



**Análisis de Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento para el Edificio  
Central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” en Quito**

Mazón Pachacama, Pablo Bolívar y Reinoso Salinas, Juan Pablo

Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación, Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela, Ph. D.

Sangolquí

2020



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

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación “*Análisis de Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento para el Edificio Central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” en Quito*” fue realizado por los señores *Mazón Pachacama, Pablo Bolívar* y el *Capt. de E. Reinoso Salinas, Juan Pablo* el mismo ha sido revisado en su totalidad y analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto, cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 12 de junio del 2020

---

Ing. Ana Gabriela Haro Báez, Ph. D.

C.C: 1713500302



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Nosotros, **Mazón Pachacama, Pablo Bolívar** y **Capt. De E. Reinoso Salinas, Juan Pablo**, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Análisis de Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento para el Edificio Central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” en Quito”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 12 de junio del 2020

Pablo Bolívar Mazón Pachacama

C.C: 1718321753

Capt. de E. Juan Pablo Reinoso Salinas

C.C: 0802060608



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

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Mazón Pachacama, Pablo Bolívar** y **Capt. De E. Reinoso Salinas, Juan Pablo**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación **“Análisis de Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento para el Edificio Central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” en Quito”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 12 de junio del 2020

Pablo Bolívar Mazón Pachacama

C.C: 1718321753

Capt. de E. Juan Pablo Reinoso Salinas

C.C: 0802060608

## **Dedicatoria**

A Dios Padre, que nunca me ha dejado solo en cada paso dado, a mi familia y amigos que me han dado el aliento necesario para que este sueño se haga realidad.

***Sr. Pablo Bolívar Mazón Pachacama***

## **Dedicatoria**

A mi familia y a todas las personas que con su apoyo sincero y desinteresado permitieron el cumplimiento exitoso de este sueño personal y profesional.

***Capt. de E. Juan Pablo Reinoso Salinas***

## **Agradecimiento**

A mis padres, familia y amigos que han aportado a mi crecimiento tanto personal como profesionalmente.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, Departamento de ciencias de la Tierra y la Construcción, Carrera de Ingeniería Civil, que forma constantemente profesionales de gran categoría, mismos que aportan a la sociedad sus conocimientos adquiridos en tan prestigiosa institución.

A la Dr. Ana Gabriela Haro, por ser guía y compartir su conocimiento y experiencia para poder materializar el presente trabajo de titulación.

A todos los ingenieros de la carrera de Ingeniería Civil al apoyarnos con su conocimiento, guiarnos, y brindarnos todas las herramientas necesarias en el transcurso de nuestra formación profesional.

A mi padre Sr. Ángel Gastón Mazón Moyolema, aunque no esté presente entre nosotros, me ha apoyado en cada momento que lo he necesitado.

***Sr. Pablo Bolívar Mazón Pachacama***

## **Agradecimiento**

Agradezco a Dios por darme la vida y la oportunidad de llegar hasta esta etapa de mi vida profesional. A mi padre, por convertirse desde mi niñez en mi guía y mi inspiración personal para acoger el amor a la carrera militar y a la ingeniería civil. A mi madre, que con su amor y dedicación constante siempre estuvo apoyándome y guiándome en cada peldaño de mi vida. A mis hermanos y tíos que con sus voces de aliento me dieron las fuerzas para jamás abandonar mi camino y culminarlo con éxito. A mi esposa y mis hijos que han sido los pilares fundamentales en mi hogar y mi desarrollo personal; su amor y su apoyo diario fueron las mejores herramientas y voces de aliento para conseguir mi objetivo.

A mi directora de tesis y a cada uno de los docentes que de una u otra forma contribuyeron significativamente en mi formación profesional y personal, convirtiéndose muchos de ellos en personas dignas de admirar y seguir sus pasos.

A todas y cada una de las personas con quienes compartí esta travesía educativa. Amigos, compañeros y camaradas que a pesar de las diferencias personales supieron crear una relación de respeto y consideración entre nosotros.

Finalmente, no podría dejar de agradecer a mi Ejército Ecuatoriano y a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, instituciones que me han permitido capacitarme y convertirme en un mejor profesional en beneficio de mi país y de la institución a la que orgullosamente pertenezco.

***Capt. de E. Juan Pablo Reinoso Salinas***



## Índice de contenidos

Dedicatoria .....	5
Dedicatoria .....	6
Agradecimiento .....	7
Agradecimiento .....	8
Índice de contenidos .....	9
Índice de tablas .....	13
Índice de figuras .....	17
Resumen .....	31
Abstract .....	32
Capítulo I .....	33
Generalidades .....	33
Introducción .....	33
Antecedentes .....	37
Planteamiento del problema .....	38
Macro .....	38
Meso .....	39
Micro .....	39
Justificación e Importancia .....	40
Objetivos .....	41
Objetivo general .....	41
Objetivos específicos .....	41
Descripción del contenido .....	42
Capítulo II .....	45

Fundamento teórico .....	45
Riesgos y Vulnerabilidad .....	45
Conceptualizaciones .....	46
Riesgo sísmico en Ecuador.....	50
Riesgo sísmico en la ciudad de Quito .....	55
Edificaciones patrimoniales .....	59
Caracterización de la edificación. ....	62
Geotecnia .....	62
Ensayos en edificaciones antiguas .....	67
Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo.....	72
Análisis estructural y modelo analítico digital .....	83
Normativa Ecuatoriana de la construcción.....	87
Métodos de análisis.....	89
Método de análisis por elementos finitos o MEF.....	95
Reforzamiento de estructuras antiguas .....	102
Necesidad de un reforzamiento .....	102
Criterio para el reforzamiento.....	103
Metodología para un reforzamiento .....	104
Capítulo III.....	116
Caracterización de la edificación de estudio .....	116
Ubicación del edificio .....	116
Antecedentes constructivos del Colegio Militar “Eloy Alfaro” .....	119
Datos generales .....	120
Vulnerabilidad sísmica.....	134
Diagnóstico por FEMA P-154.....	134
Diagnóstico de acuerdo a Índice de Vulnerabilidad Sísmica .....	146

Geotecnia .....	169
Ensayo de penetración estándar o SPT.....	169
Ensayos de caracterización del suelo .....	182
Ensayo de refracción sísmica .....	194
Ensayos no destructivos.....	199
Ensayo de carbonatación en el hormigón .....	199
Ensayo esclerométrico .....	201
Ensayo con escáner de pared o pachómetro.....	209
Ultrasonido .....	211
Ensayos destructivos.....	215
Ensayo compresión de núcleos de hormigón .....	215
Ensayo compresión de bloques de mampostería .....	220
Capítulo IV .....	222
Modelo computacional .....	222
Definición de propiedades de materiales y secciones.....	222
Hormigón armado .....	222
Acero de refuerzo.....	223
Acero estructural .....	226
Madera estructural .....	227
Mampostería de piedra para cimentación .....	230
Mampostería de ladrillo para paredes portantes.....	232
Definición del diafragma semirrígido .....	233
Cálculo del porcentaje de cortante basal.....	235
Cálculo del cortante basal.....	237
Ingreso de los patrones de carga .....	241
Definición de la masa de aplicación .....	241

Ingreso de los casos de carga .....	242
Ingreso de las combinaciones de carga .....	243
Ingreso de cargas .....	245
Criterios de dibujo .....	250
Elementos tipo Shell.....	250
Discretización de elementos tipo Shell.....	251
Fuerzas y momentos internos en elementos tipo Shell.....	253
Esfuerzos en elementos tipo Shell.....	256
Análisis de resultados .....	258
Modelo .....	258
Derivas de piso.....	259
Participación de la masa en modos de vibración .....	262
Esfuerzos concentrados.....	263
Esfuerzos admisibles .....	286
Esfuerzo de rotura.....	287
Capítulo V .....	288
Reforzamiento estructural .....	288
Propuesta del sistema de reforzamiento .....	288
Caracterización de los materiales de reforzamiento.....	290
Varillas de acero .....	290
Placas de acero .....	294
Reforzamiento del modelo estructural .....	300
Análisis de derivas y desplazamientos totales en sistema reforzado .....	307
Refuerzo final.....	308
Capítulo VI .....	309
Análisis presupuestario .....	309

Capítulo VII .....	314
Conclusiones y recomendaciones .....	314
Conclusiones .....	314
Recomendaciones .....	316
Referencias .....	318
Anexos .....	329

### Índice de tablas

<b>Tabla 1:</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica. ....	54
<b>Tabla 2:</b> Plan de rehabilitación aplicado al Colegio Militar "Eloy Alfaro" .....	61
<b>Tabla 3:</b> Formulario de recolección basado FEMA P-154 Nivel 1 de alta sismicidad ...	78
<b>Tabla 4:</b> Formulario de recolección FEMA P-154 Nivel 2 de alta sismicidad .....	79
<b>Tabla 5:</b> Valoración del índice de vulnerabilidad de los edificios tipo URM .....	82
<b>Tabla 6:</b> Calificación del índice de vulnerabilidad.....	83
<b>Tabla 7:</b> Características arquitectónicas y estructurales evidenciadas del estudio.....	120
<b>Tabla 8:</b> Identificación del suelo de acuerdo con FEMA P-154.....	136
<b>Tabla 9:</b> Separación mínima entre edificaciones de acuerdo a la región sísmica.....	139
<b>Tabla 10:</b> Estructuras consideradas por FEMA P-154 para la evaluación .....	141
<b>Tabla 11:</b> Calificación del sistema resistente .....	148
<b>Tabla 12:</b> Calificación de la calidad del sistema resistente .....	149

<b>Tabla 13:</b> Esfuerzos cortantes promedio para diferentes tipos de materiales.....	150
<b>Tabla 14:</b> Parámetros de ingreso y resultado del coeficiente sísmico "C" .....	151
<b>Tabla 15:</b> Calificación final para la resistencia convencional.....	153
<b>Tabla 16:</b> Calificación ante la posición del piso y la cimentación .....	154
<b>Tabla 17:</b> Calificación para el sistema de diafragmas horizontales.....	155
<b>Tabla 18:</b> Resultado de los parámetros de configuración en planta.....	157
<b>Tabla 19:</b> Calificación de la configuración en planta .....	157
<b>Tabla 20:</b> Peso de los elementos para la segunda y tercera planta.....	158
<b>Tabla 21:</b> Calificación de la configuración en elevación.....	160
<b>Tabla 22:</b> Calificación de la relación entre muros, parámetro L/S .....	161
<b>Tabla 23:</b> Calificación del tipo de cubierta.....	162
<b>Tabla 24:</b> Calificación del sistema estructural relacionado con el no estructural .....	163
<b>Tabla 25:</b> Calificación debido al estado de conservación.....	164
<b>Tabla 26:</b> Formulario de ingreso de datos para el índice de vulnerabilidad .....	166
<b>Tabla 27:</b> Ponderación final de acuerdo a los parámetros calificados .....	167
<b>Tabla 28:</b> Resultado del diagnóstico mediante el índice de vulnerabilidad .....	168
<b>Tabla 29:</b> Factores de corrección por método y equipo .....	173
<b>Tabla 30:</b> Datos obtenidos de la 1ra perforación del ensayo SPT .....	174
<b>Tabla 31:</b> Datos obtenidos de la 2da perforación del ensayo SPT .....	175
<b>Tabla 32:</b> Datos obtenidos de la 3ra perforación del ensayo SPT .....	175

<b>Tabla 33:</b> Capacidad portante para el 1er ensayo SPT .....	176
<b>Tabla 34:</b> Capacidad portante para el 2do ensayo SPT .....	177
<b>Tabla 35:</b> Capacidad portante para el 3er ensayo SPT .....	177
<b>Tabla 36:</b> Fórmulas para la obtención de la capacidad portante del suelo .....	178
<b>Tabla 37:</b> Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 1er ensayo .....	178
<b>Tabla 38:</b> Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 2do ensayo .....	179
<b>Tabla 39:</b> Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 3er ensayo .....	179
<b>Tabla 40:</b> Fórmulas de correlación entre el ángulo de fricción y el NSPT .....	180
<b>Tabla 41:</b> Contenido de humedad primera perforación .....	183
<b>Tabla 42:</b> Contenido de humedad segunda y tercera perforación .....	183
<b>Tabla 43:</b> Datos iniciales del ensayo de granulometría .....	186
<b>Tabla 44:</b> Análisis granulométrico por pesos y porcentajes .....	186
<b>Tabla 45:</b> Resultados de coeficientes obtenidos de la curva granulométrica .....	187
<b>Tabla 46:</b> Clasificación suelos por granulometría .....	188
<b>Tabla 47:</b> Resultados ensayo peso específico para primera perforación .....	190
<b>Tabla 48:</b> Resultados ensayo peso específico para segunda y tercera perforación ...	191
<b>Tabla 49:</b> Resultados del ensayo de densidad aparente húmeda .....	193
<b>Tabla 50:</b> Fragmento de tabla para clasificación de perfiles del suelo .....	198
<b>Tabla 51:</b> Datos obtenidos para la muestra de hormigón .....	204
<b>Tabla 52:</b> Factor de corrección por carbonatación .....	206

<b>Tabla 53:</b> Valores obtenidos para el ensayo esclerométrico en piedra .....	207
<b>Tabla 54:</b> Resultados ensayo ultrasónico.....	214
<b>Tabla 55:</b> Factor de corrección de acuerdo con la relación h/d.....	218
<b>Tabla 56:</b> Resultados ensayo compresión de testigos de hormigón .....	219
<b>Tabla 57:</b> Resultados ensayo de compresión de ladrillos .....	221
<b>Tabla 58:</b> Densidad del hormigón de testigos a compresión.....	223
<b>Tabla 59:</b> Ejes locales de la madera .....	228
<b>Tabla 60:</b> Valores del módulo de elasticidad para los ejes locales de la madera .....	229
<b>Tabla 61:</b> Propiedades mecánicas de los materiales .....	231
<b>Tabla 62:</b> Datos de ingreso para el cortante basal.....	235
<b>Tabla 63:</b> Cálculo del factor $C_w$ .....	238
<b>Tabla 64:</b> Cálculo del porcentaje de cortante basal .....	240
<b>Tabla 65:</b> Combinaciones de cargas .....	244
<b>Tabla 66:</b> Sobrecarga de entepiso .....	246
<b>Tabla 67:</b> Sobrecarga de cubierta .....	246
<b>Tabla 68:</b> Carga viva para oficinas .....	246
<b>Tabla 69:</b> Carga viva para cubiertas.....	247
<b>Tabla 70:</b> Factor $K_e$ .....	248
<b>Tabla 71:</b> Factor de direccionalidad .....	249
<b>Tabla 72:</b> Derivas de piso obtenidas del modelo estructural .....	261



<b>Tabla 73:</b> Participación de la masa en los modos de vibración.....	262
<b>Tabla 74:</b> Esfuerzos admisibles en mampostería de roca y mampostería de ladrillo..	287
<b>Tabla 75:</b> Recubrimientos mínimos micropilotes .....	293
<b>Tabla 76:</b> Cargas de tensión/corte admisibles en varillas roscadas en mampostería.	299
<b>Tabla 77:</b> Comparación de desplazamientos totales.....	307
<b>Tabla 78:</b> Derivas de piso obtenidas del modelo estructural reforzado.....	308
<b>Tabla 79:</b> Presupuesto referencial de reforzamiento estructural .....	312

### Índice de figuras

<b>Figura 1:</b> Intervención estructural Iglesia Virgen de la Merced en Quito.....	36
<b>Figura 2:</b> Colegio Militar "Eloy Alfaro" en 1969. ....	38
<b>Figura 3:</b> Conceptualización del riesgo sísmico. ....	47
<b>Figura 4:</b> Vulnerabilidad sísmica de construcciones típicas.....	49
<b>Figura 5:</b> Ubicación Placa de Nazca e interacción con la Placa Sudamericana .....	51
<b>Figura 6:</b> Zonificación sísmica del Ecuador .....	53
<b>Figura 7:</b> Mapa sísmico del Ecuador periodo 1900-2017.....	54
<b>Figura 8:</b> Iglesia de San Francisco en Quito antes y después del sismo de 1859.....	56
<b>Figura 9:</b> Daños producidos a edificaciones después del sismo de 1859.....	57
<b>Figura 10:</b> Sistema de fallas ciegas de la ciudad de Quito .....	57

<b>Figura 11:</b> Cronología de eventos sísmicos en la ciudad de Quito .....	58
<b>Figura 12:</b> Configuración para cimentaciones antiguas de piedra. ....	63
<b>Figura 13:</b> Esquema de sondeo básico del ensayo SPT .....	65
<b>Figura 14:</b> Esquema básico de trabajo del ensayo refracción sísmica .....	66
<b>Figura 15:</b> Esquema general de trabajo del ultrasonido.....	68
<b>Figura 16:</b> Esquema de funcionamiento del pachómetro o escáner de pared.....	69
<b>Figura 17:</b> Esquema de utilización del esclerómetro .....	70
<b>Figura 18:</b> Proceso de carbonatación en el hormigón a través del tiempo .....	71
<b>Figura 19:</b> Flujograma de procedimiento a usar con el método FEMA P-154 .....	76
<b>Figura 20:</b> Esfuerzos de tracción/compresión de la Iglesia Virgen de la Merced.....	84
<b>Figura 21:</b> Tipos de fallas en muros de mampostería no reforzada.....	87
<b>Figura 22:</b> Diagrama esfuerzo-deformación.....	90
<b>Figura 23:</b> Diagrama equivalente de cargas para un sistema estático .....	92
<b>Figura 24:</b> Definición de respuesta dinámica .....	95
<b>Figura 25:</b> Modelamiento por elementos finitos Convento de Michoacán, México .....	96
<b>Figura 26:</b> Elasticidad unidimensional.....	98
<b>Figura 27:</b> Elemento bidimensional triangular .....	99
<b>Figura 28:</b> Elemento bidimensional rectangular .....	99
<b>Figura 29:</b> Elemento tridimensional tetraedro .....	100
<b>Figura 30:</b> Configuración de una estructura en elementos finitos .....	101

<b>Figura 31:</b> Metodología de reforzamiento estructural.....	104
<b>Figura 32:</b> Sector la Pradera, Quito-Ecuador.....	116
<b>Figura 33:</b> Emplazamiento del Colegio Militar "Eloy Alfaro".....	117
<b>Figura 34:</b> Edificio administrativo del Colegio Militar "Eloy Alfaro".....	118
<b>Figura 35:</b> Fachada frontal.....	119
<b>Figura 36:</b> Fachada lateral derecha.....	119
<b>Figura 37:</b> Vista en planta, áreas de ocupación actual planta baja.....	121
<b>Figura 38:</b> Plano vigas H.A. planta baja.....	122
<b>Figura 39:</b> Plano muros portantes de mampostería ladrillo en planta baja.....	122
<b>Figura 40:</b> Configuración de acero longitudinal para columnas existentes.....	123
<b>Figura 41:</b> Configuración de empalme de aceros y almagías en columnas.....	124
<b>Figura 42:</b> Armado actual de vigas.....	124
<b>Figura 43:</b> Zonas con excesiva cantidad de vibraciones ambientales.....	125
<b>Figura 44:</b> Configuración actual de piso y techo.....	126
<b>Figura 45:</b> Posibles esfuerzos causantes de la separación entre fibras de madera... ..	127
<b>Figura 46:</b> Viga de madera afectada.....	127
<b>Figura 47:</b> Configuración Estilpanel y detalle de instalación.....	128
<b>Figura 48:</b> Configuración de cercha con pendiente 13° para bloques externos.....	129
<b>Figura 49:</b> Configuración de cercha con pendiente 15° para bloque central.....	129
<b>Figura 50:</b> Estado actual del sistema de cumbrero.....	130

<b>Figura 51:</b> Estado actual de correas y cerchas .....	130
<b>Figura 52:</b> Áreas de tributación de la cubierta .....	131
<b>Figura 53:</b> Detalle de cimentación corrida de piedra.....	132
<b>Figura 54:</b> Estado actual de la cimentación vista desde el subsuelo .....	133
<b>Figura 55:</b> Planta de cimentación corrida de piedra.....	133
<b>Figura 56:</b> Definición de separación entre edificios adyacentes .....	137
<b>Figura 57:</b> Sistema de pisos no alineados verticalmente .....	137
<b>Figura 58:</b> Edificios adyacentes con variación vertical significativa .....	138
<b>Figura 59:</b> Sistema de edificios adyacentes no continuos .....	138
<b>Figura 60:</b> Tipología de irregularidades en planta.....	140
<b>Figura 61:</b> Clasificación del tipo de sistema resistente .....	146
<b>Figura 62:</b> Configuración actual del sistema resistente de viga y columna.....	147
<b>Figura 63:</b> Configuración actual del sistema resistente de viga, columna y muro .....	147
<b>Figura 64:</b> Condición actual de la calidad resistente.....	148
<b>Figura 65:</b> Sistema de paredes portantes en sentido X e Y.....	151
<b>Figura 66:</b> Relación entre la edificación y el terreno donde se emplaza.....	153
<b>Figura 67:</b> Estado actual de la conexión entre paredes portantes y piso.....	154
<b>Figura 68:</b> Tipología de configuración en planta .....	156
<b>Figura 69:</b> Dimensiones principales del edificio en metros .....	156
<b>Figura 70:</b> Relación entre T y H para configuración en elevación.....	159

<b>Figura 71:</b> Medidas generales de la configuración en elevación .....	159
<b>Figura 72:</b> Plano detalle del espaciamiento máximo entre muros transversales .....	161
<b>Figura 73:</b> Tipos de cubierta .....	162
<b>Figura 74:</b> Estado actual del sistema de cumbrero .....	162
<b>Figura 75:</b> Elemento no estructural anclado a la estructura principal .....	163
<b>Figura 76:</b> Formas de deterioro hallados en la edificación.....	165
<b>Figura 77:</b> Puntos de ensayo de penetración estándar .....	172
<b>Figura 78:</b> Relación NSPT - profundidad para los 3 ensayos SPT .....	176
<b>Figura 79:</b> Primer punto de perforación .....	180
<b>Figura 80:</b> Segundo punto de perforación.....	181
<b>Figura 81:</b> Tercer punto de perforación.....	181
<b>Figura 82:</b> Ensayo contenido de humedad .....	184
<b>Figura 83:</b> Curva granulométrica semilogarítmica.....	187
<b>Figura 84:</b> Ensayo de granulometría .....	188
<b>Figura 85:</b> Ensayo peso específico .....	192
<b>Figura 86:</b> Ensayo densidad húmeda aparente .....	193
<b>Figura 87:</b> Líneas de refracción donde se realizaron.....	194
<b>Figura 88:</b> Diagrama de velocidades VP (Profundidad vs distancia horizontal).....	196
<b>Figura 89:</b> Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo .....	196
<b>Figura 90:</b> Resultado final del ensayo de refracción sísmica .....	197

<b>Figura 91:</b> Ensayo de refracción sísmica .....	198
<b>Figura 92:</b> Ensayo de carbonatación viga de entrepiso .....	200
<b>Figura 93:</b> Ensayo de carbonatación a núcleo de columna de entrepiso.....	201
<b>Figura 94:</b> Correlación entre martillo tipo L y martillo Tipo N .....	203
<b>Figura 95:</b> Relación entre en número de golpes y la resistencia .....	205
<b>Figura 96:</b> Relación entre en número de golpes y la resistencia .....	208
<b>Figura 97:</b> Ensayo esclerométrico con martillo Tipo N.....	209
<b>Figura 98:</b> Configuración de armadura en columnas .....	210
<b>Figura 99:</b> Configuración de armadura en vigas .....	210
<b>Figura 100:</b> Ensayo con pachómetro .....	211
<b>Figura 101:</b> Ensayo ultrasónico directo .....	212
<b>Figura 102:</b> Ensayo de ultrasonido en madera .....	215
<b>Figura 103:</b> Muestras obtenidas para el ensayo de compresión .....	217
<b>Figura 104:</b> Ensayo de extracción y compresión de testigos de hormigón .....	219
<b>Figura 105:</b> Ensayo de compresión de ladrillos .....	221
<b>Figura 106:</b> Definición de hormigón $f'c = 117kg/cm^2$ .....	222
<b>Figura 107:</b> Definición de acero de refuerzo $f_y = 2800kg/cm^2$ .....	224
<b>Figura 108:</b> Ingreso sección vigas de hormigón armado .....	225
<b>Figura 109:</b> Ingreso sección columnas de hormigón armado .....	225
<b>Figura 110:</b> Ingreso de acero estructural $f_y = 250MPa$ .....	226

<b>Figura 111:</b> Sección de correa estructural tipo G.....	227
<b>Figura 112:</b> Ejes locales de la madera.....	228
<b>Figura 113:</b> Ingreso de madera estructural ortotrópico .....	229
<b>Figura 114:</b> Ingreso de sección de madera estructural.....	230
<b>Figura 115:</b> Propiedades de la mampostería de piedra .....	231
<b>Figura 116:</b> Sección de muro de mampostería de piedra .....	232
<b>Figura 117:</b> Propiedades de la mampostería de ladrillo.....	232
<b>Figura 118:</b> Ingreso sección de muro de mampostería de ladrillo .....	233
<b>Figura 119:</b> Sistema de diafragma semi rígido de piso .....	234
<b>Figura 120:</b> Sistema de diafragma rígido y flexible .....	234
<b>Figura 121:</b> Sistema de distribución de cargas para sistema de piso de madera.....	235
<b>Figura 122:</b> Espectro de diseño .....	239
<b>Figura 123:</b> Ingreso de datos para espectro de respuesta.....	240
<b>Figura 124:</b> Patrones de carga.....	241
<b>Figura 125:</b> Definición de la carga lateral para sismo estático en X y Y .....	241
<b>Figura 126:</b> Definición de la masa.....	242
<b>Figura 127:</b> Casos de carga actuales .....	242
<b>Figura 128:</b> Espectro modal para sismo dinámico en X y Y.....	243
<b>Figura 129:</b> Combinaciones de carga utilizadas .....	244
<b>Figura 130:</b> Envolvente .....	245

