaciones

- Para el enchapado en lo posible se debe trabajar con mallas enteras de un solo cuerpo en el panel, también se recomienda un proceso de curado ya que se trata de un reforzamiento estructural donde se emplea cemento.
- Se recomienda no utilizar grandes cuantías de acero para reforzar la mampostería, pues el acero no interviene en la reducción de las derivas de piso, sino la sección del elemento.
- Al realizar el ensayo de acelerogramas, es recomendable trabajar con un mínimo de 30000 datos y eliminar los picos que provocan ruido en la señal para obtener respuestas más confiables.
- Debido a que se encontraron fallas en el comportamiento de la estructura, se recomienda realizar un estudio más detallado de su estado actual con el fin de prevenir posibles daños en caso de un sismo en la zona donde se encuentra ubicada.
- Al realizar el análisis estático no lineal (pushover), es recomendable realizar el análisis por separado para evitar inconvenientes debido a las posibles limitaciones del programa.
- Se recomienda realizar los análisis de forma independiente pues los factores de rigidez para cada caso son diferentes, por ende, los resultados varían.

Referencias

- Aguiar, R. (2015). *Microzonificación Sísmica de Quito* (Issue August 2013).
- AISC 341-05. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Including Supplement No. 1). *American Institute of Steel Construction*.
- American Society of Testing Materials (ASTM C805/C805M-18). (2018). (*ASTM C805/C805M-18*) *Método de ensayo: Determinación del número de rebote en concreto endurecido*. 502, 4.
- Barbat, A. H., & Pujades, L. (2004). Evaluación de la Vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *SÍSMICA 2004 - 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*, 1977, 229–252.
- Bonett, R. L. (2003). *Capítulo 2 Vulnerabilidad y daño sísmicos: concepto y evaluación 2.1 Introducción*. 9–46.
- Cassano, A. M. (2009). Analisis De Estructuras Bajo Acciones Dinámicas. In *Facultad Regional Paraná – Universidad Tecnológica Nacional*.
- Corporación OSSO. (n.d.). *Refacciòn*.
<https://www.osso.org.co/docu/tesis/2001/comportamiento/refraccion.pdf>
- Dgb. (2010). Introducción a Las. *Programas de Estudios*, 1(Semestre 1), 1–34.
- Inen, C. P. E. (1998). *Instituto Ecuatoriano De Electrificación*.
- LÓPEZ, K., & USHIÑA, W. (2017). *Determinación Del Modulo De Elasticidad De Mampostería De Bloque No Estructural Utilizada En La Vivienda Ecuatoriana Proyecto*. 145. <https://doi.org/10.1103/PhysRevX.7.041008>
- Martínez, N. (2008). *Mecánica de Sólidos*.

- Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos* (Primera Ed).
FUNDACIÓN ICA. A.C.
- Mussardo, G. (2019). Manual para la Regulacion de Procesos Constructivos. *Statistical Field Theor*, 53(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Navarro, C., & Pérez, J. (2015). *Introducción al Método de los Elementos Finitos*.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico-Diseño sismo resistente*.
- NEC-SE-RE. (2015). Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. In *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). *E. 030 - Diseño Sismorresistente* (p. 15 pp.). <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>
- Rivera, R. (2010). Método del Índice de Vulnerabilidad. *Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado*, 2, 38–60.
- Aguiar, R. (2015). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito.
- Aragón, G. (3 de Noviembre de 2015). *Universidad de Burgos Repositorio Institucional*.
Obtenido de Universidad de Burgos Repositorio Institucional:
https://riubu.ubu.es/bitstream/handle/10259/4624/Arag%F3n_Torre.pdf?sequence=1
- ASCE 7-10. (2010). *Medeek Design Inc*. Obtenido de Medeek Design Inc.:
http://design.medeek.com/resources/DOCUMENTS/ASCE7-10_CH26.pdf
- ASTM D5777. (2011).
- Aybarrariola. (2006). *Cimentaciones superficiales y profundas*.
- BDL Soluciones Estructurales de Ingeniería y Consultoría. (2014). *BDL*. Obtenido de BDL: <https://www.bdl.cl/articulos/auscultaciones/34-ensayos-no-destructivos>

Bonett, R. (17 de Octubre de 2003). *TDX*. Obtenido de TDX:

<https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/07CAPITULO6.pdf?sequence=7&isAllowed=y>

Cardona, O. D. (2004). *Metodología para la evaluación del desempeño de la gestión del riesgo*.

Civilgeeks. (11 de Abril de 2011). *Civilgeeks.com Ingeniería y Construcción*. Obtenido de Civilgeeks.com Ingeniería y Construcción:

<https://civilgeeks.com/2011/04/11/ensayos-no-destructivos-del-concreto-ultrasonido/>

Cóceres, H., Möller, O., & Rubinstein, M. (Noviembre de 2003). Análisis Dinámico No Lineal de Estructuras Espaciales Sismorresistentes de Pisos Múltiples. *Análisis Dinámico No Lineal de Estructuras Espaciales Sismorresistentes de Pisos Múltiples*. Bahía Blanca, Argentina.

COGUANOR. (s.f.). *Conred*. Obtenido de Conred:

https://conred.gob.gt/site/normas/NRD3/2_concreto/norma_coguanor_ntg_41017_h11_astm_c805.pdf

Computers and Structures, Inc. (2017). *Concrete Shell Reinforcement Desing*.

Cuerpo de Ingenieros del Ejercito . (1986). *Plano estructural (Vivienda de oficiales)*. Quito.

Dávila Revelo, C. S., del Pino de la Cruz, C. E., Martinez Lascano, D. F., & Solano Cajamarca, B. J. (2018). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA RESIDENCIA UNIVERSITARIA DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE*. Sangolquí.