<b>Figura 131:</b> Ingreso de datos para efecto del viento.....	247
<b>Figura 132:</b> Esquema de las caras del elemento tipo Shell .....	250
<b>Figura 133:</b> Homogeneización del micro modelo .....	251
<b>Figura 134:</b> Fuerzas internas en los elementos tipo Shell .....	253
<b>Figura 135:</b> Fuerzas internas en los elementos tipo Shell .....	254
<b>Figura 136:</b> Momentos internos elementos tipo Shell .....	255
<b>Figura 137:</b> Momentos internos elementos tipo Shell .....	255
<b>Figura 138:</b> Esfuerzo S11 .....	256
<b>Figura 139:</b> Esfuerzo S22 .....	256
<b>Figura 140:</b> Esfuerzo S21 .....	257
<b>Figura 141:</b> Esfuerzo S13 .....	257
<b>Figura 142:</b> Esfuerzo S23 .....	258
<b>Figura 143:</b> Modelo arquitectónico referente .....	259
<b>Figura 144:</b> Modelo computacional estructura actual .....	259
<b>Figura 145:</b> Desplazamientos por sismo estático y dinámico en sentido X .....	260
<b>Figura 146:</b> Desplazamientos por sismo estático y dinámico en sentido Y .....	261
<b>Figura 147:</b> Esfuerzos de compresión y tracción (S11) .....	264
<b>Figura 148:</b> Esfuerzos S11 en pórtico A .....	264
<b>Figura 149:</b> Esfuerzos S11 en pórtico B .....	264
<b>Figura 150:</b> Esfuerzos S11 en pórtico C .....	265



<b>Figura 151:</b> Esfuerzos S11 en pórtico C' .....	265
<b>Figura 152:</b> Esfuerzos S11 en pórtico D .....	265
<b>Figura 153:</b> Esfuerzos S11 en pórtico E .....	266
<b>Figura 154:</b> Esfuerzos S11 en pórtico F .....	266
<b>Figura 155:</b> Esfuerzos S11 en pórtico G .....	266
<b>Figura 156:</b> Esfuerzos S11 en pórtico H .....	267
<b>Figura 157:</b> Esfuerzos S11 en pórtico I .....	267
<b>Figura 158:</b> Esfuerzos S11 en pórtico I' .....	267
<b>Figura 159:</b> Esfuerzos S11 en pórtico J .....	268
<b>Figura 160:</b> Esfuerzos S11 en pórtico K .....	268
<b>Figura 161:</b> Esfuerzos S11 en pórtico L .....	268
<b>Figura 162:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 1 .....	269
<b>Figura 163:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 1' .....	269
<b>Figura 164:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 1" .....	269
<b>Figura 165:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 2 .....	269
<b>Figura 166:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 3 .....	270
<b>Figura 167:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 3' .....	270
<b>Figura 168:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 4 .....	270
<b>Figura 169:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 4' .....	270
<b>Figura 170:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 4" .....	271

<b>Figura 171:</b> Esfuerzos S11 en pórtico 7 .....	271
<b>Figura 172:</b> Esfuerzos de compresión y tracción (S22) .....	271
<b>Figura 173:</b> Esfuerzos S22 en pórtico A .....	272
<b>Figura 174:</b> Esfuerzos S22 en pórtico B .....	272
<b>Figura 175:</b> Esfuerzos S22 en pórtico C .....	272
<b>Figura 176:</b> Esfuerzos S22 en pórtico C' .....	273
<b>Figura 177:</b> Esfuerzos S22 en pórtico D .....	273
<b>Figura 178:</b> Esfuerzos S22 en pórtico E .....	273
<b>Figura 179:</b> Esfuerzos S22 en pórtico F .....	274
<b>Figura 180:</b> Esfuerzos S22 en pórtico G .....	274
<b>Figura 181:</b> Esfuerzos S22 en pórtico H .....	274
<b>Figura 182:</b> Esfuerzos S22 en pórtico I .....	275
<b>Figura 183:</b> Esfuerzos S22 en pórtico I' .....	275
<b>Figura 184:</b> Esfuerzos S22 en pórtico J .....	275
<b>Figura 185:</b> Esfuerzos S22 en pórtico K .....	276
<b>Figura 186:</b> Esfuerzos S22 en pórtico L .....	276
<b>Figura 187:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1 .....	276
<b>Figura 188:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1' .....	277
<b>Figura 189:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1" .....	277
<b>Figura 190:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 2 .....	277

<b>Figura 191:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 3 .....	277
<b>Figura 192:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 3' .....	278
<b>Figura 193:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4 .....	278
<b>Figura 194:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4' .....	278
<b>Figura 195:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4" .....	278
<b>Figura 196:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 7 .....	279
<b>Figura 197:</b> Esfuerzos de corte (S12) .....	279
<b>Figura 198:</b> Esfuerzos S12 en pórtico A .....	279
<b>Figura 199:</b> Esfuerzos S12 en pórtico B .....	280
<b>Figura 200:</b> Esfuerzos S12 en pórtico C .....	280
<b>Figura 201:</b> Esfuerzos S12 en pórtico C' .....	280
<b>Figura 202:</b> Esfuerzos S12 en pórtico D .....	281
<b>Figura 203:</b> Esfuerzos S12 en pórtico E .....	281
<b>Figura 204:</b> Esfuerzos S12 en pórtico F .....	281
<b>Figura 205:</b> Esfuerzos S12 en pórtico G .....	282
<b>Figura 206:</b> Esfuerzos S12 en pórtico H .....	282
<b>Figura 207:</b> Esfuerzos S12 en pórtico I .....	282
<b>Figura 208:</b> Esfuerzos S12 en pórtico I' .....	283
<b>Figura 209:</b> Esfuerzos S12 en pórtico J .....	283
<b>Figura 210:</b> Esfuerzos S12 en pórtico K .....	283

<b>Figura 211:</b> Esfuerzos S12 en pórtico L .....	283
<b>Figura 212:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 1 .....	284
<b>Figura 213:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 1' .....	284
<b>Figura 214:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 1" .....	284
<b>Figura 215:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 2 .....	284
<b>Figura 216:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 3 .....	285
<b>Figura 217:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 3' .....	285
<b>Figura 218:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 4 .....	285
<b>Figura 219:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 4' .....	285
<b>Figura 220:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 4" .....	286
<b>Figura 221:</b> Esfuerzos S12 en pórtico 7 .....	286
<b>Figura 222:</b> Fallas en muros con aberturas .....	289
<b>Figura 223:</b> Comparación modelo no reforzado y reforzadas varillas .....	292
<b>Figura 224:</b> Fuerzas axiales en los miembros de refuerzo .....	292
<b>Figura 225:</b> Detalle de aplicación para una o dos varillas .....	293
<b>Figura 226:</b> Detalle de perforación para varillas paralelas .....	293
<b>Figura 227:</b> Detalle constructivo .....	294
<b>Figura 228:</b> Comparación modelo no reforzado y reforzado placas de acero .....	294
<b>Figura 229:</b> Detalle de anclaje en mampostería .....	295
<b>Figura 230:</b> Detalle de placa de acero con anclajes .....	296

<b>Figura 231:</b> Fuerza axial crítica, combinación 1,1D+1,1L+1,1S+Esy+0,3Ey .....	296
<b>Figura 232:</b> Detalle en perspectiva de placas de refuerzo en pórtico 4' .....	297
<b>Figura 233:</b> Primer estado de cargas .....	297
<b>Figura 234:</b> Segundo estado de cargas .....	298
<b>Figura 235:</b> Proceso de inserción del anclaje con adhesivo químico.....	299
<b>Figura 236:</b> Esfuerzos S22 en pórtico A reforzado .....	300
<b>Figura 237:</b> Esfuerzos S22 en pórtico B reforzado .....	301
<b>Figura 238:</b> Esfuerzos S22 en pórtico C reforzado .....	301
<b>Figura 239:</b> Esfuerzos S22 en pórtico C' reforzado .....	301
<b>Figura 240:</b> Esfuerzos S22 en pórtico D reforzado .....	301
<b>Figura 241:</b> Esfuerzos S22 en pórtico E reforzado .....	302
<b>Figura 242:</b> Esfuerzos S22 en pórtico F reforzado .....	302
<b>Figura 243:</b> Esfuerzos S22 en pórtico G reforzado .....	302
<b>Figura 244:</b> Esfuerzos S22 en pórtico H reforzado .....	303
<b>Figura 245:</b> Esfuerzos S22 en pórtico I reforzado.....	303
<b>Figura 246:</b> Esfuerzos S22 en pórtico I' reforzado .....	303
<b>Figura 247:</b> Esfuerzos S22 en pórtico J reforzado .....	304
<b>Figura 248:</b> Esfuerzos S22 en pórtico K reforzado .....	304
<b>Figura 249:</b> Esfuerzos S22 en pórtico L reforzado.....	304
<b>Figura 250:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1 reforzado.....	304

<b>Figura 251:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1' reforzado .....	305
<b>Figura 252:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 1" reforzado .....	305
<b>Figura 253:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 2 reforzado.....	305
<b>Figura 254:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 3 reforzado.....	305
<b>Figura 255:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 3' reforzado .....	306
<b>Figura 256:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4 reforzado.....	306
<b>Figura 257:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4' reforzado .....	306
<b>Figura 258:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 4" reforzado .....	306
<b>Figura 259:</b> Esfuerzos S22 en pórtico 7 reforzado.....	307

## Resumen

Se presenta un estudio de vulnerabilidad sísmica del Edificio Central del Colegio Militar “Eloy Alfaro”, una estructura patrimonial con más de 80 años de antigüedad, que presenta una tipología de construcción de acuerdo con las normas existentes para la época. Para el análisis, se utilizó los formularios de análisis de su vulnerabilidad (Manual FEMA P-154 y Método del índice de Vulnerabilidad). Al mismo tiempo, se ejecutó una serie de ensayos para caracterizar la estructura, poniendo especial atención en el suelo y en los materiales de construcción.

Obtenidos los resultados y considerando las características patrimoniales de la edificación, se realiza el modelamiento estructural utilizando un software especializado, el mismo que permite definir la respuesta frente a un evento sísmico. Se utilizó el método de elementos finitos que ayudó a la obtención de datos más detallados del comportamiento estructural, todo esto basados en la normativa vigente NEC-2015.

Se realiza una propuesta de reforzamiento tomando en cuenta las restricciones existentes para estructuras patrimoniales, buscando causar la menor invasión posible que pueda afectar al valor histórico que tiene la estructura. Finalmente, se considera un presupuesto referencial con valores reales obtenidos por parte de empresas nacionales.

### Palabras claves:

- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **ESTRUCTURA HISTÓRICA**
- **FEMA P-154**
- **ELEMENTOS FINITOS**
- **REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL**

### **Abstract**

A seismic vulnerability study of the Central Building of the Military College "Eloy Alfaro" is presented, a patrimonial structure with more than 80 years old, that presents a typology of construction according to the existing norms for the time. For the analysis, the vulnerability analysis forms were used (FEMA P-154 Manual and Vulnerability Index Method). At the same time, a series of tests was carried out to characterize the structure, paying special attention to the soil and construction materials.

Once the results have been obtained and considering the heritage characteristics of the building, structural modeling is carried out using specialized software, which allows defining the response to a seismic event. The finite element method was used to help obtain more detailed data on structural behavior, all based on current NEC-2015 regulations.

A reinforcement proposal is made taking into account the existing restrictions for heritage structures, seeking to cause the least possible invasion that could affect the historical value of the structure. Finally, a referential budget with real values obtained by national companies is considered.

#### **Keywords:**

- **SEISMIC VULNERABILITY**
- **HISTORICAL STRUCTURE**
- **FEMA P-154**
- **FINITE ELEMENTS**
- **STRUCTURAL REINFORCEMENT**



## Capítulo I

### Generalidades

#### Introducción

En la actualidad, el registro que posee cada ciudad da un claro panorama de que el mayor porcentaje de edificaciones construidas está compuesto por materiales frágiles, como la mampostería, o en su defecto, materiales de resistencias inferiores al hormigón y acero comúnmente usados en nuestro medio; este porcentaje recae en gran mayoría para países en vías de desarrollo. Estos edificios presentan un riesgo sísmico potencial real, lo cual incide en la ocurrencia de que un sismo pueda, inevitablemente, causar daños de una mayor o menor medida, dependiendo de la calidad estructural de los mismos. Este fenómeno no es exclusivo de zonas con mayor sismicidad, ya que existen casos donde zonas con sismicidad moderada y baja han sufrido la ocurrencia de sismos que produjeron daños materiales considerables a estructuras antiguas, o destrucción de edificios que fueron construidos sin la consideración y recomendaciones de normativas sismorresistentes (Rivera, 2010).

La conservación de un patrimonio requiere un enfoque multidisciplinario con el fin de prolongar la vida útil de la estructura a analizar buscando de la manera más óptima el poder lograr un mejor comportamiento de la misma ante diversos eventos. Esto se ayuda mediante la utilización de técnicas estructurales avanzadas basadas en consideraciones realizadas al abastecerse de tanta información como sea posible sobre la edificación a estudiar (Abdulsalam & Ali, 2015).

Una alta proporción de las edificaciones, construidas en las décadas pasadas, tienen como materiales principales la piedra, el mortero y la madera; construidas con

técnicas rudimentarias y en ocasiones sin conocimiento técnico únicamente basadas en la experticia del constructor y sus ayudantes, por lo tanto, dichas edificaciones tienen un mayor riesgo por deterioro al pasar los años, así como por las acciones estáticas o dinámicas a las que se expone la estructura provocando cierto tipo de riesgo a las personas que se encuentren ocupando dicha edificación, riesgo para las edificaciones aledañas, y al mismo tiempo una amenaza por pérdida de patrimonio para la ciudad.

Los eventos sísmicos que se han dado a lo largo de la historia moderna han demostrado que los edificios históricos compuestos por mampostería de piedra o ladrillo no posee un buen comportamiento ante cargas horizontales, esto se debe principalmente a que este tipo de materiales no poseen una buena resistencia a la tracción. Por otro lado, si esta tipología de construcción se la realiza de manera adecuada y se verifica que existe un ensamblaje óptimo, se puede considerar de buena calidad resistiendo de mejor manera cargas estáticas verticales. La clasificación de que sea o no un material que resista está vinculado a la técnica constructiva que se haya utilizado y, para el caso de estructuras con sistema de mampostería portante, el aglutinante que se haya usado para la cohesión entre piezas.

Durante un evento sísmico de magnitudes considerables esta tipología de estructuras, debido a su gran peso, experimentan grandes niveles de fuerza sísmica que son incapaces de resistir, por lo cual fallan frágilmente, ocasionando pérdidas humanas y materiales; en su mayoría este tipo de fallas están dispuestas de manera que se presentan en las uniones entre paredes portantes creando estados de sobre esfuerzos que sobrepasan los límites para los cuales han sido diseñados (Corradi et al., 2017).

Antes de dictar un veredicto final a la edificación (propuesta de reforzamiento) es necesario comprenderla en su totalidad, empaparse de tanto conocimiento como sea posible y proceder a realizar evaluaciones que diagnostiquen el estado de la edificación interponiendo la seguridad que brinde a los ocupantes de la misma; otros parámetros que se deberán tomar en cuenta para esta tipología de edificaciones es el estado de conservación que presentan al momento de la evaluación, edad, calidad de materiales y la metodología y técnicas constructivas con las que se pudo haber edificado.

La propuesta de reforzamiento, la mejora o el ajuste sísmico de tales estructuras de acuerdo a Brigante & Brigante (2014) a menudo se pueden llevar a cabo utilizando materiales compuestos. Dicho refuerzo se obtiene aplicando a los elementos estructurales de mampostería un material caracterizado por una alta resistencia ante esfuerzos de tracción, que pueda garantizar la adhesión a cada pieza (ladrillos o piedras, bloques, etc.) individualmente, puede reducir las tensiones de corte en los lechos intersticiales del mortero, causando así comportamiento único de tipo bloque de la estructura hasta su ruptura. Existe una variada cantidad de técnicas que se pueden usar para el reforzamiento, pero en el caso de una estructura patrimonial con un grado de protección, se deberá tomar en cuenta que existen limitantes a lo que se puede realizar para poder reforzarla; estas limitantes pueden ser condicionales como el no poder cambiar fachadas o el no modificar la funcionalidad de las áreas de la estructura, debido a esto se debe escoger la opción más adecuada para aplicarla.

La presente investigación se refiere al tema del reforzamiento estructural para el bloque central del Colegio Militar “Eloy Alfaro”, ubicado al norte de la ciudad de Quito, específicamente en el sector de La Pradera; una edificación caracterizada como especial debido a su clasificación de “Patrimonio Cultural de la ciudad de Quito” de

acuerdo a su época de construcción y la funcionalidad que se le ha otorgado desde su fecha de construcción, así como también el uso que se le otorga como parte principal de la gestión como Colegio Militar. Al tratarse de una edificación que se encuentra resguardada por un grado de protección alto, su preservación no es una tarea sencilla, sobre todo debido a la intervención necesaria para poder otorgarle un mejor comportamiento ante eventos estáticos y dinámicos.

Dentro del campo de reforzamiento de estructuras especiales se tiene el claro ejemplo de intervenciones a iglesias del centro histórico de la ciudad de Quito, así como de edificaciones antiguas en diferentes ciudades alrededor el planeta; dichas edificaciones han sido intervenidas con el fin de mantener el patrimonio tangible e intangible de las ciudades debido a que estas representan la identidad y orígenes de la población que las frecuente.

**Figura 1:**

*Intervención estructural Iglesia Virgen de la Merced en Quito.*



*Fuente: (Fondo de Salvamento del Patrimonio Cultural, 2003)*

## **Antecedentes**

La historia del Colegio Militar “Eloy Alfaro” se remonta al nacimiento de la República en el año de 1838, constituyéndose en la institución más antigua en su género de América Latina. Es así como el 8 de marzo del mismo año, el presidente de la República, Sr. Vicente Rocafuerte, expide el primer decreto para la creación de este instituto de educación, comprendiendo la necesidad de disponer de oficiales capacitados y preparados para dirigir las filas del ejército ecuatoriano (Colegio Militar “Eloy Alfaro”, 2015).

Para los años posteriores y debido a la situación política del país, el Colegio Militar sufrió una serie de cierres e inauguraciones, que estuvieron acompañados por cambios en su nivel de formación y la utilización de múltiples instalaciones otorgadas en calidad de préstamo dentro de la ciudad de Quito, destacando al Convento de San Buenaventura (actual colegio San Carlos), al Claustro de San Agustín (actual Teatro Sucre), entre otros (Escuela Superior Militar “Eloy Alfaro”, s/f).

El 11 de diciembre de 1899, frente a una clara victoria de la Revolución Liberal en el país, el General Eloy Alfaro Delgado, Presidente Constitucional de la República del Ecuador, decreta la reapertura definitiva del Colegio Militar en las instalaciones ubicadas en la avenida 18 de septiembre, actualmente conocida como Av. 10 de agosto, parque el Ejido frente al Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social (IESS), arrendadas al Dr. Florentino Uribe (Centro de Estudios Históricos del Ejército Ecuatoriano, 2013).

Finalmente, el 3 de octubre de 1935, durante el gobierno del Ing. Federico Pérez, se expide el decreto No. 15 mediante el cual se coloca el nombre de Eloy Alfaro al Colegio Militar en honor a su fundador. Además, se dispone que esta institución de educación secundaria ocupe las instalaciones en el sector de la Pradera (actual Colegio Militar) hasta el año de 1997, una vez finalizados los mantenimientos y readequaciones de las edificaciones aquí existentes (Centro de Estudios Históricos del Ejército Ecuatoriano, 2013).

**Figura 2:**

*Colegio Militar "Eloy Alfaro" en 1969.*



*Fuente: (Anónimo, 1969)*

## **Planteamiento del problema**

### ***Macro***

Para el reforzamiento de estructuras existentes se requiere mejorar las condiciones de resistencia y rigidez para las solicitaciones de diseño. En el caso especial de estructuras patrimoniales, se requiere un previo conocimiento de las condiciones en las que se encuentra y si existen afectaciones por la cantidad de eventos sísmicos que ha debido de soportar dicha estructura.

Esta intervención es la más utilizada en las reparaciones de estructuras existentes con o sin daños por algún evento (como terremotos) o deterioro por el uso prolongado de la estructura. Uno de los estudios más importante se refiere a la participación del suelo como elemento de soporte de la estructura, ya que no se posee los antecedentes geotécnicos, y existen interrogantes si el mismo puede soportar las sollicitaciones que actualmente actúan en el bloque.

### ***Meso***

Las afecciones que dejó el terremoto ocurrido en las costas ecuatorianas el 16 de abril del 2016 produjo una serie de cuestionamientos sobre los sistemas constructivos y las regulaciones de los materiales, equipos y mano de obra calificada para que se puedan cumplir con los requerimientos mínimos pedidos por la normativa vigente, a esto se le suma la cantidad de edificaciones que se construyen bajo criterios erróneos y procedimientos mal ejecutados en todo el país.

Una de las ciudades con mayor vulnerabilidad debido a la cantidad de edificaciones existentes es la ciudad capital Quito que aumenta su extensión con el paso del tiempo y que se asienta sobre fallas ciegas con potencial sísmico latente que en los últimos años se han hecho protagonistas de los sismos en la ciudad.

### ***Micro***

Durante el periodo en que ha estado en funcionamiento el edificio central del Colegio Militar, no han ocurrido eventos sísmicos trascendentes que puedan afectar de manera crucial a dicha estructura; conociendo que de acuerdo a un estudio realizado

por el Dr. Roberto Aguiar, donde pronostica que al menos un sismo de magnitud 6.5 provocado por las fallas ciegas en Quito estará por ocurrir en los siguientes años, se toma en consideración que el edificio no fue diseñado bajo criterios de diseño sismorresistente y que muy probablemente no soporte un sismo de tal magnitud (Aguiar, 2013).

Se debe asegurar la viabilidad permanente del bloque central del Colegio Militar para el personal administrativo que gestiona el colegio, además de que también se lo considera al edificio estudiado como punto de encuentro estratégico para las coordinaciones y operaciones militares en caso excepcionales.

Para realizar el análisis del bloque, se han considerado ciertos imprevistos como la falta de información técnica sobre el mismo, debido al año en que se inició con su construcción y a los registros desactualizados que existirían en caso de que esa información se encuentre almacenada en algún lugar.

### **Justificación e Importancia**

El presente proyecto de investigación constituirá la base para el desarrollo de otros estudios de carácter interinstitucional relacionados con el patrimonio existente del Ejército ecuatoriano, ya que se podrá emplear la filosofía del diseño de reforzamiento propuesta para estructuras patrimoniales a edificaciones que se encuentran en varias unidades militares del país; además el proyecto brindará la opción más óptima de reforzamiento al bloque central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” y su respectivo análisis económico con el fin de ayudar en un futuro con la decisión de ejecución del proyecto.



Se espera, en un futuro, la ejecución del reforzamiento planteado en la presente investigación, situación que permitirá reducir los riesgos provocados por el deterioro de la estructura y ayudar al comportamiento sismo-resistente de la misma, prolongando su vida útil como un lugar estratégico para acciones militares y gestión del plantel educativo. Así mismo, se ayudará al patrimonio quiteño ya que se fomentará el estudio de edificaciones de este tipo en la ciudad.

## **Objetivos**

### ***Objetivo general***

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica y proponer alternativas de reforzamiento estructural para el bloque central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” ubicado en Quito.

### ***Objetivos específicos***

- Determinar los diferentes parámetros e índices de amenaza sísmica del sitio donde ha sido cimentado el edificio central del Colegio Militar “Eloy Alfaro”.
- Determinar los diferentes índices de vulnerabilidad sísmica de la estructura para su correspondiente análisis.
- Realizar el modelamiento de la estructura utilizando herramientas computacionales, basado en los requerimientos mínimos y recomendaciones vigentes en la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC-2015).
- Plantear propuestas de reforzamiento para el edificio central en función de su respuesta estructural.
- Elaborar un presupuesto comparativo entre las opciones de reforzamiento propuestas en el presente estudio.

## **Descripción del contenido**

- **Capítulo 1**

Se entrega al lector una perspectiva generalizada de la situación a investigar en el presente proyecto, destacando la importancia histórica que tiene las edificaciones del Colegio Militar “Eloy Alfaro” y su nivel de protección al ser considerado bien patrimonial de la ciudad de Quito. Además, se hace referencia a la problemática sísmica existente en el Ecuador y el inminente riesgo de las edificaciones que no han sido construidas bajo normas de sismo resistencia vigentes en la NEC 15.

- **Capítulo 2**

Este capítulo muestra todo el marco conceptual que conlleva la investigación, todos los procedimientos y criterios que se deben tomar antes de la evaluación de una edificación como son los índices de vulnerabilidad y riesgo, estudios geológicos y de resistencia de materiales, estructuración para el caso de modelamiento y aspectos generales sobre reforzamiento estructural; además, se da un vistazo sobre casos de estudio y que proponen las normativas sobre modelamiento y reforzamiento de estructuras patrimoniales.

- **Capítulo 3**

Este capítulo muestra todos los procedimientos que fueron necesarios para obtener información relevante antes del proceso de modelamiento como son estudio de geotecnia al suelo de cimentación donde se implanta la edificación, ensayos tanto destructivos como no destructivos para obtener resistencias, módulos de elasticidad, características generales sobre la edificación, elaboración de planos arquitectónicos, estructurales y de detalle, evaluación de la vulnerabilidad mediante índices numéricos y

calificación cualitativa de la estructura. El presente capítulo también presenta los resultados de cada uno de los ensayos, así como un criterio final en cada uno de ellos.

- **Capítulo 4**

El presente capítulo busca realizar el modelamiento digital de la edificación en estudio de acuerdo con las propiedades y características de los elementos obtenidos en los anteriores capítulos, esto se lo realizó mediante un análisis empleando elementos finitos y condiciones de borde de acuerdo con la configuración actual de la edificación, se han considerado parámetros intrínsecos del detalle constructivo, así como conceptos relacionados a edificaciones antiguas. Todo esto basados en normativas internacionales como la normativa ecuatoriana vigente.

- **Capítulo 5**

En este capítulo se podrá observar las conclusiones sobre el modelamiento estructural del edificio en estudio, además se da el criterio necesario para un óptimo sistema de reforzamiento, juntamente con su respectivo análisis matemático y modelamiento reforzado. Se presenta el sistema de refuerzo final y los planos detallados sobre posiciones, longitudes y disposiciones del sistema usado.

- **Capítulo 6**

Se presenta un presupuesto referencial basado en cotizaciones realizadas por empresas especializadas en perforaciones y anclajes. Se ha considerado el uso de materiales que se encuentran dentro de la normativa nacional, respetando todos los detalles técnicos que fueron analizados y expuestos en el capítulo anterior.

- **Capítulo 7**

Finalizada la investigación, en este capítulo se materializa todas las conclusiones más importantes que arrojaron cada uno de los capítulos realizados, poniendo especial atención a la parte técnica que fue la principal inspiración para este trabajo. Además, se enumera una serie de recomendaciones que deberían ser consideradas en las acciones y trabajos futuros que puedan ejecutarse como parte de este proyecto.

## Capítulo II

### Fundamento teórico

#### Riesgos y Vulnerabilidad

El medio ambiente y las condiciones a las que está sometida una estructura cualquiera (eventos sísmicos, asentamientos diferenciales del suelo, vibraciones por agentes externos, contaminación, envejecimiento, etc.) ha provocado que muchas edificaciones antiguas deban estar sujetas a constantes controles y mantenimientos continuos, pero dicha suposición no se practica con regularidad, sobre todo en países en vías de desarrollo, provocando que dichas estructuras aumenten su grado de vulnerabilidad. Gran parte del patrimonio de edificaciones que posee una ciudad está compuesto por edificaciones relativamente antiguas, dichas edificaciones se ven afectadas por problemas estructurales que amenazan la seguridad tanto para los demás edificios que componen la urbe, así como para las personas que se encuentren en los mismo (D'Ayala, 2013).

La valoración del riesgo sísmico de zonas urbanas implica el análisis del nivel de peligro, la vulnerabilidad y la exposición de la o las edificaciones ante potencial daño por eventos sísmicos. Dentro de este enfoque que define el riesgo sísmico, la evaluación de la vulnerabilidad de edificaciones adquiere una gran importancia, no solo por las consecuencias que resultarían del eventual caso de un sismo, sino también porque es uno de los aspectos al que más importancia se le da al momento de preservar el patrimonio tangible de la urbe, esto hablando en términos de edificaciones antiguas. De hecho, una evaluación minuciosa de la vulnerabilidad de las edificaciones existentes y la posterior implementación de soluciones adaptativas adecuadas podrá ayudar a

reducir el nivel de daño que pueda recibir la estructura, pérdida de vidas y el impacto económico de futuros eventos sísmicos (Vicente et al., 2011).

### **Conceptualizaciones**

#### **Riesgo sísmico**

El riesgo sísmico se define como el grado de pérdidas esperadas en las estructuras, tanto pérdidas económicas como sociales, provocadas por un evento sísmico, por lo cual, se puede asumir que este tipo de riesgo está íntimamente ligado con las consecuencias que tenga la o las estructuras después de un evento; también contempla una serie de factores que referencian al comportamiento estructural sismorresistente (Barbat & Pujades, 2004). Para una mejor comprensión del concepto de riesgo sísmico es necesario fijar previamente los conceptos a los que está ligado como son la peligrosidad, vulnerabilidad, exposición a desastres y mitigación de desastres.

De acuerdo a Barbat & Pujades (2004) se tienen tres elementos componentes principales para la concepción del riesgo sísmico, estos parámetros corresponden a las siguientes definiciones:

- **La peligrosidad sísmica (H)** hace referencia a la probabilidad de que un evento sísmico se produzca en un lugar y periodo determinado, con cierta magnitud o nivel de severidad; algunos datos obtenidos sobre la peligrosidad sísmica se encuentran tabulados en las normativas sobre diseño sismorresistente de estructuras, y depende de la ubicación geográfica donde se emplazará la estructura.

- **La vulnerabilidad sísmica (V)** se define como la predisposición propia de una estructura, grupo de estructura o zona urbana completa a sufrir daño ante el eventual caso de un evento sísmico con magnitud o severidad determinada; este parámetro está relacionado directamente con las características de diseño de la estructura estudiada como forma, altura, irregularidades, ocupación, ubicación geográfica, etc.
- **Nivel de exposición (E)**, corresponde a todos los elementos en riesgo como población, edificaciones, actividades económicas, servicios públicos e infraestructura expuesta ante el eventual caso de un sismo, todo esto contemplado dentro de un área delimitada por el radio de afectación.

Al combinar los elementos antes expuestos y considerando cada nivel de severidad de los sismos estudiados, obtenemos como resultado la siguiente fórmula, representada a continuación en la ecuación ( 1 ).

$$R = H * V * E \quad ( 1 )$$

**Figura 3:**

*Conceptualización del riesgo sísmico.*



*Fuente: (Barbat & Pujades, 2004)*

## **Vulnerabilidad**

Las estructuras elaboradas en mampostería de piedra, barro o ladrillo, madera u otros materiales clásicos en la construcción de las décadas pasadas representan la mayor proporción del parque de edificaciones en todo el mundo, sobre todo en ciudades que han ido evolucionando con el tiempo pero conservan esos edificios como fuentes de cultura e identidad cívica; estas edificaciones junto con las de hormigón armado, acero y otros materiales relativamente modernos representan la mayor proporción de víctimas durante sismos, causando aparte de pérdidas económicas y materiales, pérdidas humanas. Sin embargo, los edificios de cualquier material bien diseñados y contruidos han sobrevivido al paso del tiempo durante siglos, incluso en regiones de alta sismicidad, esto se da gracias a que cada uno de los eventos sísmicos nos enseña algo nuevo sobre como diseñar y construir (D'Ayala, 2013).

Como se menciona en párrafos anteriores, la vulnerabilidad sísmica se define como la propiedad intrínseca de cada estructura a sufrir daño ante la ocurrencia de un sismo de severidad o magnitud determinada; además este parámetro es indispensable para el estudio del riesgo y para la atenuación de incidentes causados por daños estructurales.

La vulnerabilidad sísmica de una edificación se considera como la cantidad asociada con su debilidad en el caso de eventos sísmicos de intensidad y severidad dada, de modo que, con el conocimiento de esta cantidad, del peligro sísmico y del nivel de exposición, podremos evaluar el daño esperado o riesgo sísmico. La evaluación del estudio de vulnerabilidad en el mundo a lo largo de los años, ha dado origen a diversos métodos para cuantificarla individualmente (edificios, estructuras, etc.) o colectivamente



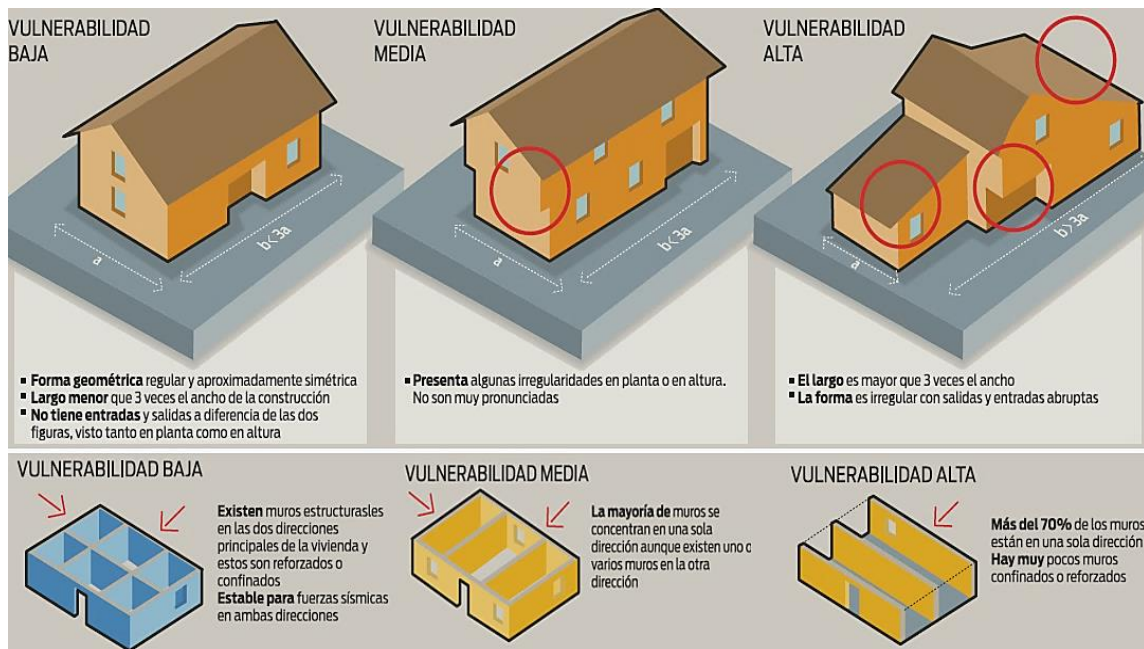
(centros urbanos). Se diferencia entre sí por el término de costos, en instalaciones usadas y en la precisión (Hammoum et al., 2016).

La evaluación sísmica de edificios patrimoniales de materiales varios (mampostería, madera o hasta hormigón y acero) requieren la consideración de objetivos de seguridad y conservación, tanto para el edificio como para el patrimonio cultural que representa, así como el bienestar de los ocupantes del mismo. De igual manera se deberá considerar las limitaciones que se tengan por el mismo hecho de ser patrimonio de la urbe (Castori et al., 2017).

La vulnerabilidad puede estar ligada a parámetros intrínsecos del diseño de la edificación a estudiar, como se puede apreciar en la Figura 4.

**Figura 4:**

*Vulnerabilidad sísmica de construcciones típicas.*



Fuente: (CENAI, 2012)

En las últimas décadas se han ido elaborando métodos analíticos para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica basados en las características propias de la estructura, así como la observación de daños en la misma producidos después del sismo, correlacionados con estadísticas de sismos estudiados, por lo tanto, la vulnerabilidad basada en estos métodos puede ser cuantificada como un valor preestablecido entre 0 (sin daño) y 1 (pérdida total) dependiendo de la factibilidad a que el sistema sea afectado por el evento que caracteriza la amenaza (Benedetti & Petrini, 1984).

### ***Riesgo sísmico en Ecuador***

Durante los últimos años se han producido sismos que han afectado de gran manera a países de Latinoamérica y el Caribe, señalando y dejando en evidencia una alta exposición y riesgo ante eventos sísmicos debido a la falta de formalidad y malas prácticas al momento de construir las edificaciones. El mapa sísmico (dado por registros estadísticos de cooperación entre países) no duda en poner en evidencia al continente de sur a norte, bordeando las costas pacíficas hasta llegar al Caribe y proyectando un devastador camino que recorre ciudades capitales como Santiago de Chile en Chile, La Paz en Bolivia, Quito en Ecuador, Bogotá en Colombia, Caracas en Venezuela y todos los países de Centro América (El Comercio, 2010).

El territorio ecuatoriano se encuentra dentro de la zona de la tierra más activa sísmicamente, denominada el Cinturón de Fuego del Océano Pacífico, al noroccidente de Sudamérica. Siendo uno de los países más densamente poblados dentro de la región, muestra actividad sísmica causada principalmente por la subducción de la Placa Oceánica de Nazca y un complejo y extenso sistema de fallas activas locales, estos

últimos producidos en la corteza y ocasionalmente más severos que los producidos por la subducción, esto debido a que el epicentro de los sismos superficiales se encuentra cerca de grandes poblaciones y provocando pérdidas humanas y materiales (Parra, 2016). En la se observa la relación entre la Placa de Nazca y el borde costero del Pacífico.

**Figura 5:**

*Ubicación Placa de Nazca e interacción con la Placa Sudamericana*



Fuente: (Diario El Mercurio, 2019)

En la actualidad, uno de los registros más importante y el cual ha dejado muchas lecciones aprendidas sobre fallas en el sistema y calidad constructiva en nuestro país, fue el sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 en las costas ecuatorianas, cuyo epicentro se localizó frente a las ciudades de Cojimíes y Pedernales en la provincia de Esmeraldas. Terremoto con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter y una profundidad de 10km, evidencio la carencia de control, regulaciones, planeación y ordenamiento territorial, y planes de mitigación por parte de las autoridades que se encuentran encargadas de estos aspectos. También este evento dio paso a una serie de investigaciones enfocadas a los aspectos mínimos de construcción de viviendas y fiscalización, así como averiguaciones sobre las principales causas que provocaron la muerte de más de 600 personas durante y posterior al evento, sin contar con la inmensa cantidad de damnificados y la pérdida de confianza ante la posibilidad de que pueda existir otro evento de igual o mayor proporción que el ocurrido, todo esto hablando el ámbito estructural y de gestión de riesgos.

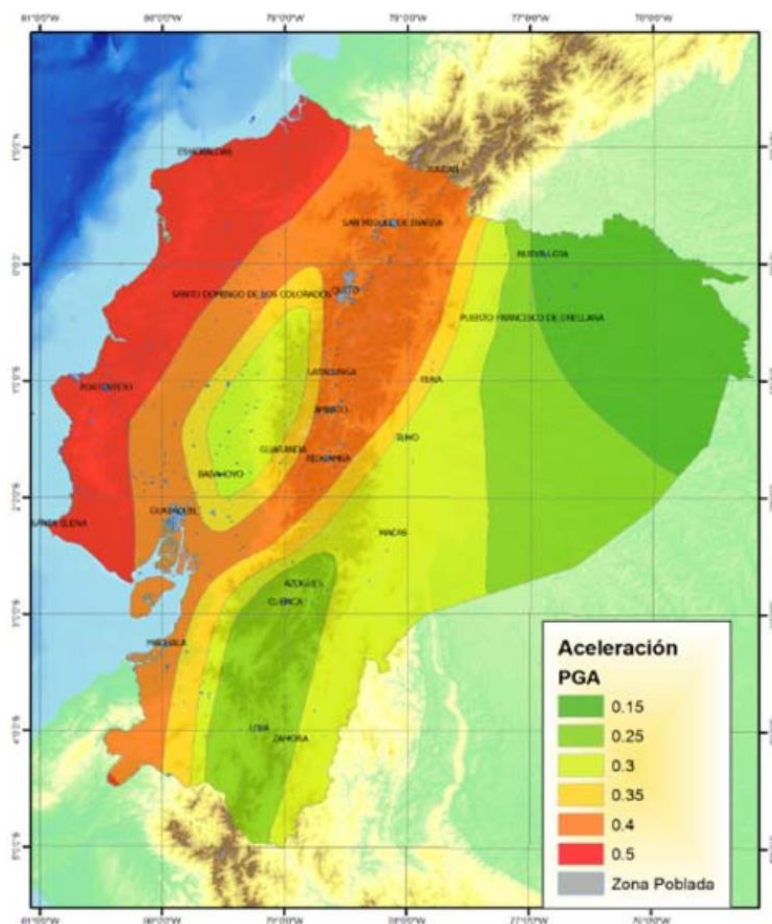
De acuerdo con el Instituto Geofísico (2016) el terremoto del 16 de abril del 2016 sería producto de la subducción entre las placas, y que además del evento principal, existieron alrededor de 4500 réplicas dentro y fuera de las costas ecuatorianas después de pasados dos años del terremoto, las mismas que se atenuaban con el paso del tiempo (El Telégrafo, 2018).

Desde el año 2011 y hasta la actualidad. existen estudios sobre la peligrosidad sísmica del Ecuador publicados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2011 y NEC-2015) donde se evidencia las zonas con mayor intensidad sísmica del Ecuador de acuerdo a enfoques probabilísticos reflejando el movimiento esperado con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, o mejor conocido como un periodo

de retorno de 475 años (Beauval et al., 2014). A continuación, en la Figura 6 se presenta el mapa de zonificación sísmica del Ecuador con sus respectivos valores de aceleración sísmica en función de la gravedad ( $9.8 m/s^2$ ).

**Figura 6:**

*Zonificación sísmica del Ecuador*



*Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)*

En el presente mapa se muestran los valores de las aceleraciones pico (PGA) en roca y distingue seis zonas sísmicas en las que estos valores abarcan un rango entre 0.15g (gravedades) en la zona nororiental del país, hasta valores mayores o iguales a 0.5g en la zona litoral ecuatoriana, siendo este último el valor de saturación.

(NEC-SE-DS, 2015). A continuación, en la Tabla 1 se presentan los valores dados para el factor aceleración sísmica de acuerdo a la zonificación sísmica adoptada.

**Tabla 1:**

*Valores del factor Z en función de la zona sísmica.*

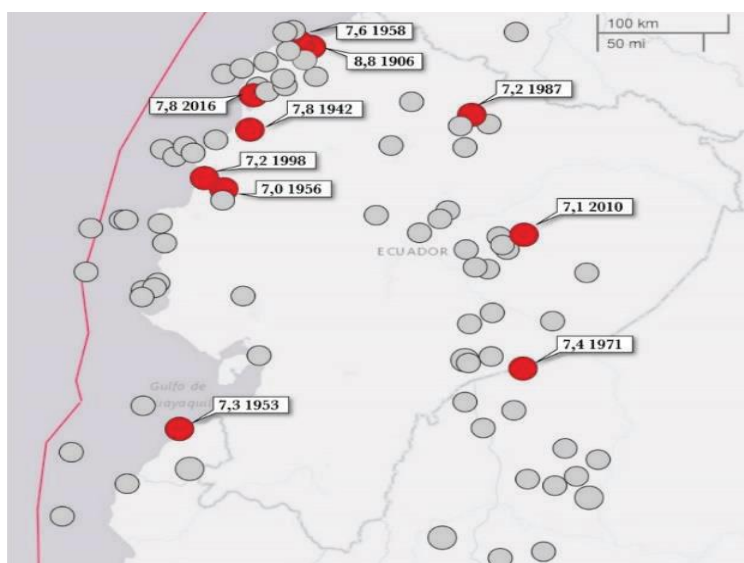
Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
<b>Valor del Factor Z</b>	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
<b>Caracterización del peligro sísmico</b>	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

*Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)*

En la siguiente figura se puede observar la actividad sísmica del Ecuador desde el año de 1900 hasta el 2017, tomando en cuenta que a partir del 2017 no se han tenido sismos mayormente significativos para la presente investigación. Los puntos observados superan los 6 grados en la escala de Richter y están catalogados por la United States Geological Survey (USGS).

**Figura 7:**

*Mapa sísmico del Ecuador periodo 1900-2017.*



*Fuente: (USGS, 2019)*

De acuerdo a H. Yepez, Chatelain, & Guillier, (1994) a pesar de que el Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica durante los últimos 500 años, no existe en el país una conciencia real acerca del peligro sísmico que pesa sobre él. Cada nuevo terremoto ocasiona víctimas, las mismas que habrían podido evitarse si se hubieran asimilado las lecciones dejadas por eventos telúricos pasados.

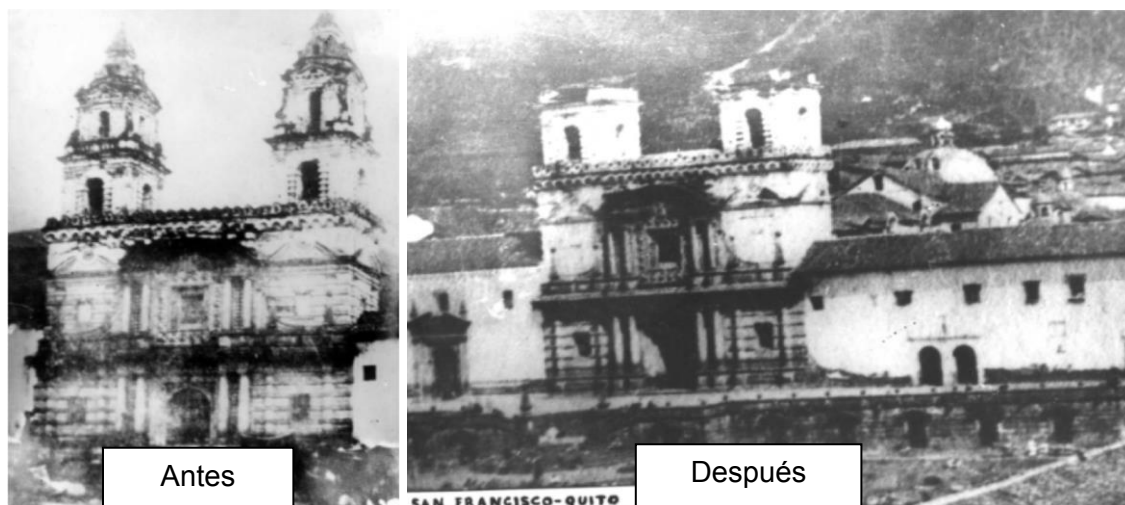
### ***Riesgo sísmico en la ciudad de Quito***

La ciudad de Quito es la capital de la república del Ecuador y , de acuerdo al diario El Telégrafo, (2019b) es la ciudad más poblada del país. Se localiza en la región interandina de Sudamérica al norte de la Cordillera de Los Andes, con una altitud media de 2850 metros sobre el nivel del mar y con población, en enero del 2019, de 2.78 millones de habitantes que se distribuyen en 33 parroquias rurales y 32 parroquias urbanas, con un total de 65 parroquias (INEC, 2019; Parra, 2016).

Durante las últimas décadas se han evidenciado varios terremotos de varias magnitudes y cuyos epicentros se han focalizado a diferentes distancias de la ciudad al menos una vez por cada siglo, pero que han producido muchos daños a la urbe. Uno de los sismos que han más han afectado a Quito fue el registrado del 22 de marzo de 1859 dejando en la capital aproximadamente 30 muertos, daños en algunas iglesias entre las que se destaca la de San Francisco y la de San Juan en el centro capitalino, gran destrucción en varias casas de un solo piso, construidas con mampostería de adobe y ladrillo sin mayor técnica. Este sismo asociado a la subducción fue sentido en la ciudad de Guayaquil (Aguilar, 2013).

**Figura 8:**

*Iglesia de San Francisco en Quito antes y después del sismo de 1859.*



*Fuente: (Anónimo, 1859)*

La ciudad de Quito ha tenido un aumento del riesgo sísmico debido al aumento poblacional desde el año 1859, que para aquel entonces era de aproximadamente 45,000 habitantes localizados en un área de  $4 \text{ km}^2$  e iría creciendo y reproduciendo un gran número de edificaciones de baja y mediana calidad, en lugares o zonas catalogadas como riesgosas (quebradas, laderas, rellenos, y zonas vulnerables a desastres naturales) e incrementándose exponencialmente hasta llegar a saturar el parque de edificaciones catalogadas como vulnerables; hoy en día, la urbe posee una población de 2.78 millones de habitantes ocupando un espacio de  $372.4 \text{ km}^2$  (Víctor, 2010).



**Figura 9:**

*Daños producidos a edificaciones después del sismo de 1859.*



*Fuente: Registro fotográfico antiguo de la Ciudad de Quito*

Otro de los eventos sísmicos que más afectó a la ciudad de Quito fue el sismo del 5 de marzo de 1987, este mismo provocó el colapso de varias estructuras en la capital y se registraron al menos 1000 personas fallecidas durante el sismo.

Durante el sismo de abril del 2016, Quito no sufrió grandes daños debido a la atenuación de la propagación de ondas sísmicas que viajaron desde las costas ecuatorianas; sin embargo, se debe considerar que la ciudad se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo por la existencia de varias fallas geológicas; que en otros eventos sí ha afectado a la capital ecuatoriana (Fernandez et al., 2018).

La ciudad de Quito presenta un sistema de fallas ciegas a lo largo de la urbe, que contemplan una gran cantidad de registros sísmicos hasta el momento. Se puede apreciar tanto la ubicación como la cronología respectivamente en la Figura 10 y Figura 11.

**Figura 10:**

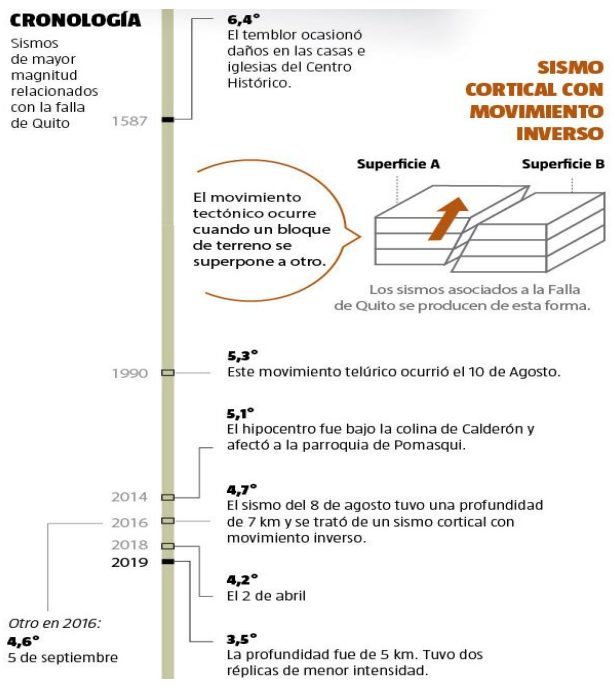
*Sistema de fallas ciegas de la ciudad de Quito*



Fuente: (El Telégrafo, 2019a)

Figura 11:

Cronología de eventos sísmicos en la ciudad de Quito



Fuente: (El Telégrafo, 2019a)

La ciudad de Quito tiene el gran desafío de superar los próximos sismos que tengan ocurrencia durante los próximos años, terremotos que provocarían serios daños a la urbe social y económicamente. La ciudad y sus habitantes no se encuentran lo suficientemente preparados para la ocurrencia de un sismo de magnitud considerable, el cual mientras más transcurra el tiempo será de mayor severidad y con mayores consecuencias para la urbe si no se toman las debidas precauciones y medidas correctivas necesarias, para esto primero los habitantes de la ciudad deberán entender el peligro que pesa sobre la ciudad y los efectos que un evento sísmico tendría en ella. Se podrá lograr únicamente con una toma de conciencia real y una voluntad ciudadana originadas en el conocimiento del peligro, Quito podrá empezar un programa de reducción del riesgo sísmico que permita atenuar el impacto del próximo gran sismo (H. Yopez et al., 1994).

### **Edificaciones patrimoniales**

Un bien patrimonial es un elemento cuyo valor natural, espacial o cultural ha constituido un aporte significativo en la conformación y desarrollo de los asentamientos humanos, adquiriendo una gran relevancia en el tiempo y en la historia de un grupo social, comunidad, pueblo o país (Consejo Metropolitano de Quito, s/f).