- Echeverry, V. (2018). *360 EN CONCRETO*. Obtenido de 360 EN CONCRETO:
<https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/ensayos-no-destructivos-para-rehabilitacion-de-edificacion>
- Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación. (2014). *Universidad de Sevilla*.
 Obtenido de Universidad de Sevilla:
<https://asignatura.us.es/materialesII/practica.htm#inicio>
- Flores, L., Moisés, R., & Reyes, C. (2004). *SMIE*. Obtenido de SMIE:
http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_13/te_02/ar_10.pdf
- GC CONSTRUCCIONES. (s.f.). *Lo que necesitas saber sobre Mampostería Reforzada*.
 Obtenido de <http://gc-construcciones.net/lo-necesitas-saber-mamposteria-reforzada/>
- Geoseismic. (2 de Agosto de 2017). Obtenido de <http://www.geoseismic.cl/metodo-sismico-hvsr-tecnica-nakamura/>
- GLEM ESTUDIOS Y PROYECTOS EIRL. (14 de Diciembre de 2016). *GLEM ESTUDIOS Y PROYECTOS EIRL*. Obtenido de GLEM ESTUDIOS Y PROYECTOS EIRL: <http://glem.com.pe/ensayos-destructivos-semidestructivos-y-no-destructivos-en-la-evaluacion-de-estructuras/>
- Google Maps. (03 de 05 de 2020). *Google Maps*. Obtenido de <https://www.google.com/maps/@-0.3165586,-78.452257,15.5z>
- Hernández, W. (25 de Enero de 2017). *issuu*. Obtenido de issuu:
<https://issuu.com/williamhernandezvargas/docs/aplicacion-del-a.e.n.l-pushover>
- ICCG. (2018). Ensayos no destructivos para la evaluación de la resistencia del concreto endurecido. *Boletín Técnico 06*, 1.
- Ideal Alambrec Bekaert. (2018). *Ideal Alambrec Bekaert*. Obtenido de <https://idealalambrec.bekaert.com/es-MX/construccion/guia-de-la-construccion>

- Navarro Ugena , C., & Pérez Castellanos, J. L. (1999). *uc3m* . Obtenido de Universidad Carlos III de Madrid OPENCOURSEWARE: http://ocw.uc3m.es/mecanica-de-medios-continuos-y-teoria-de-estructuras/ingenieria-estructural/material-de-clase-1/apuntes/Capitulo_1_II_-Analisis_de_estructuras.pdf
- NCh 433. (2012). *Norma Chilena Oficial, Diseño sísmico de edificios*.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS*. Quito.
- NEC-15. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Cargas No Sísmicas*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015).
- Oviedo, J. A. (2017). *efe-Prima-ce CONTROL Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS*. Obtenido de <http://www.efepripace.co/reforzamiento-sismico-estructural/>
- Páez, D. (Julio de 2017). *ResearchGate*. Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/319182048_Influencia_de_muros_de_mamposteria_en_el_comportamiento_de_edificios_de_Manta_durante_el_terremoto_de_16_de_abril_del_2016_Pedernales-Ecuador
- Porco, G., Valer, G., & Romano, D. (Octubre de 2013). *SISMLAB S.R.L*. Obtenido de SISMLAB S.R.L: http://www.sismlab.com/doc/IXCORENDE_Trabajo_Porco_Romano_Valer_Montero.pdf
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador* . Quito: Editora Nacional.
- Saavedra, C. (30 de Mayo de 2018). *Ing. Carlos A. Saavedra, Material académico de materiales de Ingeniería Civil en el área de estructuras*. Obtenido de Ing. Carlos A. Saavedra, Material académico de materiales de Ingeniería Civil en el área de

estructuras: <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>

Slebi, C., & Vargas, D. (2014). *Biblioteca UPB Bucaramanga*. Obtenido de Biblioteca UPB Bucaramanga: http://biblioteca.upbbga.edu.co/docs/digital_27335.pdf

Suárez, R. (Noviembre de 2004). *Research Gate*. Obtenido de Research Gate: https://www.researchgate.net/publication/216744783_Ensayo_no_destrutivo_de_hormigones_por_ultrasonidos

Torres, C. (15 de Junio de 2018). *informes de la construcción*. Obtenido de informes de la construcción: <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/article/view/5902/6982>

Unidad de Desarrollo Físico UFA-ESPE. (s.f.). *PLANOS RESIDENCIA ESPE MATRIZ*. Sangolquí.

Vásquez, D., & Serpa, J. (2018). *Repositorio Institucional Universidad de Cuenca*. Obtenido de Repositorio Institucional Universidad de Cuenca: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/31467/1/Trabajo%20de%20Titulaci%C3%B3n.pdf>

Villagrán, E., Posada, A., Cruz, M., Hidalgo, J. P., Galindo, S., & Otoniel, J. (30 de Mayo de 2020). *Redalyc*. Obtenido de Redalyc: <https://www.redalyc.org/jatsRepo/944/94463783001/html/index.html>

Weather Spark. (s.f.). *Weather Spark*. Obtenido de Weather Spark: <https://es.weatherspark.com/y/20029/Clima-promedio-en-Sangolqu%C3%AD-Ecuador-durante-todo-el-a%C3%B1o#Sections-Sources>

Wikipedia. (31 de Agosto de 2019). *Wikipedia*. Obtenido de Wikipedia: https://es.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lisis_din%C3%A1mico

Yepez, J. (1996). Desempeño sísmico de edificaciones esenciales. *Edificaciones Esenciales*, 65-86.

Anexos

- **Anexo 1:** Planos de detalle del reforzamiento estructural del Bloque A y B