En el Ecuador, el Ministerio de Cultura y Patrimonio ejerce la rectoría del Sistema Nacional de Cultura para fortalecer la identidad Nacional y la Interculturalidad; proteger y promover la diversidad de las expresiones culturales; incentivar la libre creación artística y la producción, difusión, distribución y disfrute de bienes y servicios culturales; y salvaguarda de la memoria social y el patrimonio cultural, garantizando el ejercicio pleno de los derechos culturales a partir de la descolonización del saber y del

poder; y de una nueva relación entre el ser humano y la naturaleza, contribuyendo a la materialización del Buen Vivir (Ministerio de Cultura y Patrimonio, 2019).

En la práctica, el Instituto Nacional de Patrimonio Cultural es el organismo encargado de investigar y ejercer el control técnico de acuerdo con la política emitida por el Ministerio de Cultura y Patrimonio, para la preservación, conservación, apropiación y uso adecuado del patrimonio cultural. El instituto se consolidará como un centro de investigación especializado, con alta capacidad técnica y científica que permite el estudio, análisis y aplicación de metodologías para catalogar, documentar, proteger y potenciar los bienes patrimoniales (Ministerio de Cultura y Patrimonio, 2019).

Para la ciudad de Quito, el municipio expidió la ordenanza No. 260 de fecha 10 de junio del 2008, donde hace referencia a los áreas y bienes patrimoniales. Aquí se indica una serie de normativas para la planificación, gestión y conservación del patrimonio intangible, así como el patrimonio de bienes muebles, instrumentales, artesanales y utilitarios; responsabilizando de estas acciones al Fondo de Salvamento del Patrimonio Cultural (FONSAL) y a la Dirección Metropolitana de Cultura (Consejo Metropolitano de Quito, s/f).

En 4 de Julio del 2011, durante el mandato del Dr. Augusto Barrera, se expide la ordenanza No. 94, en la que se modifica y agrega ciertos artículos de la ordenanza No. 260, para mejorar el funcionamiento y ejecución de las acciones en búsqueda de preservar los bienes patrimoniales. Además, se dispone el cambio del FONSAL por el Instituto Metropolitano de Patrimonio, con las mismas obligaciones y responsabilidades que venía cumpliendo en los años anteriores (Concejo Metropolitano de Quito, 2011).

Además de la normativa municipal existente, el 10 de junio del 2019 se expide la Normativa Técnica para el Inventario, Declaratoria, Delimitación, Desvinculación y Pérdida de bienes inmuebles patrimoniales; la misma que tiene como objetivo regular los procedimientos administrativos, técnicos y metodológicos relacionados a bienes en todo el Ecuador (Normativa tecnica de bienes inmuebles patrimoniales, 2019).

En el caso de los bienes inmuebles, la normativa elabora parámetros técnicos de valoración para otorgar niveles de protección a cada uno de ellos, los mismos que van en función de la antigüedad, la tipología funcional, la técnica constructiva, el entorno urbano natural, la autenticidad e integridad, la historia y el estilo. Estos niveles de protección permiten elaborar planes de mantenimiento, restauración, modificación y reforzamiento de las instalaciones, basados en parámetros arquitectónicos y técnicos que son supervisados y aprobados por los organismos responsables del patrimonio nacional (Normativa tecnica de bienes inmuebles patrimoniales, 2019).

En el caso del edificio administrativo del Colegio Militar “Eloy Alfaro”, existe el registro documentado para el “Plan Maestro de Rehabilitación de las áreas Históricas de Quito” donde cataloga y categoriza a la edificación como un edificio patrimonial con grado de protección sobre la misma. Como se muestra en la Tabla 2, y en el Anexo 1.

**Tabla 2:**

*Plan de rehabilitación aplicado al Colegio Militar "Eloy Alfaro"*

MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO PLAN MAESTRO DE REHABILITACION DE LAS AREAS HISTORICAS DE QUITO							CIVIL	RELIGIOSA	MILITAR	<input checked="" type="checkbox"/>	
CLAVE CATASTRAL			CLAVE A.I.Q.			NOMBRE DEL PREDIO:					
No DE HOJA	Mz	Lote	No DE HOJA	Mz	Lote	Colegio Militar Eloy Alfaro					
10604	05015										ENCUESTADOR
NOMBRE DEL PROPIETARIO			CALLE: AV. ORELLANA				No	FECHA			
			TENC.:Relig.	Munic.	Estat.	Parte.					

Fuente: (FONSAL, 1998)

## **Caracterización de la edificación.**

### ***Geotecnia***

#### **Cimentaciones**

La elaboración de cimentaciones constituye uno de los artes más antiguos realizados por el ser humano en la historia. La variedad en los estilos arquitectónicos de construcción y las diferentes condiciones del suelo en cada una de las regiones geográficas, contribuyó al desarrollo de una amplia gama de técnicas aplicadas en la construcción de cimentaciones, las mismas que fueron el resultado de la experiencia, las normas antiguas y la intuición de los diseñadores de esas épocas (Przewłócki et al., 2005).

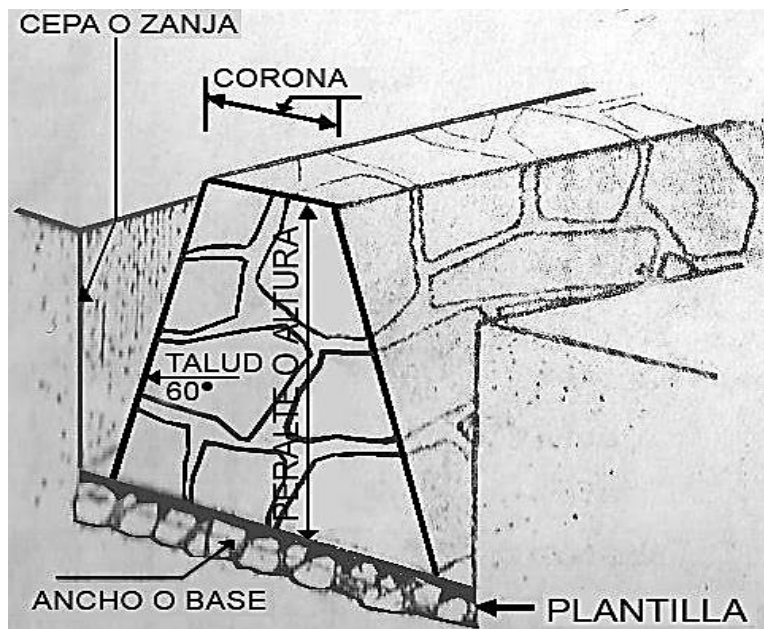
Muchos edificios históricos han colapsado a causa de guerras, inundaciones, terremotos, etc.; mientras que otros que aún existen, han sufrido grandes daños y severos casos de pérdida de estabilidad por motivos aparentemente estructurales. Sin embargo, muchos de estos posibles daños estructurales han sido confundidos por problemas en la cimentación y su relación suelo estructura, algo que para los ingenieros no es considerado como importante a simple vista. No es raro encontrar casos donde la principal causa en la destrucción de una estructura patrimonial sea el fallo de la cimentación y no de sus elementos estructurales (Przewłócki et al., 2005).

Es necesario considerar que con el pasar del tiempo, las cimentaciones antiguas sufren cambios significativos a causas de las cargas han tenido que soportar, incrementado por presencia de agentes externos y por las modificaciones y cambio de uso que se le ha dado a la edificación. En tal virtud, resulta indispensable la creación de un grupo de investigadores que incluya la participación de expertos en la relación suelo

estructura, así como en la aplicación de métodos que permitan identificar el verdadero problema que afecta a la cimentación y sus posibles soluciones (Tsatsanifos, 2008).

**Figura 12:**

*Configuración para cimentaciones antiguas de piedra.*



*Fuente: (Anónimo, 2014a)*

Las cimentaciones de piedra fueron utilizadas principalmente para edificios públicos y de carácter religioso. Dependiendo de la región, la mano de obra existente, así como los materiales disponibles, se utilizó granito, piedra caliza, piedra volcánica e incluso mármol. Para la cimentación no se utilizó excavaciones profundas ni empleo de elementos importantes a parte de la piedra, únicamente el mortero de unión que para la época no cumplía con los requisitos mínimos de resistencia de la normativa actual. El buen desempeño de la cimentación de piedra se debe al ancho utilizado, medida que generalmente se extiende desde los cincuenta hasta los cien centímetros, dando de esta forma una buena estabilidad a la estructura (Przewlocki & Zielinska, 2016).

### **Ensayo de penetración estándar**

El análisis geotécnico se lo realiza mediante el uso de técnicas que son específicas del tipo de suelo a analizar y a través de las cuales se puede obtener diferentes niveles de detalle. Las pruebas en sitio más fáciles de realizar y menos costosas es el ensayo de penetración estándar (SPT) y de refracción sísmica. El primer ensayo es recomendable para suelos con una composición predominante de arena y nos proporciona diagramas a partir de los cuales se obtiene la estratigrafía del suelo, la densidad relativa, ángulos de fricción, parámetros de deformabilidad y sobre todo la capacidad portante del suelo. En el caso de la refracción sísmica se obtiene la velocidad de propagación de las ondas longitudinales y a veces transversales del suelo (Moretta e Associati, s/f).

Las pruebas de laboratorio constituyen un procedimiento importante para caracterizar el suelo y obtener más datos necesarios del entorno de la cimentación. Los resultados pueden variar según el tipo de laboratorio, suelo y el propósito del análisis; variando desde la descripción geotécnica hasta las pruebas de identificación y clasificación, pruebas de consolidación, cizallamiento, permeabilidad, deformabilidad entre otros (Moretta e Associati, s/f).

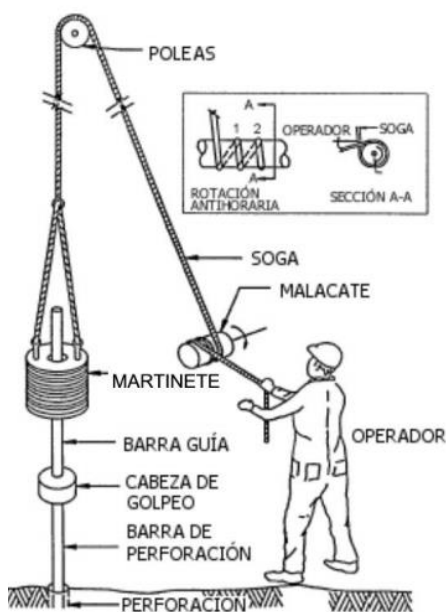
El ensayo de penetración estándar por sus siglas en inglés SPT (Standard Penetration Test), es un procedimiento ampliamente utilizado durante el proceso de investigación geotécnica. Se utiliza para determinar in situ la densidad y el ángulo de corte de los suelos no cohesivos, además de la resistencia de los suelos cohesivos. Resulta ser un método bastante útil cuando se necesita extraer muestras inalteradas para la ejecutar ensayos en el laboratorio y caracterizar el suelo (Patel, 2019).



Para la ejecución del ensayo se utiliza una cuchara simple dividida para extraer las muestras de suelo. El procedimiento inicia con la identificación del punto donde se realizará la perforación. Seguidamente, con la ayuda de un martillo suspendido por una polea y conectado a un motor, se procede a golpear la cuchara en varias ocasiones para penetrar en el suelo hasta una profundidad establecida. En cada profundidad de perforación, se extraerá la cuchara y la muestra de suelo que se utilizará en los ensayos en el laboratorio. Todas las muestras con sus respectivas profundidades y cantidades serán registradas en el diario del investigador, ya que estos datos serán utilizados en los análisis y correlaciones futuras (Patel, 2019).

**Figura 13:**

*Esquema de sondeo básico del ensayo SPT*



*Fuente: (López Menardi, 2003)*

La resistencia a la penetración, materializado por el número de golpes que se requiere para alcanzar la profundidad establecida, se le ha designado con la letra N.

Este valor de  $N$  será sometido a factores de corrección por la presión de sobrecarga del suelo, sumado a las relaciones empíricas de Meyerhof (1956) (Patel, 2019).

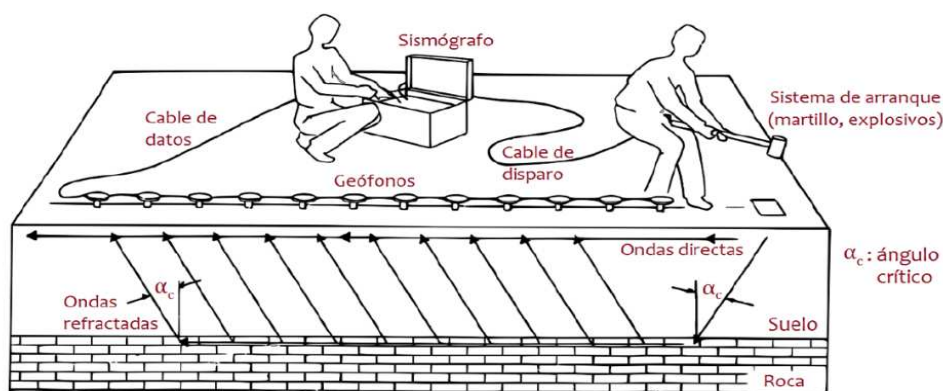
### Ensayo de refracción sísmica

La sísmica de refracción es un método geofísico que permite identificar de forma rápida y no destructiva, las propiedades mecánicas del suelo y las rocas que se están analizando. Se puede determinar alteraciones en el subsuelo, fallas y/o fracturas en las capas suelo, zonas de deslizamiento, zonas de relleno entre otros (Anomohanran, 2013).

Este método consiste en la generación de ondas sísmicas mediante la utilización de una fuente de energía (martillo, caída de peso, pistola, explosivo). Estas ondas elásticas longitudinales se propagan a través del estrato de estudio, entre dos puntos claramente identificados por el investigador. Se mide el tiempo de trayecto de las ondas refractadas y finalmente, mediante relaciones entre distancia-tiempo se obtiene los espesores y velocidades sísmicas de la onda P en las diferentes capas que componen el subsuelo (Anomohanran, 2013).

**Figura 14:**

*Esquema básico de trabajo del ensayo refracción sísmica*



Fuente: (Aristizábal & Mendoza, 2017)

### ***Ensayos en edificaciones antiguas***

Cuando la información que se ha recopilado no es suficiente para elaborar un diagnóstico preciso sobre la condición actual de la edificación, se hace necesario la elaboración de ciertos procedimientos con el objetivo de caracterizar adecuadamente a la estructura. Es así como se planifica y desarrolla ensayos in situ, ensayos de laboratorio, pruebas y mediciones en campo, evaluaciones de la cimentación entre otros (Pompeu, 2010).

A parte de la identificación de los elementos estructurales y su geometría, es importante conocer la calidad de los materiales de la estructura, y en ciertos casos, el estado de daño o deterioro que ha sufrido con el pasar de los años. Usualmente, esta información se obtiene de forma cualitativa mediante la inspección visual o la percusión sobre los elementos. Sin embargo, es necesario contar con determinaciones cuantitativas de las propiedades de los elementos, mediante la ejecución de ensayos destructivos o no destructivos de acuerdo con el nivel de intervención que se pretenda realizar, y el grado de importancia y protección que tiene la estructura (Abdulsalam & Ali, 2015).

### **Ensayos no destructivos**

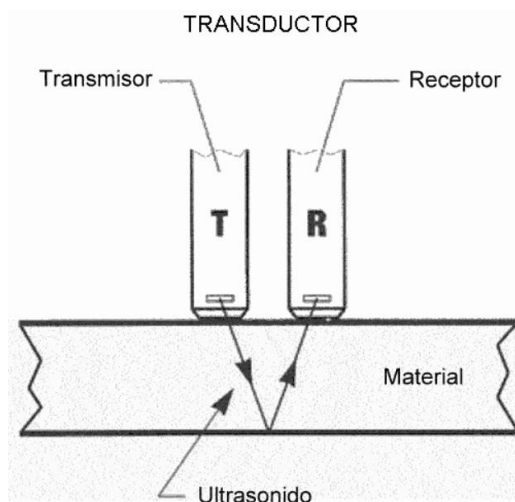
Los ensayos no destructivos son los más recomendados durante el proceso de caracterización de la estructura histórica y de cada uno de sus elementos. Normalmente, se utiliza equipos que generan pulsos que cruzan a través de los materiales, lo que permite las variaciones y modificaciones de esas señales para identificar características en las diferentes áreas de análisis (Moretta e Associati, s/f).

### **Ensayo de ultrasonido**

El ensayo de ultrasonido mide la velocidad de propagación de las ondas a través del material, obteniendo de esta manera el módulo de elasticidad; además de la rigidez y la resistencia aproximada mediante la correlación de fórmulas. Este procedimiento es muy utilizado en las mamposterías y otros elementos de gran espesor donde se puede detectar irregularidades y cavidades internas que son difícilmente observables a simple vista (Korany, 2011).

**Figura 15:**

*Esquema general de trabajo del ultrasonido*



*Fuente: (De Máquinas y Herramientas, 2015)*

### **Ensayo con escáner de pared (pachómetro)**

El uso de la magnetometría es otro ensayo que permite detectar la presencia de metales al interior de un elemento como la mampostería o el concreto. Básicamente, consiste en un equipo llamado Pachómetro que emite un campo magnético que indica la ubicación aproximada del metal, a una distancia de profundidad que dependerá de las características y eficiencia del equipo. Se usa mucho para detectar la presencia de

la armadura en columnas y vigas de hormigón, así como la presencia de cualquier elemento de refuerzo que se pudo haber utilizado en la mampostería (Pompeu, 2010).

**Figura 16:**

*Esquema de funcionamiento del pachómetro o escáner de pared*



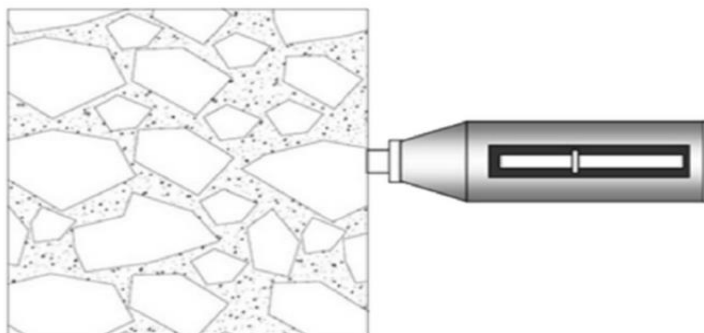
*Fuente: (Hilti Chile, 2019)*

### **Ensayo esclerométrico**

Uno de los ensayos no destructivos más frecuentes para la caracterización del hormigón consiste en el uso del Martillo Schmidt o más conocido como esclerómetro. Este equipo determina el índice de rebote que permite obtener el esfuerzo a compresión del hormigón. Sin embargo, los datos obtenidos deberán ser analizados y cotejados cuidadosamente por el investigador, ya que existen varios factores externos que afectan a los resultados obtenidos. Lamentablemente, es un ensayo poco confiable ya que solo refleja las características de una capa superficial del material, además de ser muy sensible por la forma en cómo se realiza el disparo y la presencia de irregularidades en el punto de contacto. (Umar, Hanafi, & Latip, 2015)

**Figura 17:**

*Esquema de utilización del esclerómetro*



*Fuente:* (Guida et al., 2012)

### **Ensayos ligeros y completamente destructivos**

Cuando los ensayos no destructivos no han sido suficientes para caracterizar a los materiales, se hace necesario la ejecución de ensayos ligeramente destructivos y completamente destructivos para obtener datos más reales y confiables para el reforzamiento. Obviamente, el uso de estos ensayos dependerá del análisis costo-beneficio y de la posible pérdida cultural e histórica que lleva consigo la destrucción de la estructura o parte de ella (Pompeu, 2010).

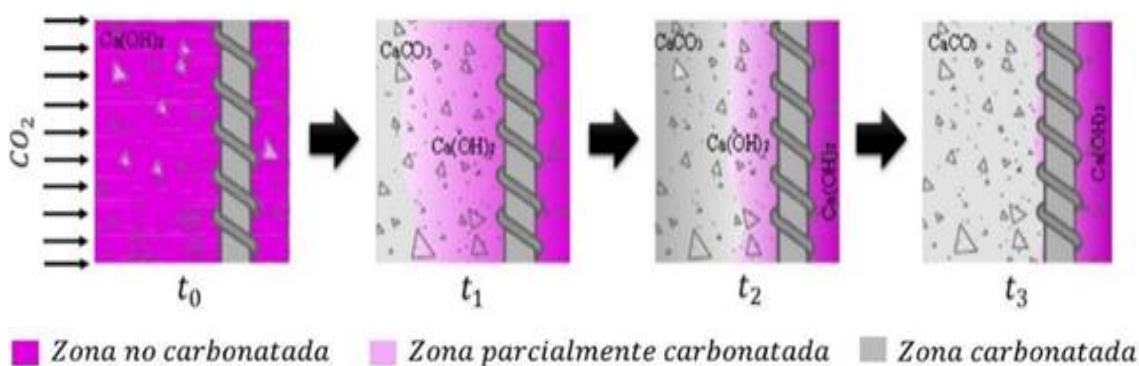
### ***Ensayo de carbonatación del hormigón***

La carbonatación es un proceso químico mediante el cual el dióxido de carbono del aire penetra el hormigón y corroe a la armadura. Este fenómeno es perjudicial para el hormigón armado porque el acero al oxidarse pierde sus propiedades, entre ellas su ductilidad. Una vez que la armadura está afectada, el hormigón empieza a agrietarse y en casos de extrema carbonatación puede llegar a romperse. Un ensayo con fenolftaleína al 1% permite identificar la profundidad de carbonatación del hormigón y su

posible afectación al elemento estructural. El daño a la estructura será mínimo y poco visible, ya que únicamente se necesita un pequeño orificio donde se colocará el elemento químico (Korany, 2011).

**Figura 18:**

*Proceso de carbonatación en el hormigón a través del tiempo*



Fuente: (Félix et al., 2017)

Si aun después de los ensayos ligeramente destructivos se quiere afinar mucho más los resultados, se puede recurrir a la extracción de probetas para ser analizadas directamente en el laboratorio. Este procedimiento constituye un método completamente destructivo y se espera que sea utilizado en casos muy particulares y donde todos los métodos anteriores han fallado. La ventaja de estos procedimientos es que se obtendrá datos muy apegados a la realidad, situación que con los ensayos no destructivos es muy complicado (Moretta e Associati, s/f).

La técnica más confiable para caracterizar a un material en estudio es la extracción de probetas de los elementos estructurales. En el caso del hormigón, se realiza la extracción de núcleos, mediante la utilización de una máquina perforadora con punta de tungsteno o diamante. Se pueden extraer núcleos que atraviesan el ancho

total elemento, para determinar su composición interna y las posibles diferencias entre la parte central y el exterior. El núcleo será sometido a ensayos de laboratorio para carga de compresión, para determinar la curva de esfuerzo-deformación, y con ella, el módulo de elasticidad y el esfuerzo resistente (Meli, 1998).

En el caso de las mamposterías, se recomienda extraer probetas completas que incluyan todos los elementos componentes y sus respectivos morteros. Estas muestras serán sometidas en el laboratorio a ensayos de compresión y corte. En caso de no ser posible la extracción de muestras, se deberá construir un espécimen muy parecido al real, valiéndose de elementos que guarden características similares a los originales, y que puedan aproximar el desempeño del material en la estructura (Pompeu, 2010).

### ***Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo***

Algunas de las principales causas de daño en las edificaciones, debido a eventos sísmicos, son: el inadecuado comportamiento estructural de las edificaciones, materiales y sistemas constructivos deficientes, etc. Por lo cual es necesario el conocer el grado de riesgo y vulnerabilidad que presentan las estructuras según sea la configuración estructural que posean, con el objetivo de buscar soluciones y mejorar la respuesta de las mismas ante nuevos eventos que puedan presentarse y afectar a la edificación (Fernandez et al., 2018).

De acuerdo a Meli (1998), las edificaciones antiguas en Latinoamérica han estado sujetas a un sin número de factores que aumentan su vulnerabilidad, como puede ser la transferencia y adopción de prácticas constructivas de países donde el riesgo sísmico no es representativo comparado con el de regiones como Lima, Quito,



Bogotá, Caracas, etc. que se encuentran ubicadas en una de las zonas más sísmicas del planeta. Tomando en cuenta este aspecto mencionado, uno de los puntos más críticos al momento de calificar una estructura antigua es el hecho de que la ingeniería sismorresistente se ha desarrollado y fortalecido esencialmente para las edificaciones construidas en hormigón y acero para los tiempos modernos, mismas que han sido estudiadas bajo criterios de desempeño luego de un evento sísmico en diversas partes del mundo, y por la semejanza de los sistemas constructivos alrededor del planeta. El aprendizaje extraído de los sismos producidos en una parte del mundo puede ser aplicable en otra parte del mundo, tomando criterios de acuerdo al lugar de emplazamiento de la estructura, pero este fenómeno se dio en menor grado para el caso de edificaciones antiguas y debido a esto se conoce que las prácticas constructivas son propias de cada región y cultura de acuerdo a sus capacidades.

### **Métodos de estudio de vulnerabilidad y riesgo**

En décadas pasadas, para la evaluación sobre el riesgo y vulnerabilidad sísmica de estructuras se realizaban análisis con métodos empíricos basados en la recopilación de datos estadísticos de daños después del sismo. Estos métodos no poseen un buen enfoque en la correlación del comportamiento estructural con el daño observado y la cuantificación del efecto del fortalecimiento sísmico sobre la resistencia sísmica por lo cual se han propuesto metodologías más actuales y perceptiblemente más capaces de realizar una evaluación cercana a la realidad tomando parámetros intrínsecos de la estructura (D'Ayala, 2013).

El análisis de vulnerabilidad se realiza a través de funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con

una medida de daño en la edificación. En muchos casos las funciones de vulnerabilidad también incorporan las consecuencias del daño en términos de pérdidas humanas y materiales (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

La sistematización de los enfoques relativamente actuales de evaluación de vulnerabilidad y riesgo ha sido desarrollada por muchos investigadores y, por lo tanto, estos difieren debido a los diferentes niveles de dependencia de los siguientes factores:

- Naturaleza y objetivo de la evaluación.
- Calidad y disponibilidad de información.
- Características de la estructura inspeccionada.
- Escala de evaluación, criterios metodológicos.
- Grado de confiabilidad de los resultados esperados.

Debido a estas diferencias, la coherencia y el consenso con respecto a la clasificación es siempre un tema polémico. Se han utilizado varios métodos para evaluar el riesgo y vulnerabilidad sísmica entre ellos sobresaliendo algunos más que otros (Hammoum et al., 2016).

A continuación, se presentan los dos métodos más utilizados para la cuantificación y calificación tanto de vulnerabilidad como de riesgo sísmico.

#### ***Método de evaluación FEMA P-154***

El método FEMA P-154 denominado “Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards” o “Exploración rápida visual de los edificios para los posibles

riesgos sísmicos” en español, realizado por FEMA “Federal Emergency Management Agency” en Estados Unidos publicado en el año de 1988 y actualizado hasta el año 2002; es uno de los métodos más utilizados para la valoración de estructura con un amplio historial de resultados obtenidos en su país de aplicación.

Este método es un manual que presenta una metodología para una rápida identificación al realizar un inventario de edificaciones que están en cierto grado de riesgo sísmico, este método utiliza un sistema de puntuación que permite identificar varios parámetros de importancia en el estudio de vulnerabilidad sísmica a una estructura. Estos parámetros pueden ser:

- Edificios existentes que fueron diseñados y construidos antes de la utilización de códigos de construcción para sismos.
- Edificios que estén construidos sobre suelos blandos.
- Edificios que poseen características no adecuadas para resistir un sismo.

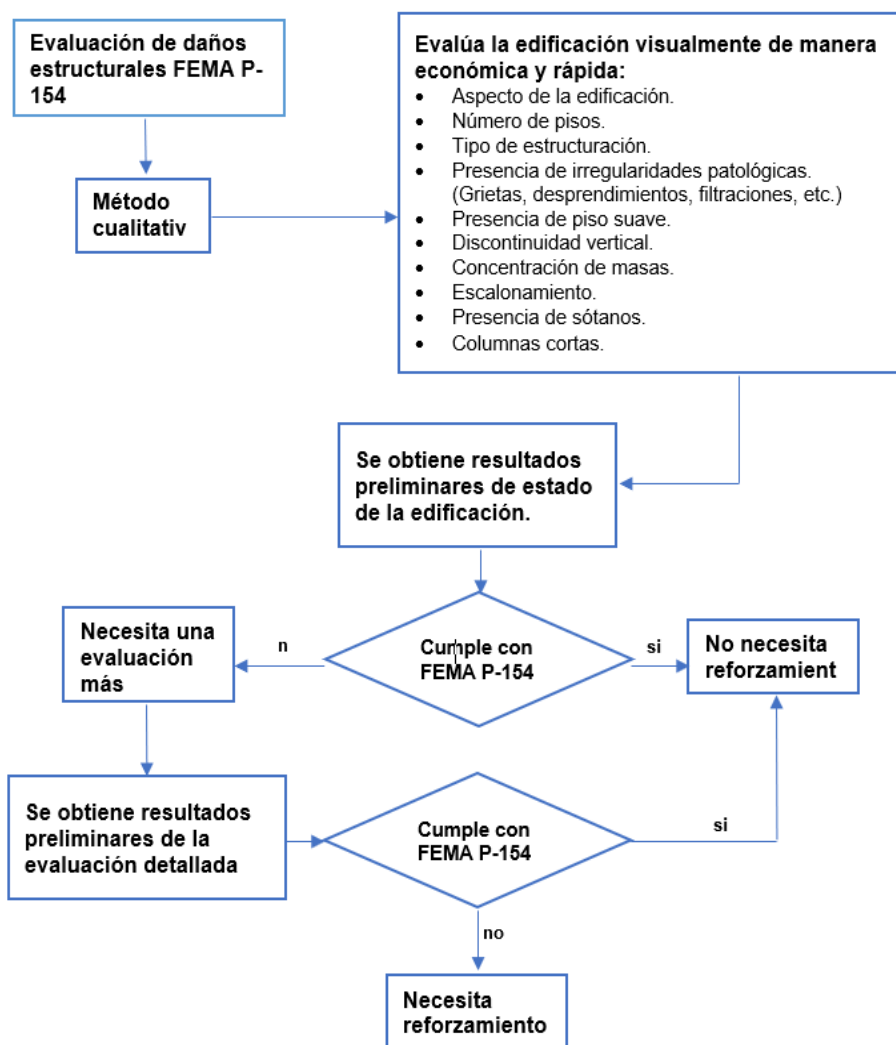
Además de los parámetros antes mencionados, esta evaluación aporta una cuantificación de si la estructura estudiada requiere una evaluación más detallada. Todo esto basándose en el sistema de calificación que recibe la nota base, los modificadores y el puntaje final relacionados con las probabilidades de colapso del edificio; dichas puntuaciones pueden variar entre cero (peor comportamiento sísmico) y siete (mejor comportamiento sísmico).

Si el resultado de la evaluación es menor o igual a dos ( $\leq 2$ ), será necesario realizar una evaluación más detallada de la edificación. Para esto se realiza un análisis lineal, pero en el caso de no cumplir, se podrá realizar un análisis no lineal y si este

último no llegase a cumplir con los parámetros, se procede a realizar el reforzamiento de la estructura. Este valor límite ( $\leq 2$ ) indica que la estructura tiene una probabilidad del 1% al 100% de que colapse. A continuación, se presenta la metodología para la utilización adecuada del método hasta llegar a la conclusión de estado de la edificación.

**Figura 19:**

*Flujograma de procedimiento a usar con el método FEMA P-154*



Este método presenta el formulario de nivel 1 lo cual nos facilitará completarlo, este formulario es aplicable a edificaciones de 3 y más de 3 pisos, y contiene 17 tipos de edificaciones tipo a considerar. Mismas que se describen en Tabla 3-1

“Descripciones de tipo de edificio de FEMA, puntajes básicos y desempeño en terremotos pasados” del libro FEMA P-154, y serán estudiadas de acuerdo con la siguiente metodología:

- Tomar la información del edificio, los datos más recientes.
- Realizar un dibujo en planta y elevación de la edificación en el formulario y tomar los datos de historia del edificio.
- Realizar un registro fotográfico
- Establecer la ocupación del edificio
- Revisar el tipo de suelo y fallas geológicas
- Identificar los posibles problemas de irregularidades en la construcción, problemas de adyacencia y peligros de caídas exteriores del edificio.
- Identificar los materiales de construcción utilizados y establecer los sistemas utilizados para soportar cargas por gravedad y fuerza sísmica.
- Tomando los modificadores obtenidos por las descripciones anteriores se determinará la nota final del Nivel 1, SL1.
- Se finaliza la sección resumen en la parte inferior, es decir, el alcance, la revisión y otros peligros.

A continuación, se presentan los formatos a completar con los respectivos datos de la edificación:

Tabla 3:

## Formulario de recolección basado FEMA P-154 Nivel 1 de alta sismicidad

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos															Nivel 1				
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos															ALTA Sismicidad				
FOTOGRAFÍA	Dirección: _____														Codigo Postal _____				
	Otra Identificación: _____																		
Nombre del Edificio: _____																			
Uso: _____																			
Latitud: _____ Longitud: _____																			
Ss: _____ S1: _____																			
Inspector(s): _____ Fecha/Hora: _____																			
No. Pisos: Grado superior: _____ Grado inferior: _____ Año de Construcción: _____																			
Superficie total del Suelo (sq. Ft.): _____ Codigo año: _____																			
Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____																			
Ocupación:																			
Asamblea Comercial Ser. Emergencia <input type="checkbox"/> Historico <input type="checkbox"/> Albergue																			
Industrial Oficina Escuela <input type="checkbox"/> Gobierno																			
Utilidad Almacén Unid. Residenciales _____																			
Tipo de Suelo:																			
A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> DNK																			
Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo Si DNK, asumir Tipo D.																			
Dura Debil Denso Duro Blando pobre																			
Riesgos Geologicos: Licuefacción: Si/No/No sé Deslizamientos: Si/No/No sé Rup. Superf: Yes/No/No sé																			
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpes <input type="checkbox"/> Peligro de Caída del Edificio Adyacente																			
Irregularidad: <input type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad)																			
<input type="checkbox"/> Plan (tipo) _____																			
Caída de Exterior <input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera p																			
Peligros <input type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Apéndices																			
<input type="checkbox"/> Otros: _____																			
COMENTARIOS:																			
BOSQUEJO																			
<input type="checkbox"/> Dibujos Adicionales o comentarios en pagina separada.																			
NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ULTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, SL1																			
FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMIN F)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH	
Puntaje Basico	3,6	3,2	2,9	2,1	2,0	2,6	2,0	1,7	1,5	2,0	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1,0	1,5		
Irregularidad Vertical Grave, VL1	-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA		
Irregularidad Vertical Moderada, VL1	-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,4	NA		
Plan de Irregularidad, PL1	-1,1	-1,0	-1,0	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA		
Pre-Codigo	-1,1	-1,0	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	0,00	-0,1			
Posterior-año de Referencia	1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2		
Suelo Tipo A o B	0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3		
Suelo Tipo E(1-3 Pisos)	0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4		
Suelo Tipo E(>3 Pisos)	0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA		
Puntaje Mínimo S <sub>MIN</sub>	1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0		
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 ≥ S <sub>MIN</sub>																			
Alcance de Control						OTROS RIESGOS						ACCION REQUERIDA							
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los frentes <input type="checkbox"/> Aereo						¿Hay peligros que provocan una evaluación detallada estructural?						Detallado estructural de evaluación requerida?							
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Visible						<input type="checkbox"/> Golpeado potencial (a menos SL2 > línea de cortesí se conoce)						<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificio desconoce Fema u otro edificio.							
Dibujo comentado: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No						<input type="checkbox"/> Riesgo de caída de mas edificios altos adyacentes						<input type="checkbox"/> Si, el resultado da menos que el de corte							
Tipo de fuente de Suelo: _____						<input type="checkbox"/> Riesgos Geologicos o Tipo de Suelo						<input type="checkbox"/> Si, si presentan otros peligros.							
Tipo de fuente peligro Geologico: _____						<input type="checkbox"/> daños significativos / deterioro al sistema estructural.						<input type="checkbox"/> No							
Persona de Contacto _____						Evaluación detallada no estructural recomendada?						<input type="checkbox"/> Si, los peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados							
LEVEL 2 SCREENING PERFORMED?												<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que pueden requerir la mitigación, sino una evaluación detallada no es necesaria							
<input type="checkbox"/> Yes, Final Level 2 Score, SL2 _____ <input type="checkbox"/> No												<input type="checkbox"/> No, no hay peligros no estructurales identificados DNK							
Nonstructural hazards? <input type="checkbox"/> Yes <input type="checkbox"/> No																			
Cuando la información no puede ser verificada, se criba en cuenta lo siguiente: EST = estimado o datos fiables o DNK un = No lo sé																			
Leyenda		MRF= Momento resistente marco			RC= Concreto Reforzado			URM INF= Mampostería de relleno no reforzada.											
		BR= Marco arriostrado			SW= Muro de Corte			TU= Levantarse											
		MH= Casas Manufacturadas			FD= Diafragma Flexible														
		LM= Metal Ligero			RD= Diafragma rígido														

Fuente: (Lizundia et al., 2014)

Tabla 4:

## Formulario de recolección FEMA P-154 Nivel 2 de alta sismicidad

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		Alta Sismicidad		
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.				
Nombre edificio:	Puntaje Final Nivel 1: $S_{11} =$		(no se considera $S_{M1}$ )	
Inspector:	Modificadores de irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, $V_{11} =$	Irregularidad planta, $P_{11} =$		
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO: $S' = (S_{11} - V_{11} - P_{11}) =$			
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTUACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA				
Tema	Declaración (Si la declaración es verdad, encierre el modificador en un círculo el "SI", sino tachar el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad Vertical, $V_{12}$	Pendiente en sitio	Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-1,2	
	Piso debil Y/o blando (maximo encierre en un círculo)	No Edificio W1: Hay por lo menos un completo cambio de grado de piso desde el lado del edificio al otro.	-0,3	
		Edificio W1 pared baja: Una pared baja sin refuerzo es visible en el espacio de rastreo	-0,6	
	Caidas	W1 casa de garaje: Debajo de un piso que ocupa, hay una apertura de garaje sin un marco de acero y de momento hay menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados anteriormente, utilizar 40 cm mínimo de pared).	-1,2	
		W1 Un edificio abierto de frente: Hay aberturas en el suelo de los pisos (como para el estacionamiento) en por lo menos 50% de la longitud del edificio.	-1,2	
		No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que 50% del piso superior o la altura de cualquier piso es mas de dos veces la altura del piso superior.	-0,9	
	Columna/Pilar Corta	No edificio W1: Longitud del sistema lateral en cualquier piso es entre el 50% y el 75% de los del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1,3 y 2,0 veces la altura del piso superior.	-0,5	
		Elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están por fuera de los del piso de abajo haciendo el desplazamiento en el diafragma a voladizo.	-1,0	
		Elementos verticales del sistema lateral en plantas superiores estan por dentro de los que estan en pisos inferiores.	-0,5	
	Dividido Otras Irregularidad	Hay un desplazamiento de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos en el plano.	-0,3	
C1,C2,C3,P1,C2,RM1,RM2: Al menos 20% de columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/ancho de menos de 50% de la relación altura/ancho nominal a ese nivel.		-0,5		
C1,C2,C3,P1,C2,RM1,RM2: El ancho de la columna (o ancho de pilar) es menos de la mitad del ancho de la enjuta o hay paredes adyacentes o suelos de relleno que acortan la columna.		-0,5		
Hay un nivel de división en uno de los niveles de piso o en el techo		-0,5		
Irregularidad Planta, $P_{12}$	Hay otra irregularidad grave vertical observable que obviamente afecta el comportamiento sísmico del edificio	-1,0	$V_{12} =$ (Cap at -1,2)	
	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar al comportamiento sísmico del edificio.	-0,5		
	Sistema lateral no aparece relativamente bien distribuida en planta en cualquiera o ambas direcciones. (No incluya la irregularidad frente abierto W1A enumerados anteriormente).	-0,7		
	Sistema no paralelo: Hay uno o más principales elementos verticales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0,4		
	Esquina reentrante. Ambas proyecciones, desde la esquina interior superen el 25% de la dimensión global del plan en esa dirección.	-0,4		
	Abertura de diafragma. Hay una apertura en el diafragma con una anchura de más de 50% del total al ancho de diafragma en ese nivel.	-0,2		
Exceso	Edificio C1,C2 desplazado fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano.	-0,4	$P_{12} =$ (Cap at -1,1)	
	Otra irregularidad plana observable que obviamente afecta al comportamiento sísmico de los edificios.	-0,7		
Golpeando	El edificio tiene al menos dos tramos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	0,3		
	El edificio se separa de una estructura adyacente en menos del 1% de la altura de la mas corta del edificio y estructura adyacente y:	Las plantas no se alinean verticalmente dentro de 60 cm		-1,0
Edificio S2	Un edificio es de 2 o más pisos más alto que el otro.	-1,0	golpeteo modificadores de -1.2	
	"K" geometría de arriostamiento es visible	-0,5		
Edificio C1	El edificio se encuentra al final del bloque.	-1,0		
Edificio P1/RM1	Placa plana sirve como la viga en el marco de momento.	-0,4		
PC1/RM1 Bldg	There are roof-to-wall ties that are visible or known from drawings that do not rely on cross-grain bending (Do not combine with post - benchmark or retrofit modifier)	0,3		
	El edificio tiene espacios estrechos, alturas llenas de las paredes interiores (en lugar de un espacio interior con algunas paredes interiores como en un almacén)	0,3		
URM	Gabletes de paredes estan presentes.	-0,4		
MH	Hay un sistema de soporte sísmico suplementario proporcionado entre el carro y el suelo.	1,2	$M =$	
Reequipamiento	Reforzamiento sísmico integral es visible o conocido a partir de dibujos	1,4		
<b>PUNTUACIÓN FINAL NIVEL 2, <math>SL2 = (S' + V_{12} + P_{12} + M) \geq SMIN</math>:</b>			(Trasladado al formulario)	
Hay un daño o deterioro observable u otra condición que afecta negativamente al comportamiento sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No				
En caso afirmativo, describir la condición en el cuadro de comentarios a continuación e indicar en el formulario de nivel 1 que la evaluación detallada se requiere anotar independiente de los edificios				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Declaración (Marque "SI" o "No")	Si	No	
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzada no arriostado o chimenea de mampostería no reforzada no arriostado			
	Hay revestimiento pesado o chapa pesada.			
	Hay una gran cubierta sobre las puertas de salida o pasarelas de peatones que parece apoyado de manera adecuada.			
	Hay un accesorio de mampostería no reforzada sobre las puertas de salida o zonas peatonales.			
	Hay un letrero en el edificio que indica los materiales peligrosos están presentes.			
	Hay un edificio URM adyacente más alto con una pared no anclada o parapeto URM no arriostado o chimenea			
Interior	Otros riesgo de caída exterior no estructural observado:			
	Hay teja de barro o ladrillo hueco particiones en cualquier escalera o salida pasillo.			
Otros peligros no estructurales interiores que caen observados.				
Rendimiento sísmico estimado para no estructural (Marque la casilla apropiada y traslade al Nivel 1 del formulario conclusiones)				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales potenciales con amenaza significativa para la seguridad de la vida del inquilino - Detallado no estructural evaluación recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes - Detallado no estructural evaluación necesaria.				
<input type="checkbox"/> Baja o ninguna amenaza de peligro estructural de seguridad de la vida del ocupante- Detallado no estructural No se requiere evaluación				
Comentarios:				

Fuente: (Lizundia et al., 2014)

### ***Método del índice de vulnerabilidad***

En el caso de edificios catalogados como antiguos, la vulnerabilidad y su estudio están ligados estrechamente con una gran variedad de parámetros intrínsecos del diseño que se le haya dado a la estructura estudiada, como pueden ser su geometría, características mecánicas de los materiales, así como demás detalles constructivos que se van añadiendo a la edificación con el paso del tiempo como remodelaciones u construcciones aledañas. En este caso de edificaciones especiales, existen procedimientos para el mejoramiento del comportamiento estructural que requieren una evaluación del comportamiento sísmico esperado, es decir, poder predecir los daños esperados en las estructuras suponiendo un evento sísmico de cierta magnitud; con dicha evaluación se puede elaborar un plan de reducción de la vulnerabilidad y, por lo tanto, reducción del riesgo sísmico de dicha estructura.

Este método fue propuesto por los investigadores Benedetti & Petrini en 1984 y considera la suma de varios parámetros calificándolos, tratando de distinguir las diferencias existentes en un mismo tipo de construcción y tipología; cada parámetro que lo compone está asociado con las características constructivas y estructurales propias de la estructura, que puedan afectar o variar su vulnerabilidad. Debido a la definición previa de vulnerabilidad, este parámetro se caracteriza por relacionarse con los aspectos mecánicos de los edificios, mientras que parámetros más empíricos, como los datos de daños observados en la estructura, solo se utilizarían para calibrar las funciones de vulnerabilidad.

La metodología propuesta se ha especializado en la evaluación de estructuras de carácter especial como lo son las edificaciones patrimoniales de mampostería no



reforzada y considera el gran peso que estas puedan tener y como esto puede afectar relativamente a su comportamiento resistente ante sismos.

Este método presenta parámetros esenciales a considerar para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería; estos parámetros se dividen en dos categorías que son los aspectos subjetivos que consideran los juicios de valor al ver la edificación estudiada, mientras que los analíticos consideran cálculos específicos respecto a la geometría (F. Yepez et al., 1995).

**Subjetivos:**

- Tipo y organización del sistema resistente
- Calidad del sistema resistente
- Posición del edificio y la cimentación
- Diafragmas horizontales
- Tipo de cubierta
- Elementos no estructurales
- Estado de conservación

**Analíticos:**

- Resistencia convencional
- Configuración en planta
- Configuración en elevación
- Espaciamiento entre muros

En total esta metodología posee once parámetros que de acuerdo a la Tabla 5, las calificaciones que se le den a cada parámetro pueden tener un resultado total con valor mínimo de 0.0 y un valor máximo de 382.5. Los valores de la posible calificación  $K_i$  van de acuerdo a la calidad, siendo **A** una calificación de óptimo y **D** una calificación de desfavorable y los coeficientes de acuerdo al peso total de la estructura  $W_i$  asignados a cada parámetro. Finalmente, el índice de vulnerabilidad global de cada edificio se evalúa utilizando la ecuación ( 2 ) (Benedetti & Petrini, 1984).

$$I_V = \sum_{i=1}^{11} K_i * W_i \quad (2)$$

**Tabla 5:**

*Valoración del índice de vulnerabilidad de los edificios tipo URM*

#	Parámetro	$K_iA$	$K_iB$	$K_iC$	$K_iD$	Coef. Peso $W_i$
1	Organización del sistema resistente.	0	5	25	45	1.00
2	Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4	Posición del edificio y la cimentación.	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales.	0	5	25	45	1.00
6	Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7	Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8	Separación de muros.	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta.	0	1.5	25	45	1.00
10	Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

El resultado de este cálculo se lo puede considerar como un valor que ayuda a evaluar la falta de seguridad en los edificios ante cargas sísmicas, además forma parte de las definiciones de vulnerabilidad, las cuales relacionan el valor del índice de vulnerabilidad  $I_V$  con el índice de daño global  $D$ . El daño cuantificado de los edificios que han sido dañados debido a un sismo o la simulación computacional del daño

estructural esperado utilizando modelos mecánicos o matemáticos, permiten deducir mediante métodos probabilistas las funciones de vulnerabilidad.

Una vez obtenido el índice de vulnerabilidad, este puede variar entre valores comprendidos de 0 a 382.5 siendo este último valor el 100% o 1, tomando en cuenta el valor porcentual del índice de vulnerabilidad, la evaluación definitiva está cuantificada en la que indica los rangos manejables del mismo, estos rangos pueden darnos una idea más amplia de que tan segura es la edificación.

**Tabla 6:**

*Calificación del índice de vulnerabilidad*

Rango	Índice de vulnerabilidad
$I_v \leq 15\%$	Baja
$15\% < I_v < 35\%$	Media
$I_v \geq 35\%$	Alta

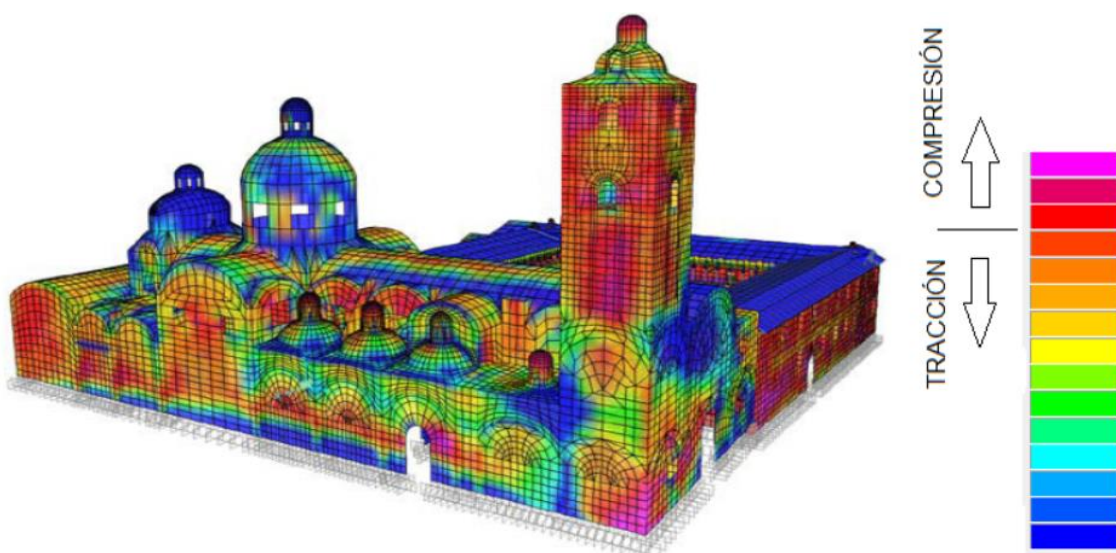
*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

### **Análisis estructural y modelo analítico digital**

En la actualidad, las líneas de investigación se han enfocado en el estudio del comportamiento sísmico de las edificaciones, esto se debe gracias al importante avance en métodos de análisis estructural y a todas las técnicas experimentales que permiten descifrar las características mecánicas de los edificios construidos, además del mejoramiento de las normas vigentes del diseño sismorresistente para el diseño y construcción de edificios (Rivera, 2010).

**Figura 20:**

*Esfuerzos de tracción/compresión de la Iglesia Virgen de la Merced*



*Fuente: (Carrión, 2016)*

Existen programas de planeación y mitigación sísmica que permiten tomar las medidas adecuadas en las zonas donde se haya determinado que el riesgo sísmico es alto, por lo cual se necesita que la metodología elegida sea la adecuada para el caso estudiado, caso contrario se podría tener dos escenarios posibles, que se pueden elevar los costos al punto de que la mitigación sea inviable y se prefiera otra solución, o el eliminar aspectos importantes para conocer el comportamiento general de un área. por lo tanto, se debe considerar el óptimo método, tratando de aprovechar las ventajas de cada uno de los métodos sin ir a los extremos, para realizar estudios a nivel urbano adecuados.

En medio de la era digital, la recomendación que se hace a menudo por parte de entidades gobernantes es la utilización de programas especializados para el cálculo estructural y sobre todo para la verificación de aspectos de diseño intrínsecos de la

estructura que se puedan estar obviando al momento de la planificación, sin embargo, en medio de esta recomendación existe una preferencia por lo intuitivo y lo cualitativo es decir, la experiencia, el criterio pre y post procesado, y demás aspectos que los dan expertos en el tema que han estudiado en la época donde se construía con mampostería y sin acero. Ambos aspectos de la construcción de edificaciones, el análisis y la experiencia, deben combinarse con el fin de brindar el mejor y más óptimo cálculo estructural y poder brindar las mayores garantías basándonos en las normativas vigentes (Bonett, 2003; Meli, 1998).

De acuerdo con Meli (1998), afirmó que durante los últimos tiempos se ha dado un avance exponencial de los métodos experimentales y analíticos para el estudio estructural de los edificios históricos; además se posee la gran ventaja del software o programas especializados en análisis estructural que permiten resolver hasta los más complejos diseños y solventar ciertos problemas propios de la construcción mediante un cómputo razonable. Pero a pesar de esta gran ayuda, existe aún el punto débil, propio del criterio del calculista, que es la determinación de los modelos analíticos y los parámetros estructurales que definen la respuesta de la estructura ante las solicitaciones impuestas; ante esta problemática, lo que se debe conocer es el comportamiento de los materiales de los que está compuesta, los procesos constructivos con los que se llevó o llevará a cabo la construcción y la historia de la edificación antes del ingreso de datos, ya que un deficiente criterio puede provocar que un modelo analítico complejo sea poco representativo ante el comportamiento de la estructura real y que un modelo más simple pueda representar de mejor manera al comportamiento de la estructura. La preparación de un modelo analítico representativo comprende parámetros de ingreso que comienzan con la identificación de parámetros de la estructura y su geometría. En la actualidad existe la costumbre de que los análisis,

o bien las edificaciones modernas, se los debe realizar tomando en cuenta que se tendrá sistemas con hormigón y acero para columnas, vigas, muros y losas, y que el único lugar donde se puede colocar mampostería es en paredes divisorias de ambientes, sin mayor aporte estructural como los anteriores elementos; dichos modelos son relativamente simples debido a la representación simplificada que se puede realizar. Este procedimiento para modelo se vuelve una tarea mucho más difícil cuando se trata de representar edificaciones antiguas donde la geometría especial que poseen deriva en elementos que pueden aportar a la resistencia y en elementos que solo son decorativos o cumplen con propósitos constructivos (p. 71).

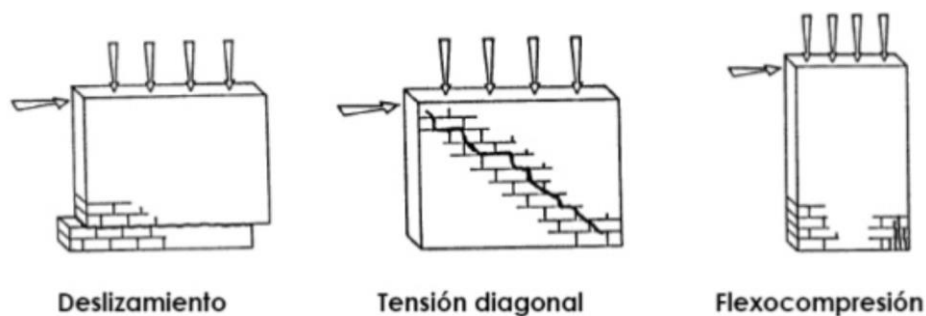
Meli (1998) indica también que, en este tipo de edificaciones, los análisis tienen ciertas dificultades a nivel de las condiciones de continuidad entre elementos estructurales ya que cada uno de ellos posee diferentes propiedades, además de constar de una diferente técnica constructiva para asegurar la sujeción entre elementos. La clara evidencia de la diferencia entre la metodología de análisis entre las estructuras modernas y las antiguas consiste en que las edificaciones modernas se acostumbran a asumir que sus elementos están conectados de tal manera que puedan evitar movimientos relativos entre ellos, logrando una perfecta continuidad. Por otra parte, las edificaciones históricas suelen estar en condiciones de simple apoyo entre elementos sobrepuestos, escenario donde cabe la posibilidad de existir rotaciones relativas en las zonas de contacto. Uno de los limitantes principales, a la hora de elegir la herramienta adecuada para el análisis estructural, es la baja resistencia ante esfuerzos de tensión de los materiales empleados, provocando agrietamientos y separación entre elementos. Esta condición no sería relevante debido al concepto con que se crean este tipo de estructuras que esencialmente trabajan bajo peso propio, lo cual evidencia que están diseñadas para soportar exclusivamente esfuerzos de compresión, sin embargo,

cuando se presentan condiciones cercanas a la falla local o global, se presentan fenómenos de inestabilidad, el agrietamiento y la falta de continuidad entre estos elementos se vuelven críticos al igual que para los efectos de las solicitaciones como cambios de temperatura, asentamientos diferenciales y sismos, todo esto debido a la baja resistencia a tensión tanto de los elementos principales como de los elementos de ligue (p. 72) .

A continuación, se muestran los tipos de fallas que se pueden presentar en paredes de mampostería sometidas a cargas sísmicas y gravitatorias.

**Figura 21:**

*Tipos de fallas en muros de mampostería no reforzada*



*Fuente: (Meli, 1998)*

**Normativa Ecuatoriana de la construcción**

La normativa vigente dentro del marco regulatorio de la construcción NEC-2015 establece que tanto el análisis como el diseño de edificaciones basadas en mampostería estructural se llevarán a cabo contemplando conceptos basados en métodos racionales y aceptados por la ingeniería estructural. Estos métodos deben considerar las características, propiedades y estado de los materiales de construcción

con sus respectivos métodos constructivos. Las edificaciones que se construyan bajo esta filosofía deberán ser capaces de soportar fuerzas horizontales creadas por acciones sísmicas y poseer un comportamiento eficiente ante cargas verticales (NEC-SE-DS, 2015).

Ante una práctica de reforzamiento, de acuerdo a lo establecido en NEC-SE-MP (2015) se permite el empleo de elementos de concreto reforzado embebidos dentro de la mampostería estructural, o en combinación con ella, en elementos tales como dinteles, vigas, elementos conectores de diafragmas, machones, etc. para los casos diferentes a los contemplados explícitamente dentro de cada uno de los tipos de mampostería estructural.

Los enchapes realizados con piezas de mampostería cuando se utilicen como formaleta para vaciar el concreto, pueden considerarse como parte del recubrimiento de los elementos de concreto reforzado. Ante el aspecto de mampostería no reforzada establece que en piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada se deberá cumplir con los siguientes criterios:

- Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo nominal de 120mm.
- Los muros de mampostería no reforzada deben diseñarse por el método de esfuerzos admisibles.

Además de los parámetros antes mencionados, la normativa exige que el diseño sismorresistente, con el objetivo de preservar el nivel de seguridad de vida, se lleve a



cabo considerando un sismo de diseño con una probabilidad del 10% o mejor conocido como un periodo de retorno de 475 años (NEC-SE-DS, 2015). Otros criterios de diseño y reforzamiento para edificaciones especiales como lo es el Colegio Militar “Eloy Alfaro” son:

- Prevenir daños en los elementos estructurales y no estructurales, ante la acción de sismos frecuentes de baja intensidad.
- Prevenir daños severos en elementos estructurales y controlar los daños en elementos no estructurales ante la acción de sismos moderados poco frecuentes.
- Salvaguardar la vida de todos los ocupantes al evitar el colapso de la estructura ante sismos severos que ocurren una vez durante la vida útil de la edificación.

### ***Métodos de análisis***

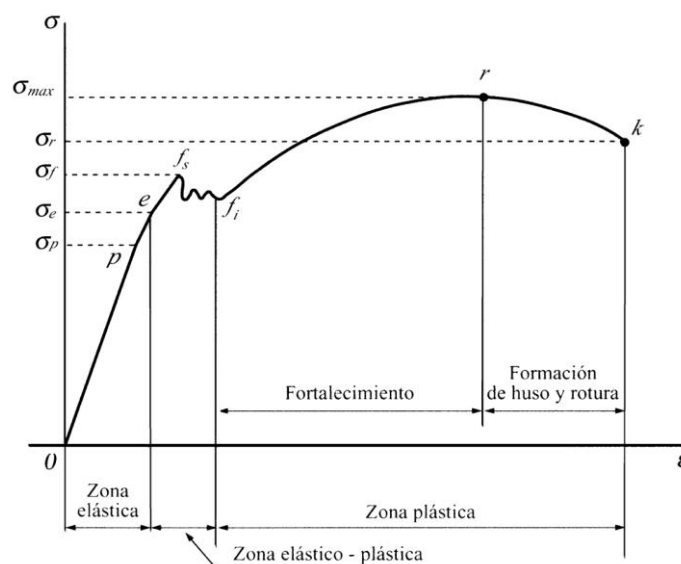
#### **Método de análisis estático lineal**

Durante el análisis estático de una estructura, la primera apreciación que se puede tener es de los efectos que se tiene sobre la misma, estos efectos producen acciones externas y se generaliza que poseen 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 solicitaciones 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 (Meli, 1998).

**Figura 22:**

*Diagrama esfuerzo-deformación*



*Fuente: (Martínez, 2008)*

Este método propone aplicar cargas estáticas en cada uno de los pisos de la edificación para simular el efecto de un sismo creando una equivalencia mediante la distribución de carga lateral como se puede apreciar en la Figura 22. Para la aplicación de este método se supone que, de acuerdo a la carga aplicada triangular, el único modo de vibración utilizado será el primero, de igual manera en forma triangular, mientras que los demás modos de vibración se desprecian para este caso.

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 (Bonett, 2003).

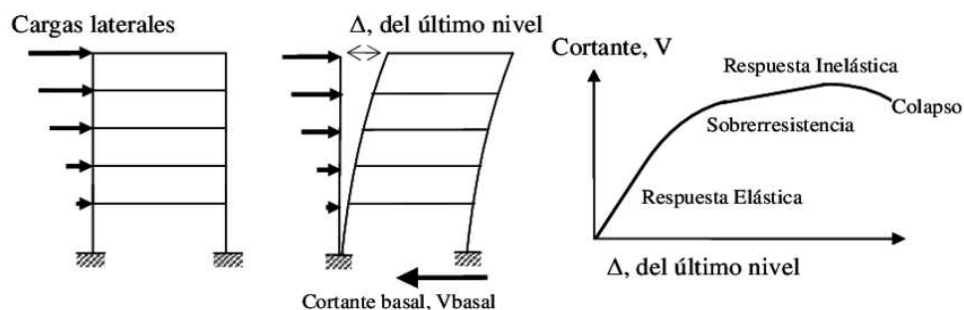
El supuesto de que el comportamiento de los materiales estructurales se apega a la hipótesis de relación esfuerzo-deformación, antes mencionada, puede no ser muy cierto; sin embargo, las diferencias que posee entre su comportamiento real contra el propuesto se asemejan mucho y se consideran aceptables 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 (Meli, 1998).

### Método de análisis estático no lineal

En este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación esfuerzo - deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis estático lineal. La representación más común para este análisis es la curva de capacidad o curva "PUSHOVER", la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura. Este tipo de análisis se describe con detalle en el Capítulo IV.

**Figura 23:**

*Diagrama equivalente de cargas para un sistema estático*



*Fuente: (Arango, 2009)*

### Método de análisis dinámico lineal

Existen ocasiones en las que es importante el realizar análisis dinámicos de las edificaciones históricas, como por ejemplo el caso del efecto de vibraciones frecuentes ocasionadas por el tráfico o de maquinaria dentro o fuera de la edificación, que pueda afectar la vibración natural de la misma; y el de la respuesta sísmica en que su efecto dinámico resulte importante a nivel global o local (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 (Meli, 1998).

Una de las desventajas que se tiene entre la comparación de análisis para edificios modernos contra edificaciones antiguas, es el hecho de que el modelamiento simplificado, que se utiliza generalmente en edificaciones modernas, rara vez es posible aplicarlo a edificaciones antiguas, esto debido a la complejidad de las estructuras a analizar por lo cual, para este tipo de casos, es necesario utilizar otra metodología de cálculo mediante métodos numéricos más avanzados denominados elementos finitos.

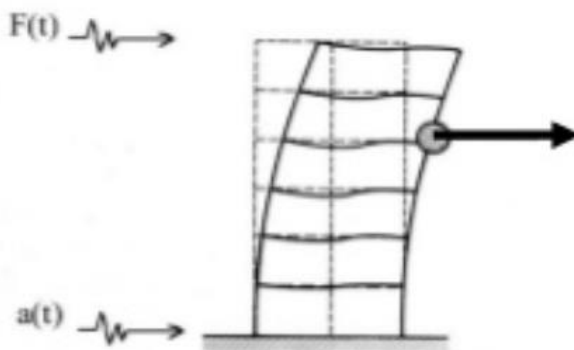
El análisis dinámico se lo realiza en diferentes fases o niveles, comenzado por el nivel básico que sirve para determinar los valores y vectores característicos del sistema dinámico, o sea la frecuencia y modos de vibración de la estructura, proporcionando una visión más amplia y clara del comportamiento 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 (Meli, 1998).

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.

El análisis dinámico, aun siendo mejor y más preciso que el estático, adolece de los mismos problemas que los mencionados en análisis estático para la búsqueda de la respuesta sísmica en mampostería debido a agrietamientos y baja resistencia ante esfuerzos de tensión que este material posee, por lo cual deben tomarse las debidas correcciones antes del procesamiento y debe tomarse el criterio correcto ante la interpretación de resultados (Meli, 1998).

Otra de las limitaciones que posee este método es el hecho de que no a todas las estructuras se lo puede aplicar, sobre todo a estructuras que poseen un sistema de uniones entre grandes bloques prácticamente indeformables, los cuales permiten desplazamientos, vibraciones y movimientos locales de la estructura principal. En los monolitos o elementos de grandes bloques superpuestos, con una junta en seco, o con una delgada capa de mortero, las deformaciones se concentran en dichas juntas; la flexión produce la abertura de la junta y después su cierre, con cierto impacto en el que se disipa una cantidad significativa de la energía de vibración. La fuerza cortante produce además deslizamientos entre bloques y rotaciones en planta (Meli, 1998).

**Figura 24:***Definición de respuesta dinámica**Fuente: (Cassano, 2009)***Método de análisis dinámico no lineal**

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal, siendo la principal diferencia es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Éste es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración.

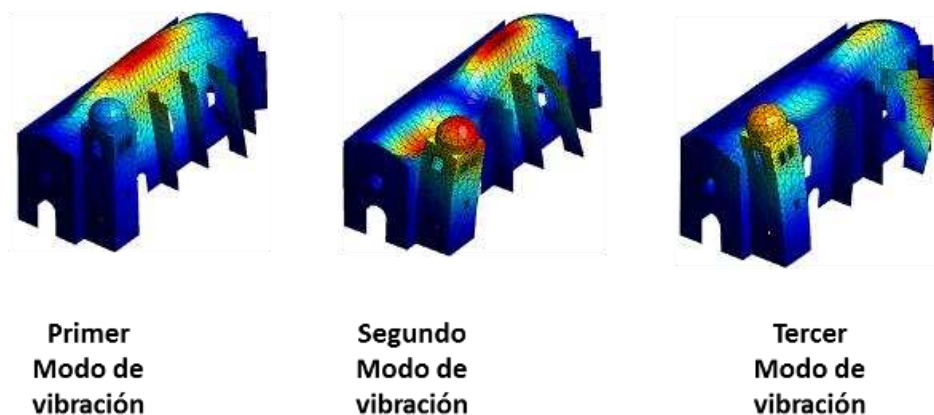
**Método de análisis por elementos finitos o MEF**

El Método de los Elementos Finitos, MEF (o FEM, por su nombre en inglés: Finite Element Method) es un método numérico que permite la resolución de problemas de mecánica de sólidos, superficies y barras, y resulta de gran importancia por su utilidad práctica y adaptabilidad a problemas de mayor complejidad. La principal

limitante de este método es la exactitud con la que proporciona la solución al problema planteado, lo cual lleva a que se obtenga una solución aproximada que, a juicio y criterio del calculista, puede ser más que suficiente, o que la diferencia entre la solución real y la aproximada se encuentre en un rango aceptable para tomarla (Navarro & Pérez, 2015).

**Figura 25:**

*Modelamiento por elementos finitos Convento de Michoacán, México*



*Fuente: (Aguilar, 2012)*

La idea central de este método se basa en la subdivisión de un sólido, superficie o barra en partes más pequeñas (elementos) que se encuentren coaccionados por unas ligaduras, elementos interconectados entre sí a través de los nodos de los elementos, de manera que, por ejemplo, el campo de desplazamientos en el interior de cada elemento, puede expresarse en función de los desplazamientos que sufren los nodos de los elementos (desplazamientos nodales). Para esto se debe tomar en cuenta las ecuaciones de equilibrio y deformación y se establecen las condiciones de compatibilidad en los nudos comunes a dos o más elementos (Navarro & Pérez, 2015).



En el campo de la ingeniería civil, así como en otras áreas que rehacen dentro del ámbito de la Mecánica Newtoniana, esta herramienta es de gran ayuda para la evaluación de la respuesta estructural de sistemas diversos (edificios, presas, cimentaciones, conexiones, ...) ante diversos escenarios como pueden ser: sismos, impactos, huracanes, presión hidrostática, etc. (N. Domínguez, 2012).

Dentro del análisis e ingreso de datos a un software especializado, se deberá tener el conocimiento a fondo de los materiales, los sistemas constructivos y el funcionamiento estructural, así como la historia del comportamiento y de las modificaciones que haya tenido la edificación a través del tiempo.

### **Tipos de elementos finitos.**

#### ***Elemento unidimensional o barra***

En el problema unidimensional el dominio continuo que se analiza se extiende según una única dimensión  $x$ , teniendo el material un área variable con dicha coordenada  $A(x)$ . El campo de deformaciones es una función  $u(x)$  de una sola variable, que define la deformación axial de un punto cualquiera del dominio (Celigüeta, 2008).

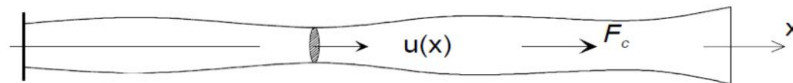
Las fuerzas exteriores pueden actuar:

- Fuerzas por unidad de volumen  $q$ , en sentido axial.
- Fuerzas puntuales aplicadas  $F_{ci}$ .

El problema de elasticidad unidimensional no es de gran aplicación práctica, pero su estudio tiene interés pues permite conocer las peculiaridades del MEF con ejemplos muy sencillos (Celigüeta, 2008).

**Figura 26:**

*Elasticidad unidimensional*



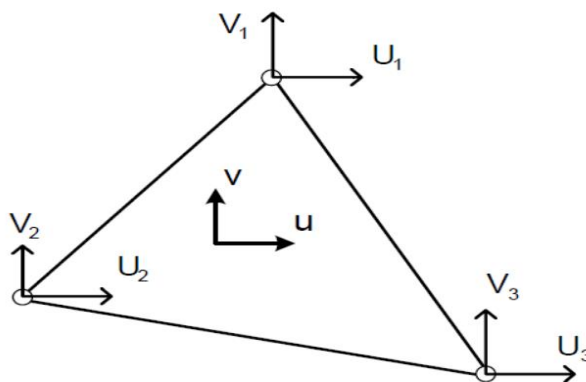
*Fuente: (Celigüeta, 2008)*

### ***Elemento bidimensional o cáscara***

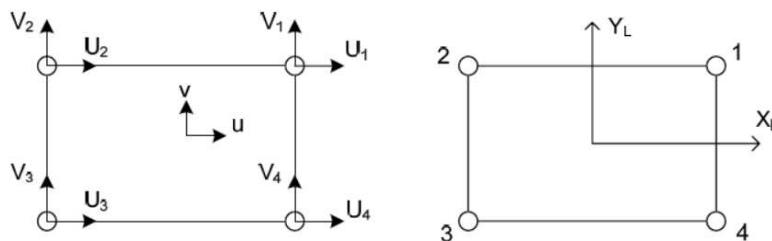
Los problemas de elasticidad bidimensional son muy frecuentes en Ingeniería, y son asimismo los primeros en los que se aplicó el MEF. En este caso el medio continuo que se analiza es plano, y se considera situado en el plano XY. Se denomina  $t$  al espesor del dominio en su dirección transversal, el cual se considera despreciable frente a las dimensiones del dominio en el plano XY (Celigüeta, 2008).

Los tipos de configuraciones para este tipo de elemento finito se constituyen por el número de lados y los más usados son los elementos triangulares y los rectangulares.

- **Elementos triangulares:** Presentan seis desplazamientos, tres en sentido X y tres en sentido Y.

**Figura 27:***Elemento bidimensional triangular**Fuente: (Celigüeta, 2008)*

- **Elemento rectangular:** El desarrollo de este elemento sigue un camino paralelo al del triángulo. Para mayor sencillez en la formulación se utiliza en este elemento el sistema de ejes local mostrado en la Figura 28 (Celigüeta, 2008).

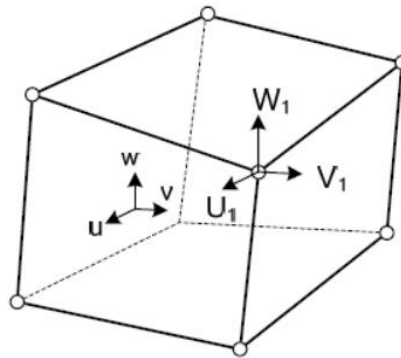
**Figura 28:***Elemento bidimensional rectangular**Fuente: (Celigüeta, 2008)***Elemento tridimensional o sólido**

Los problemas de elasticidad en tres dimensiones son bastante frecuentes en la práctica ingenieril, y se presentan sobre todo en elementos que, por su proceso de

fabricación, o necesidades funcionales no pueden tener una dimensión mucho menor que las otras dos. Esto ocurre con piezas fundidas o forjadas (carcasas de maquinaria, bancadas de máquinas herramienta, soportes y aparatos de apoyo, etc.), con elementos estructurales en hormigón para apoyo y cimentación (apoyos de puentes, cimentaciones de máquinas, obras hidráulicas ...), y en general en cualquier estructura en la que no pueda asumirse la hipótesis de que la tensión en la dirección del espesor sea nula (Celigüeta, 2008).

**Figura 29:**

*Elemento tridimensional tetraedro*



*Fuente: (Celigüeta, 2008)*

El cálculo de tensiones y deformaciones en un sólido tridimensional es un problema que no tiene mayor complejidad conceptual que el caso bidimensional, por lo que el MEF se aplicó desde un principio a este tipo de problemas (Celigüeta, 2008).

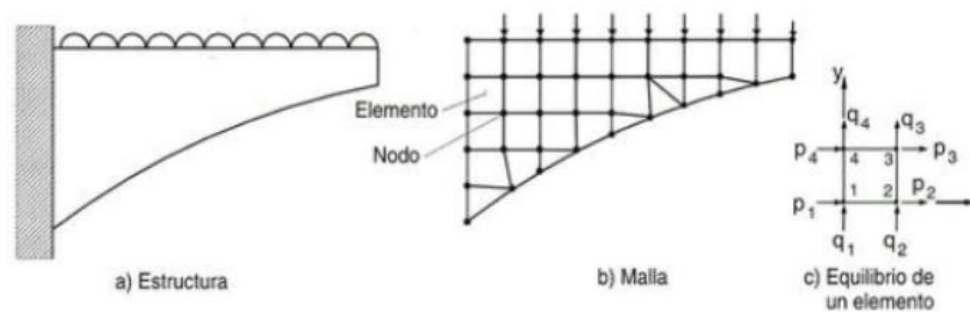
### **Reestructuración a elementos finitos**

En la Figura 30 se ilustra la manera en que una estructura se debe dividir en partes elementales y se muestra el sistema de ecuaciones de compatibilidad de

esfuerzos y deformaciones intrínsecos de cada elemento en los nodos comunes a varios elementos. El número de elementos en los que se subdivide a la estructura depende exclusivamente de la complejidad de la geometría, del sistema y cargas y de la precisión con que se quieran determinar los esfuerzos a nivel local o global. Y, por último, el tipo de elemento finito que se debe utilizar dependerá de la geometría de la estructura, generalmente se utilizan triángulo o cuadriláteros con ángulos internos diferentes (Meli, 1998).

**Figura 30:**

*Configuración de una estructura en elementos finitos*



*Fuente: (Meli, 1998)*

Algunos problemas modelados con elemento finito requieren de una discretización muy fina para reducir el grado de error, lo cual implica utilizar una gran cantidad de recursos de cómputo para poder ser resueltos por lo cual se debe buscar el óptimo equilibrio entre la cantidad de elementos y el resultado que queremos obtener (Meli, 1998).

Este método utilizado para el análisis elástico permite una presentación mucho más completa del estado de esfuerzos y deformaciones de la estructura, que los que

proporcionaría otros métodos de cálculo, sin embargo, lo que resulta difícil de este método es la interpretación de resultados lo cual genera desconfianza en aquellos que no manejen este tipo de técnicas. Este análisis sirve para tener una idea del estado de esfuerzos, con el cual pueden identificarse zonas críticas que requieren un análisis más detallado (Navarro & Pérez, 2015).

## **Reforzamiento de estructuras antiguas**

### ***Necesidad de un reforzamiento***

La necesidad de un reforzamiento estructural de una edificación antigua se encuentra motivado por las siguientes consideraciones:

- La existencia de daños visibles en la edificación.
- Daño ocasionado después de un evento particular que afecta la estabilidad de la edificación (terremoto, inundación, etc.).
- Cambio en el uso de la edificación a condiciones más severas.
- Requerimiento de la autoridad competente cuando ha existido un cambio en la normativa de construcción, basados en nuevos códigos para sismo, tráfico, etc.

El objetivo principal de un reforzamiento será mejorar la estabilidad estructural de la edificación, basados en estándares de seguridad nacionales e internacional que permitan precautelar el bien histórico y a las personas que hacen uso de esa instalación (C.I.B. Commission, 2010).

### ***Criterio para el reforzamiento***

Las edificaciones patrimoniales presentan un alto grado de dificultad en su análisis, diagnóstico y reforzamiento, considerando el tipo de materiales utilizados y su forma de ensamblaje; situación que dificulta la aplicación de las normas y códigos actuales de construcción (Korany, 2011).

Es importante considerar que el reforzamiento tiene implicaciones arquitectónicas, estructurales, culturales, sociales e históricas; dependiendo del grado de intervención que se pretenda realizar. En tal virtud, es indispensable la utilización de técnicas orientadas a mantener la sensibilidad histórica y cultural que se pretende conservar, obteniendo principios acertados que serán aplicados en la intervención (Pompeu, 2010).

Según la Carta de Venecia (1964) se tomará en cuenta los siguientes principios para la aplicación de los reforzamientos en estructuras patrimoniales:

- Garantía de seguridad estructural.
- Respeto por el valor cultural de la edificación.
- Mínima intervención.
- Integración de la edificación como un solo elemento.
- Compatibilidad de materiales.
- Costo mínimo.

No siempre será posible seguir estos principios al mismo tiempo, debido a los conflictos que se generan entre ellos; por tal motivo, se requiere de una coordinación

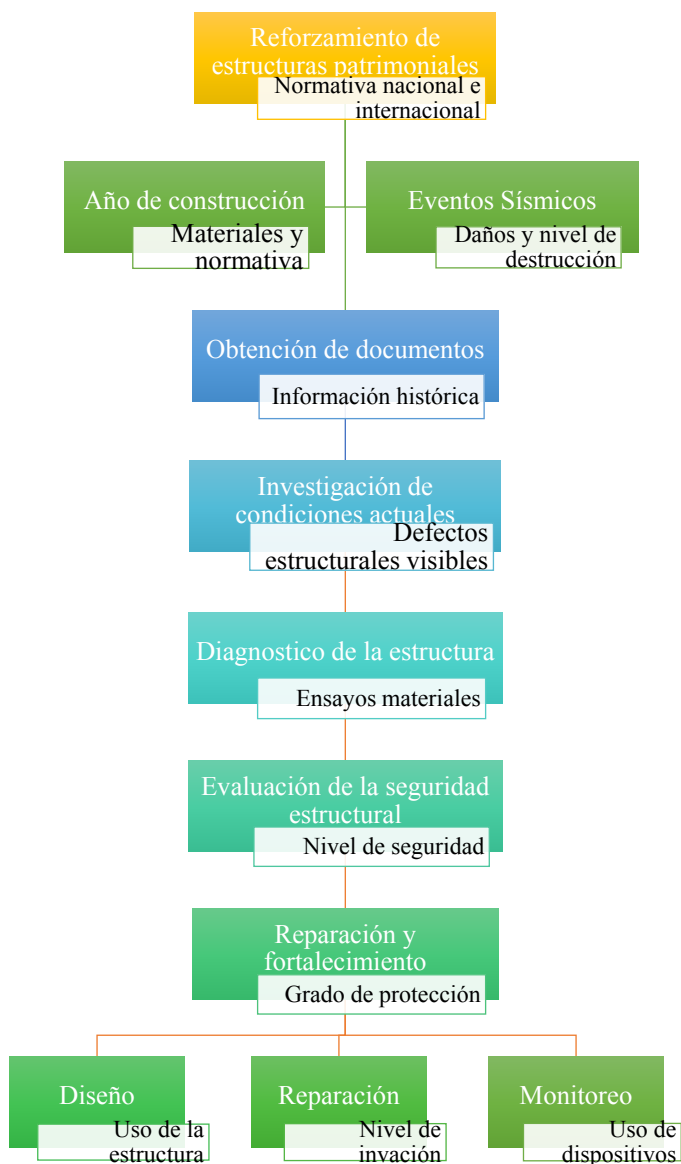
adecuada entre profesionales para encontrar salidas lógicas y convenientes a los problemas que podrían surgir en el proceso de intervención (Icomos, 1964).

### **Metodología para un reforzamiento**

De forma general se adoptará las siguientes acciones para el reforzamiento de una estructura patrimonial:

**Figura 31:**

*Metodología de reforzamiento estructural*





### **Obtención de documentos.**

Antes de cualquier intervención en una estructura patrimonial, es importante la recolección de la información histórica que guarda dentro de ella, destacando el motivo y la época en la que fue construida, el uso que ha tenido en el tiempo y las afectaciones y modificaciones que ha sufrido por el paso de los años. El procesamiento de estos datos permitirá la identificación del método de construcción utilizado según la época, el tipo de materiales y su posible condición actual, la seguridad estructural frente a los cambios realizados y su comportamiento frente a las condiciones sísmicas actuales (Pompeu, 2010).

Dentro de la recolección de la información, es necesario considerar datos relacionados con el componente estructural de la edificación, como ubicación de columnas y vigas, tipo de cimentación, tipo de mampostería, entrepisos, techos, sistemas de asilamiento si fueron considerados, etc. La presencia de bosquejos, fotografías, planos o cualquier información documental, se convertirá en una base para la realización de los planos estructurales actuales que serán verificados en campo (Icomos, 1964).

### **Investigación detallada de las condiciones actuales.**

La identificación de los defectos estructurales visibles será lo primero que se deberá considerar antes de iniciar cualquier trabajo. La ubicación de fracturas en la mampostería, el hundimiento en los entrepisos, la rotura de ventanales, la carbonatación del hormigón, etc.; otorga al investigador las primeras ideas de la condición en la que se encuentra la estructura. La presencia de modificaciones en la estructura, así como el empleo de materiales diferentes a los originales, podría orientar

a la ubicación del problema estructural que se pretende solucionar (Abdulsalam & Ali, 2015).

En esta parte de la intervención, no se puede dejar a un lado la situación geotécnica que rodea a la edificación. La observación de asentamientos diferenciales podría identificar la presencia de problemas en el suelo y su posible efecto en la construcción. Un análisis más detallado a futuro permitirá conocer la capacidad portante del suelo, tipo de suelo, perfiles y velocidad de propagación de ondas (Abdulsalam & Ali, 2015).

Finalmente, es recomendable que dentro de la investigación se considere la inspección de las condiciones de los materiales como la madera, ladrillos o adobe y hormigón si existiera. La degradación de estos materiales por las condiciones atmosféricas, la humedad, el uso y sobre todo por el paso del tiempo; podrían incrementar de sobremanera el correcto desempeño de la edificación (Icomos, 1964).

### **Diagnóstico de la estructura.**

Los defectos en una estructura puede ser el resultado de la degradación de los materiales o el daño en los elementos de la edificación por causas mecánicas. En el primer caso, intervendrá el proceso natural del tiempo sumado a ciertos agentes químicos, físicos y biológicos; los mismos que producirán el deterioro de la superficie de los materiales y la pérdida de su rigidez. En lo que se refiere a las causas mecánicas, estas se producen en ciertas zonas de la edificación donde los elementos exceden su rigidez y no se comportan de forma adecuada. Este problema se puede ver

incrementado por el cambio en el uso que se ha dado a la edificación y por ciertas modificaciones que se han ejecutado en los años posteriores (Korany, 2011).

En el caso de la mampostería, esta se puede ver afectada por la presencia de agua (lluvia, humedad, etc.), cambios drásticos de temperatura (congelamiento y descongelamiento) y por la contaminación interna; lo que produce el debilitamiento de la mampostería y el apareamiento de fracturas y desmoronamientos localizados. Además, se debe considerar que, al tratarse de materiales tipo ladrillo, la presencia de sulfatos, nitratos y hongos incrementan aún más el deterioro del material (Pompeu, 2010).

En la madera, las afectaciones están relacionadas con la presencia de insectos y hongos que aprovechan las condiciones húmedas que produce la presencia de agua (techos, entrepisos, etc.). Los microclimas generados alrededor de esta humedad, contribuye a la proliferación de estos organismos que van degradando a la madera y disminuyendo su capacidad de resistencia frente a las sollicitaciones de la estructura. Agrietamientos paralelos a las fibras de la madera son consideraciones que se deben tomar muy en cuenta, en especial en los elementos cuyas secciones son relativamente delgadas (Corradi et al., 2019).

Si la información obtenida no fuera suficiente para tomar la decisión de continuar o abandonar la intervención, será indispensable la ejecución de una investigación más detallada que incluya la aplicación ensayos destructivos y no destructivos. La ejecución de estos trabajos ayudará a la identificación del verdadero problema que afecta a la estructura y el direccionamiento que se deberá seguir a futuro para solucionarlo (Pompeu, 2010).

### **Evaluación de la seguridad estructural**

La información que ha sido recopilada en los pasos anteriores constituye la base para evaluar la condición actual de la estructura. De acuerdo con los datos obtenidos se puede indicar el nivel de seguridad actual que dispone la edificación, así como también, la necesidad o no de una rehabilitación y el alcance que esta podría tener. Al establecer el nivel de seguridad de las edificaciones antiguas, se debe mantener una visión holística y flexible sobre las acciones que se van a tomar, tratando de minimizar al máximo el daño a la estructura y su correspondiente su valor cultural e histórico. El análisis vital para cualquier decisión estará centrado en el valor costo beneficio del reforzamiento y el uso futuro que se pretenda dar a la edificación (Pompeu, 2010).

El modelo estructural es el conjunto de elementos estructurales utilizados para representar el funcionamiento de la edificación. El modelo debe representar adecuadamente el comportamiento estructural y los fenómenos que se encuentran interactuando con él, mediante la utilización de métodos de cálculo que estén fácilmente disponibles para el investigador. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el modelamiento constituye un método bastante complicado y poco confiable, debido a la dificultad en modelar una estructura poco convencional, la incertidumbre de las características de los materiales y los fenómenos ocurridos en lo tiempo, con su correspondiente afectación a la estructura (Pompeu, 2010).

Durante el modelamiento de una estructura antigua se aplicará diferentes métodos para el análisis, sin embargo, se recomienda la utilización de métodos numéricos basado en mallas de elementos finitos, situación apropiada para representar el comportamiento estructural de la edificación. La técnica de elementos finitos consiste

en dividir la estructura en una serie de elementos tipo, cuya resolución queda planteada en el programa computacional a través de la aplicación de las ecuaciones de equilibrio y deformación aplicada a nudos comunes (Brigante & Brigante, 2014).

En el caso de disponer información referente a características dinámicas in situ como frecuencias fundamentales, amortiguación, etc.; será necesario compararlas con las obtenidas en el modelamiento computacional, buscando calibrar y refinar el modelo para obtener resultados más confiables. Si existiera fisuras significativas o algún daño en la estructura, será necesario incluirlas en el modelamiento para obtener resultados más reales sobre los nuevos esfuerzos generados, debido a la redistribución de las cargas fruto de los daños existentes (Brigante & Brigante, 2014).

Para la evaluación sísmica se recomienda la utilización del análisis estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal o dinámico no lineal; todo dependerá del análisis previo que haya realizado el investigador antes del modelamiento y sobre todo el tipo de estructura que se está interviniendo (Pompeu, 2010).

En el caso de edificaciones históricas compuestas por paredes internas y externas autoportantes ubicadas en varias direcciones y conectadas eficientemente, se recomienda el uso de un sistema tridimensional de tres grados de libertad con las masas concentradas al nivel de piso. Se simplificará el cálculo tomando en cuenta solo la componente horizontal del sismo y se analizará la estructura ortogonalmente de forma separada. Un análisis estático lineal será recomendado para obtener el comportamiento de la estructura (Pompeu, 2010).

## **Reparación y fortalecimiento de la edificación**

### ***Diseño de los trabajos de rehabilitación***

El diseño del reforzamiento se considera que es muy similar a al diseño de una nueva edificación. Se realizará en una sola fase inmediatamente después de la evaluación ejecutada a la estructura, tomando en cuenta el tipo de materiales a utilizar y su forma de aplicación, el grado de intervención y posible daño a ejecutar, personal disponible; sobre todo, el costo real conllevará el reforzamiento. En el caso de edificaciones que aún son utilizadas, planificará trabajos por etapas para reducir los costos y las molestias al personal humano que aquí trabaja (Pompeu, 2010).

En los trabajos de reforzamiento se puede considerar dos opciones. La primera tiene que ver con la recuperación de la capacidad de carga de la estructura, con el objetivo de mantenerla en uso, pero de forma esporádica. En el segundo caso, se considerará el reforzamiento de la estructura para incrementar su capacidad de carga y utilizarla de forma constante como una edificación tradicional. Para decidir qué opción tomar, se analizará el costo beneficio del proyecto y su impacto histórico y cultural que se pretende afectar (Icomos, 1964).

El cálculo del refuerzo estructural presenta dificultades y limitaciones en las edificaciones antiguas, sobre todo por la necesidad de cuantificar la interacción entre los nuevos elementos empleados y la estructura existente. El proceso requiere un estudio detallado de los lugares donde se aplicará este refuerzo y su posible incidencia en la estructura, manejando datos únicos para cada edificación y no tomando datos de otras por similares que puedan parecer (Umar, Hanafi, Latip, et al., 2015).

La variedad de técnicas disponibles para el refuerzo estructural es muy amplia, sin embargo, se recomienda que antes de cualquier decisión sobre que técnica se va a emplear, se considere la utilización de materiales originales para mejorar la interacción entre ellos, manteniendo si es posible el mismo direccionamiento arquitectónico con el que fue concebido y su correspondiente importancia histórica. Si no existiera la oportunidad de trabajar con los mismos materiales ya sea por el costo económico o por la falta de ellos, se recomienda el uso de elementos modernos que sean altamente eficientes y permitan entregar a la edificación la estabilidad que se está buscando (Umar, Hanafi, Latip, et al., 2015).

### ***Reparación de los elementos afectados***

La inyección de lechada en los elementos de mampostería constituye un método bastante eficiente para el sellado de grietas en las paredes, así como también, para el relleno de los huecos internos que existen por los errores de construcción o por la simple degradación o deslavado del mortero como consecuencia de la acción del tiempo. En los elementos de gran espesor, la parte central de la mampostería resulta ser bastante pobre y con alto grado de irregularidades, lo que dificulta su compactación y su adecuado comportamiento estructural. La inyección produce una calidad y una resistencia más uniforme en todo el espesor del elemento, por esta razón, se recomienda el uso de cemento portland como elemento base del mortero que se utilizará. Se podrá añadir algún tipo de aditivo acelerante dependiendo del tamaño y el lugar donde se requiera realizar la intervención (Korany, 2011).

Un procedimiento más efectivo para recuperar la resistencia a la tensión de un elemento agrietado es mediante una banda de malla electrosoldada fijada a la pared y recubierta con mortero de cemento (Oliver, 2013).

La sustitución progresiva del material en la zona dañada o débil, mediante su remoción cuidadosa y por partes, utilizando los mismos materiales, pero de mejor calidad, es un procedimiento bastante laborioso pero muy efectivo para recuperar la capacidad estructural de los elementos de mampostería. Se debe proceder por tramos pequeños y dejando suficientes irregularidades para propiciar una adecuada conexión entre el material nuevo y el antiguo (Oliver, 2013).

La inserción de placas, pernos, grapas y otras piezas metálicas es útil para una apropiada conexión entre los elementos constructivos que no lo tienen. Se debe procurar un anclaje adecuado entre los elementos de acero y mampostería, caso contrario no cumplirán el objetivo previsto. Se deberá tener especial atención en el cuidado del elemento metálico frente a la corrosión, por tal razón, se deberá utilizar morteros impermeables que permitan mantener lo más aislado al elemento de la humedad, o en su defecto, la utilización de acero inoxidable de buena calidad (Pompeu, 2010).

Una modalidad conveniente para insertar refuerzos en elementos de mampostería es a través de costuras armadas. Se trata de barras metálicas, normalmente varillas corrugadas, que se insertan en perforaciones anteriormente ejecutadas y que se adhieren a la mampostería mediante la utilización de lechadas. La perforación deberá hacerse con un equipo rotatorio de bajo impacto para no dañar la mampostería, considerando la posición y dirección de los refuerzos según el objetivo



que se persigue; conectar elementos, proporcionar resistencia a esfuerzos de tensión en zonas críticas y estabilizar una zona deteriorada de un elemento de mampostería. En este último caso, se colocan una red de barras de refuerzo en algunas direcciones para coser al elemento, utilizando la lechada no solo para rellenar las perforaciones sino también las cavidades de la mampostería. Este método se le conoce como retícula cementada (Korany, 2011).

Dentro de las técnicas más utilizadas para conectar la estructura original con elementos de hormigón, se encuentra el uso de una malla de acero electrosoldada recubierta con un aplanado de cemento de algunos centímetros de espesor. Este procedimiento permite redistribuir los esfuerzos y evitar concentraciones de rigidez, permitiendo una buena resistencia a la tensión y al cortante. Una parte esencial es el anclaje a la mampostería; por lo que se coloca el refuerzo en ambos lados de la pared y se le conecta por pasadores o con algún tipo de anclaje comercial. Desde luego, el procedimiento es bastante invasivo, por lo que recomienda utilizar en lugares donde la fachada no es visible y se permita esconder el reforzamiento (Umar, Hanafi, Latip, et al., 2015).

Los sistemas de pisos de edificios históricos están contruidos en madera, o más recientemente, en acero. Ambos materiales están sometidos a un deterioro causado por la falta de mantenimiento para evitar filtraciones. Este deterioro se produce principalmente en las zonas de unión con la mampostería, por lo que se recomienda ejecutar una adecuada revisión de las vigas de madera y realizar su reemplazo de ser necesario. Generalmente, se utilizará vigas de concreto o de metal de las mismas dimensiones, sin embargo, se deberá analizar su empleo de forma no aislada, ya que el

aporte de su rigidez a la estructura es mucho mayor y podría generar problemas a futuro (Corradi et al., 2019).

Una tarea muy importante de los elementos de piso es producir una mayor continuidad entre sus elementos componentes, así como mejorar la conexión entre los muros que soportan la estructura. En el caso de sismos, la estabilidad de los entresijos y su comportamiento estructural como diafragma serán indispensable para un comportamiento adecuado (Pompeu, 2010).

### ***Consideraciones para sismos***

Dentro de las acciones que se consideran para el mejorar el comportamiento de una estructura, se han tomado en cuenta la reducción del peso, sobre todo en las partes altas; eliminación de irregularidades o asimetrías entre los elementos resistentes; procuración de la continuidad en los elementos que transmiten y resisten fuerzas sísmicas; y la reposición de elementos antiguos con nuevos que soportan eficientemente un evento sísmico (ISCARSAH, 2003).

La decisión más común frente a un reforzamiento será el diseño y construcción de una nueva estructura ligada a la existente, con el objetivo de mejorar su comportamiento frente a un sismo. Esta decisión a parte de presentar un problema de carácter histórico y estético tiene implicaciones con un trasfondo estructural, debido a la incompatibilidad en movimientos generados durante un evento sísmico, y la dificultad en la conexión entre los elementos nuevos con los ya existentes. Por tal virtud, se recomienda que debe recurrirse a esta solución únicamente cuando la edificación este bastante deteriorada, o cuando la protección del contenido sea más importante que la estructura en general (D'Ayala, 2013).

Se puede reducir el peso de la estructura eliminando rellenos en los elementos de piso, así como algunos recubrimientos pesados y sin ningún valor arquitectónico; sobre todo eliminar las modificaciones que se han efectuado con el pasar de los años y que únicamente han aportado peso a la edificación (Pompeu, 2010).

Uno de los objetivos del reforzamiento es buscar la continuidad entre sus muro y vigas, mediante el empleo de elementos externos que permitan rigidizar los sistemas de piso y convertirlos en verdaderos diafragmas. Con estos cambios, se busca generar una conexión eficiente entre los muros y los pisos, pero sobre todo evitar el volteo de la mampostería hacia afuera. Para sistemas de pisos con tablones, se recomienda la colocación de otra capa en sentido transversal a la primera, lo que produce el efecto deseado de diafragma. También se puede utilizar una capa de concreto con una malla de refuerzo clavado al piso, o en casos de un extremo deterioro, se podría hacer una losa de hormigón amarrada a los muros exteriores con elementos de anclaje (Korany, 2011).

Dependiendo de las condiciones actuales de la estructura y al nivel de reforzamiento que se quiera alcanzar, se adoptaran diferentes acciones desde ensayos no destructivos hasta posibles derrocamientos con su respectiva reconstrucción (Icomos, 1964).

La decisión del tipo de reforzamiento dependerá del análisis costo-beneficio, considerando la compatibilidad entre la seguridad y el valor cultural e histórico de la estructura, basado el menor costo posible que sea atractivo a la institución o persona interesada (Pompeu, 2010).

## Capítulo III

### Caracterización de la edificación de estudio

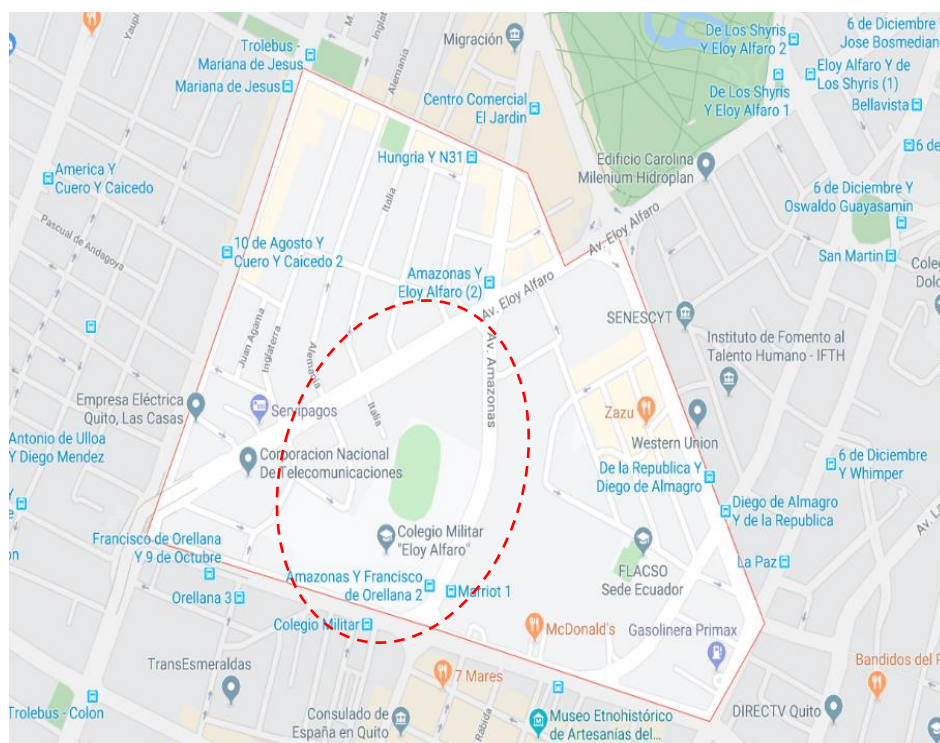
#### Ubicación del edificio

En el siguiente párrafo se proporciona la ubicación geográfica del edificio con el fin de que el lector reconozca donde se realizaron los respectivos estudios.

El colegio Militar “Eloy Alfaro” se encuentra ubicado en el sector llamado “La Pradera” (ver Figura 32), entre la Av. Francisco de Orellana y Av. Amazonas en el norte de la ciudad de Quito (ver Figura 33).

**Figura 32:**

*Sector la Pradera, Quito-Ecuador*



*Fuente: (Google Maps, 2019)*

**Figura 33:**

*Emplazamiento del Colegio Militar "Eloy Alfaro"*



*Fuente: (Cuerpo de Ingenieros del Ejército, 2016)*

Como se puede apreciar en las figuras antes mostradas, el Colegio Militar en su totalidad posee un perímetro de 1.45 km y una gran extensión de 7.80 km<sup>2</sup> donde se distribuye los diferentes edificios e instalaciones que lo componen.

El Colegio Militar está compuesto por las siguientes áreas:

- Bloques de aulas desde 1ro de básica hasta 3ro de bachillerato

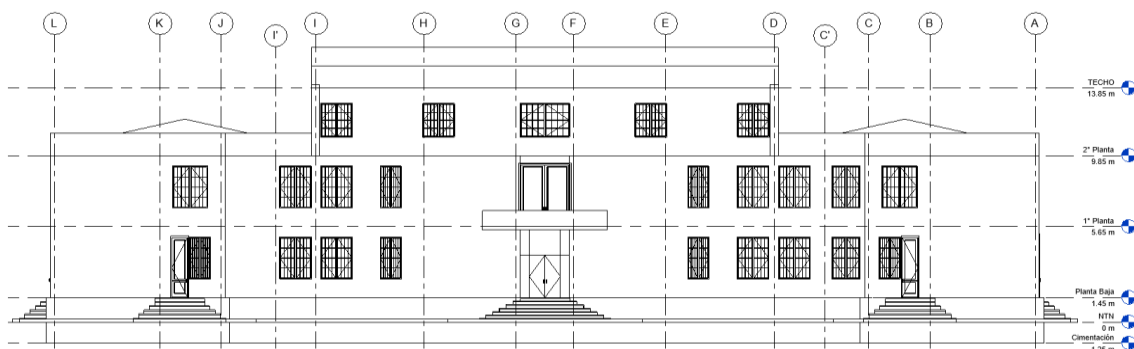
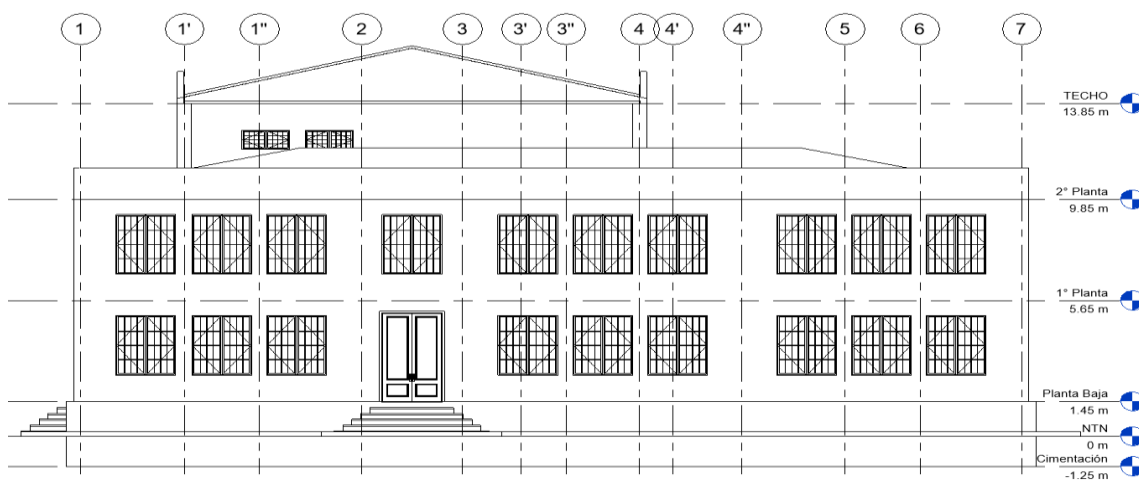
- Enfermería
- Laboratorios de física, matemática y biología
- Teatro
- Imprenta
- Comedor estudiantil
- Almacén de Cadetes
- Dormitorio de oficiales
- Edificio administrativo
- Museo
- Biblioteca
- Canchas de fútbol, tenis, baloncesto, voleibol, hockey
- Gimnasio
- Piscina
- Mecánica-Gasolinera
- Parqueaderos
- Áreas verdes
- Prevención

Para el presente proyecto de investigación nos centraremos en el edificio central debido a que este fue el primero en ser construido y terminado en el año 1935, por lo cual en el año de 1998 el “Plan maestro de rehabilitación de las áreas históricas de Quito” catalogó al edificio como un bien patrimonial con el grado de protección más alto y pasó a ser considerado un bien invaluable de la ciudad.

**Figura 34:**

*Edificio administrativo del Colegio Militar "Eloy Alfaro"*



**Figura 35:***Fachada frontal***Figura 36:***Fachada lateral derecha***Antecedentes constructivos del Colegio Militar “Eloy Alfaro”**

El colegio Militar “Eloy Alfaro”, al igual que algunas de las más representativas edificaciones de la ciudad de Quito, tiene un sistema estructural típico con una arquitectura racional-funcionalista que está basada esencialmente en paredes portantes de mampostería de ladrillo de doble capa las cuales sostienen toda la configuración de la edificación y crean un sistema que puede trabajar óptimamente ante cargas verticales debido al gran peso propio que poseen, sin embargo, este sistema

presenta algunas fallas intrínsecas que se evidencian gracias a bibliografía sobre estudios en otras edificaciones patrimoniales que han sido afectadas por sismos, este tipo de sistema resistente no puede soportar sismos de gran magnitud debido al ínfimo esfuerzo de tracción que tiene la mampostería compuesta de ladrillo y mortero. Otro de los aspectos más importantes para el buen desempeño de esta estructura es su simetría con respecto al eje de las ordenadas y la gran robustez en dimensiones a pesar de ser una estructura relativamente pequeña.

**Tabla 7:**

*Características arquitectónicas y estructurales evidenciadas del estudio*

Características Arquitectónicas	Materiales								Defectos								Ubicación				Estado																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
	LD	PD	AD	MD	HC	A	Y	AC	FV	DF	DS	OX	AP	HD	RJ	AT	SB	PB	1P	2P	B	R	M																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
Estructura	Muros	x	x												x		x	x	x	x			x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
	Columnas	x				x											x	x	x	x			x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
	Arcos																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
	Bodegas	x																x					x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
	Dinteles	x			x									x	x				x	x	x			x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
	Vigas				x	x												x	x	x	x			x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
	Cubiertas				x		x				x		x												x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Escaleras		x			x													x	x				x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
Cúpulas																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
Acabados	Pisos		x		x					x				x	x	x			x	x	x				x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Techos				x		x		x						x	x			x	x	x				x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Cielos Rasos								x										x	x	x				x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Ventanas				x														x	x	x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
	Puertas				x														x	x	x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					
Detalles	Piletas																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
	Escudos								x															x	x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Placas Conn.		x		x		x			x									x						x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Esculturas		x																						x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
	Reloj																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
	Portadas		x																						x																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Guía de Códigos	Ladrillo																						Piedra																						Adobe/Tierra																						Madera																						Hormigón																						Acero																						Yeso																						Asbesto/Cemento																						Fibra de Vidrio																						Deformado																						Desprendido																						Oxidado																						Apolillado																						Humedad																						Rajaduras																						Asentado																						Subsuelo																						Planta Baja																						1er Piso																						2do Piso																						Bueno																						Regular																						Malo																					

### **Datos generales**

De acuerdo con los datos recolectados que el colegio posee, este no ha tenido serias afectaciones por sismos por lo cual no ha sido necesario una intervención estructural, tampoco se evidencian visualmente indicios de que esté afectada como



fisuras o fallas. Lo que se evidencia es una falta de mantenimiento a los sistemas de pisos, techos, paredes portantes e instalaciones provocando un deterioro en los materiales que se puede observar en varios sectores de la estructura; debido a este deterioro, en la actualidad, se han realizado algunas intervenciones menores con el fin de preservar la integridad de estos como cambio de techos, revestimiento de paredes, pinturas y cambio de la configuración original de las áreas de uso, etc.

Respecto a la configuración de uso del edificio, se sabe que originalmente este era usado como aulas para los estudiantes dejando un pequeño espacio para el área administrativa, mientras en la actualidad el edificio tiene un uso completamente administrativo, siendo este mismo el lugar donde se dispone del rectorado, vicerrectorado, contaduría, pagaduría, etc.; que son departamentos fundamentales para la óptima gestión de todo el colegio.

**Figura 37:**

*Vista en planta, áreas de ocupación actual planta baja*

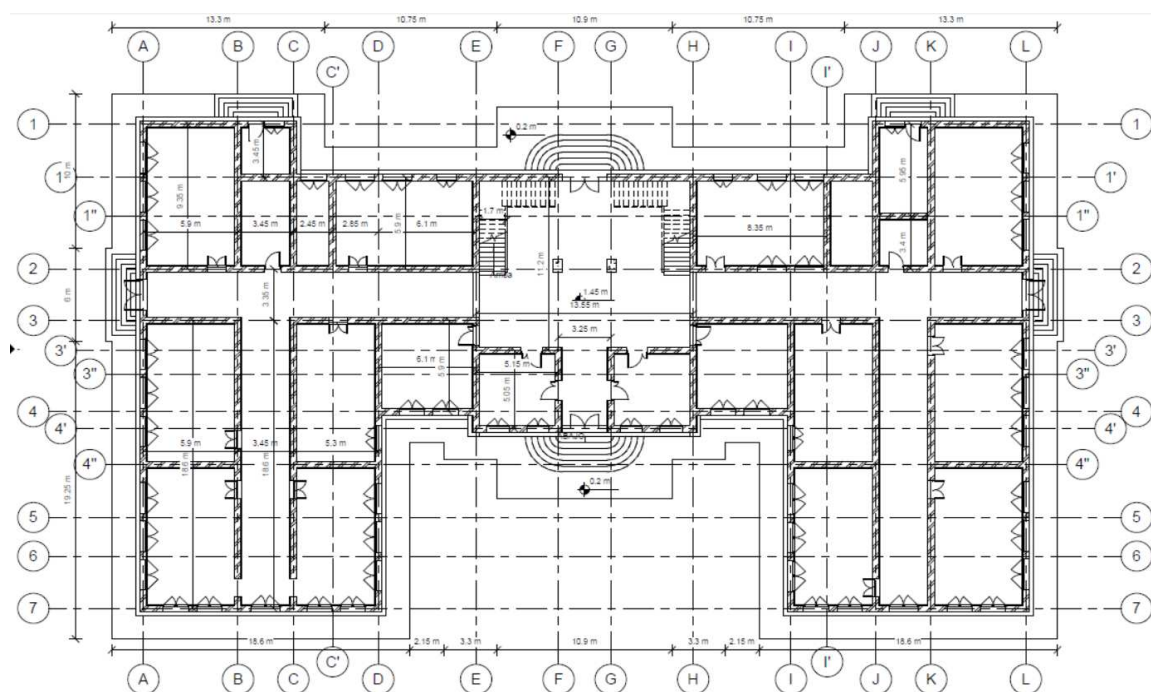


Figura 38:

Plano vigas H.A. planta baja

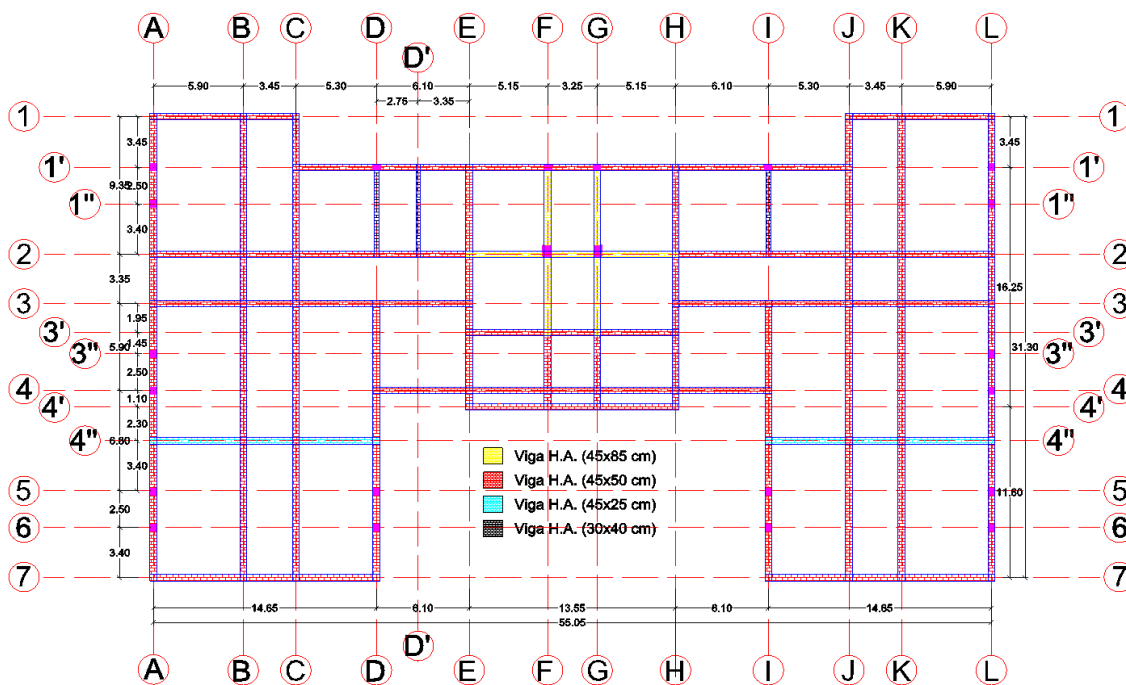
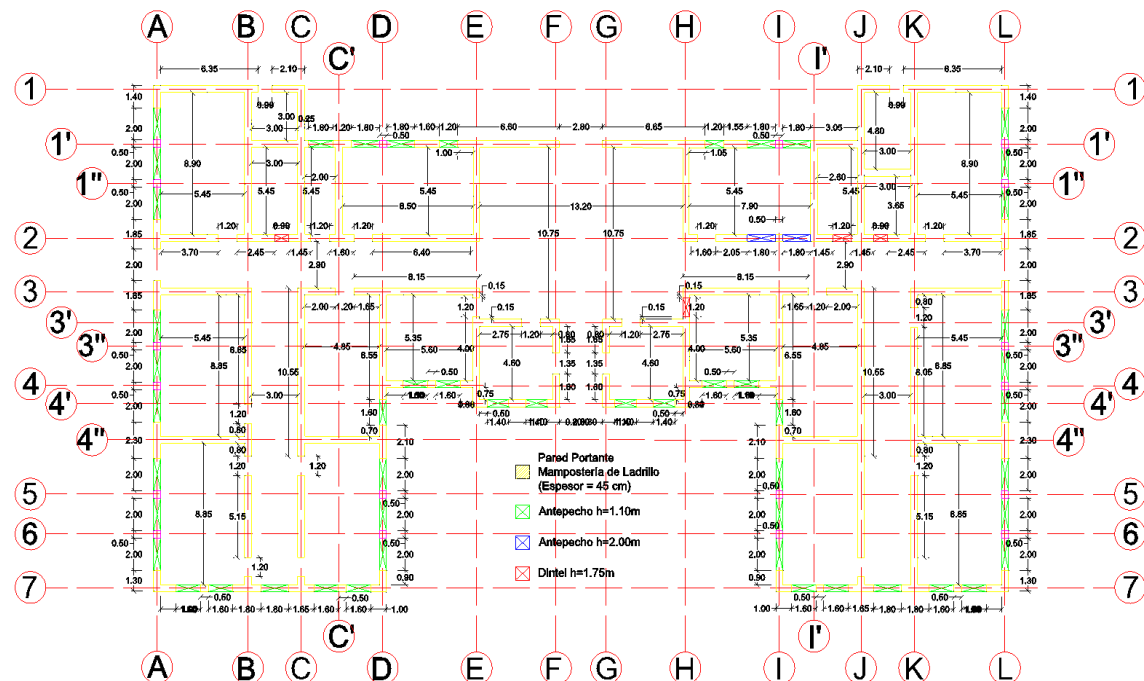


Figura 39:

Plano muros portantes de mampostería ladrillo en planta baja



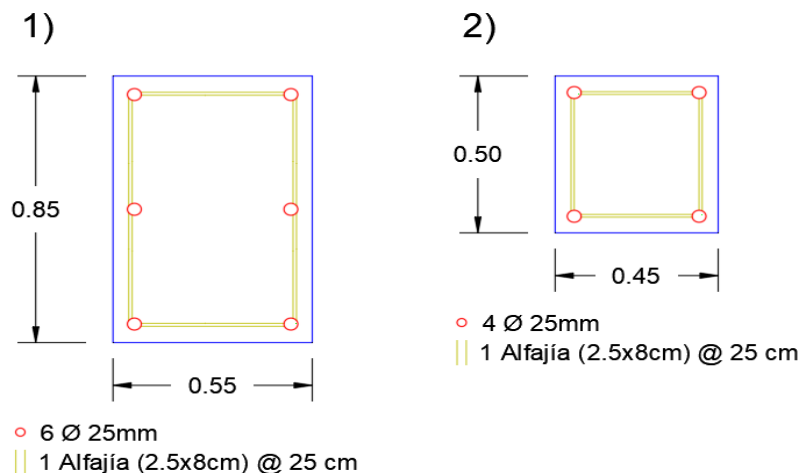
Las figuras antes presentadas representan a los planos realizados mediante el levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación, estos planos de los podrá observar de mejor manera en el Anexo 3.

### Columnas

El sistema estructural de la edificación posee columnas centrales y perimetrales de hormigón armado, las primeras con un propósito netamente estructural y las segundas con el objetivo de confinamiento para las paredes portantes; estas columnas tienen una configuración muy pobre de hierros a pesar de sus grandes dimensiones como se muestra en la Figura 40.

**Figura 40:**

*Configuración de acero longitudinal para columnas existentes*

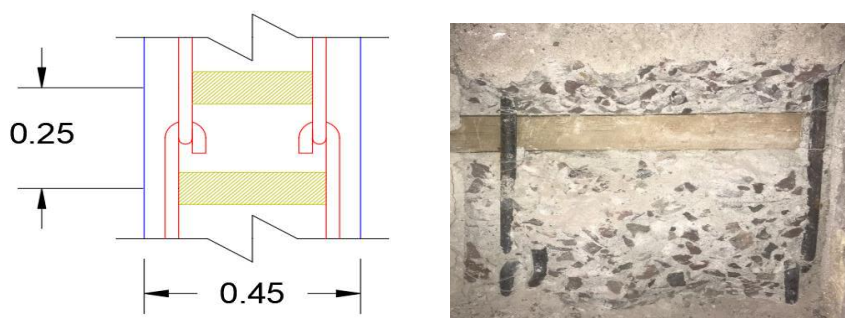


Como se podrá observar en las siguientes figuras la columna posee varillas de acero liso de diámetro  $\varnothing 25\text{mm}$  con una peculiar forma de empalme que consiste en dos ganchos sujetos entre sí, juntamente con las alfajías de madera que reemplazan en funcionalidad a los estribos. Esto se evidenció mediante el ensayo del pachómetro y la extracción de muestras de hormigón para ensayarlas a compresión. Existen en total 22

columnas de hormigón en toda la edificación siendo las centrales las de mayor dimensión y las perimetrales las menores.

**Figura 41:**

*Configuración de empalme de aceros y almagías en columnas*

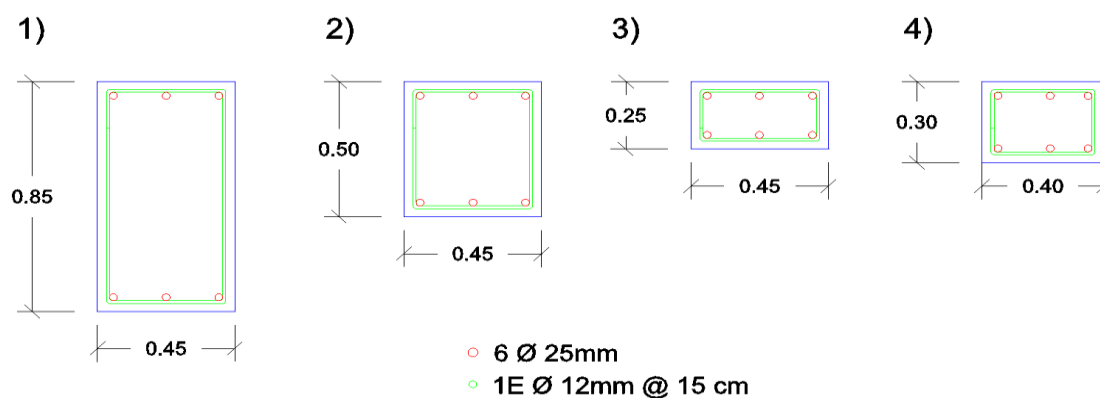


## Vigas

La edificación también posee vigas de hormigón armado que varían de dimensión; igualmente con una sola configuración de las barras de acero y estas son las únicas que poseen estribos. Como se puede observar en la Figura 42.

**Figura 42:**

*Armado actual de vigas*

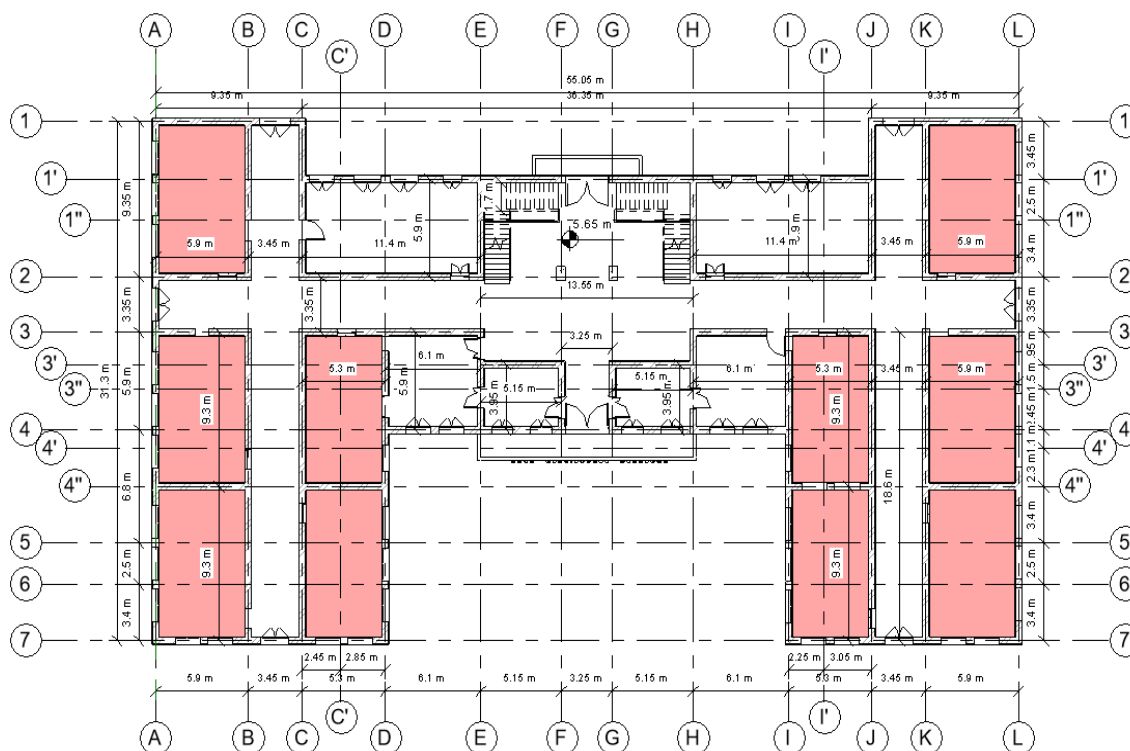


Las vigas son los únicos elementos estructurales de hormigón que presentan una configuración típica a la que estaríamos acostumbrados ya que poseen acero longitudinal y acero transversal con ganchos sin ángulo de doblado (actualmente se usa

135°), sin embargo, a pesar de esto se aprecia que tiene una carencia de acero suficiente en las vigas de mayor dimensión pudiendo reducir los esfuerzos que estas podrían soportar; además el mayor problema en el contexto de vigas es su inexistencia en zonas donde la luz entre vanos es representativa y apremiaría la presencia de estas, esto sucede en la primera planta en el sala de reuniones y áreas administrativas (entre ejes A-B, C-D, I-J y K-L, y del 1-2 y 3-7). Como se puede evidencia en la Figura 43, las zonas remarcadas presentan problemas de vibraciones ambientales excesivas de manera frecuente (gente caminando dentro del edificio y tráfico exterior), esto puede llegar a ser perjudicial si se presentaría el caso de que una de dichas salas se encuentre con la cantidad suficiente de personas que cause un exceso de esfuerzos para los elementos que soportarían toda la carga y pudiendo darse el escenario de falla frágil del piso.

**Figura 43:**

*Zonas con excesiva cantidad de vibraciones ambientales*

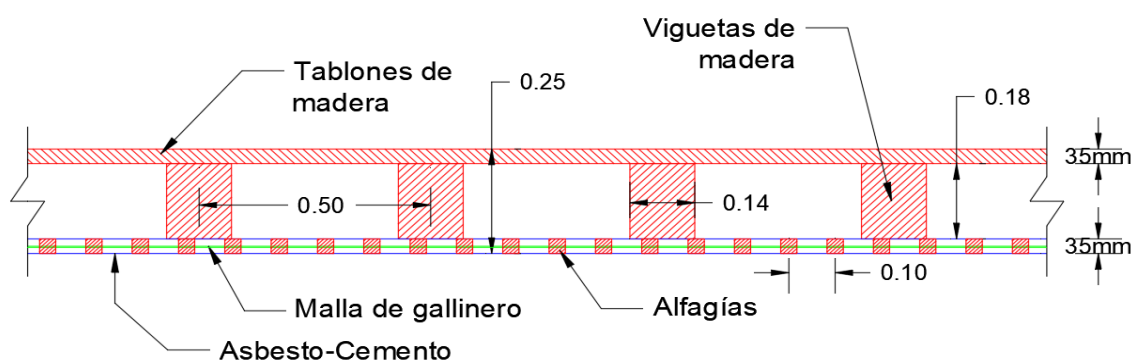


## Piso y techo

La configuración de piso y techo están dispuestas como se indica en la Figura 44; los materiales principales del techo son asbesto-cemento, alfagías de madera y malla de gallinero que hasta el momento ha funcionado correctamente en zonas donde no existe humedad ni infiltraciones, mientras que en las zonas donde si existe, el deterioro de las mismas ha provocado fisuras y agrietamiento dando paso a filtraciones de agua, polvo y otros agentes externos.

**Figura 44:**

*Configuración actual de piso y techo*



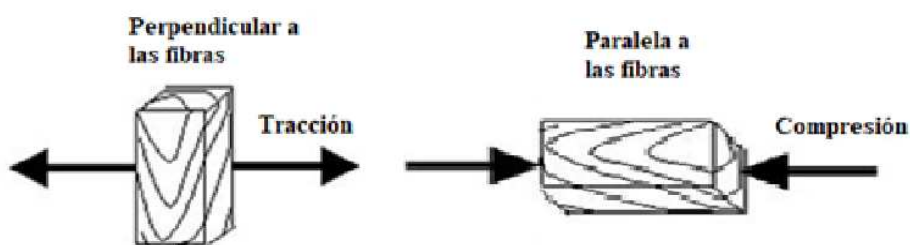
Los pisos están compuestos principalmente de tableros de madera regularmente conservados, donde se logra evidenciar deterioro debido al uso constante en algunas zonas, la madera ha ido desgastándose, perdiendo grosor y hasta pedazos enteros de madera, lo cual ha provocado que en la planta baja exista recirculación de aire y propagación de humedad y polvo que proviene desde el subsuelo.

Lo que sostiene tanto el piso como el techo son viguetas de madera de 14x18cm las cuales están unidas a la mampostería de tal manera que se encuentran simplemente apoyadas. El mayor problema que estas poseen es el deterioro que ha

provocado una parcial separación entre las fibras dividiéndolas en dos partes como se aprecia en la Figura 45, esto pudo haber sido provocado por la acción de esfuerzos de tracción perpendiculares a las fibras, o en su defecto, por compresión paralela a las fibras causando que se expandan para liberar la tensión y llegando al estado plástico.

**Figura 45:**

*Posibles esfuerzos causantes de la separación entre fibras de madera*



**Figura 46:**

*Viga de madera afectada*



Como se puede apreciar en la Figura 46 la fisura que posee es de dimensiones considerables (aproximadamente 1 cm desde la cara externa en cada lado) causadas por la fatiga entre las fibras; una de las correcciones que se puede tomar para el posterior análisis de los elementos es considerar únicamente las dimensiones que están netamente trabajando que, para este caso, representarían solo un 80% de la sección total. Este procedimiento se asemeja a la reducción de sección en hormigón armado por

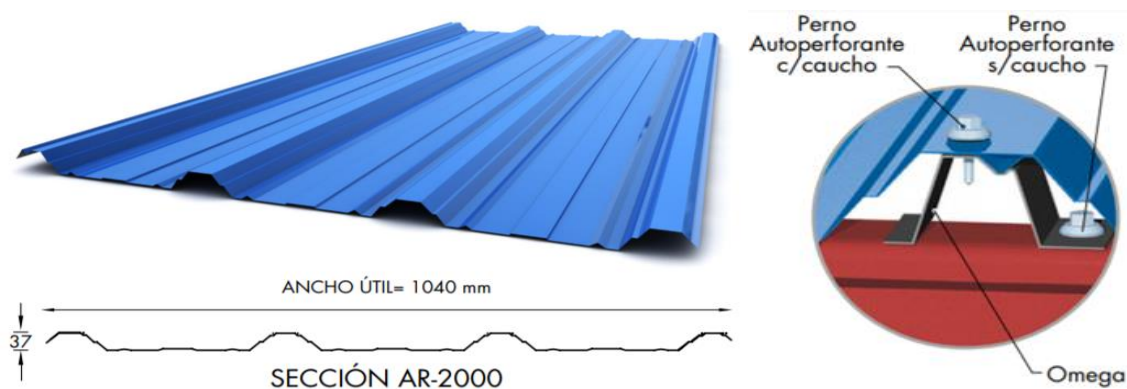
inercias agrietadas. Las vigas de madera de acuerdo con su color, resistencia a lo largo del tiempo, dimensiones, longitud y otras características indican que es madera de del árbol de Pino, esto ayudará a la caracterización de las propiedades mecánicas de la misma.

### Cumbrero

El sistema de cumbrero está compuesto por cerchas de madera colocados cada dos metros entre sí, y planchas metálicas ESTILPANEL que se unen a las cerchas mediante correas metálicas dispuestas cada 1.50 metros entre cada una.

**Figura 47:**

*Configuración Estilpanel y detalle de instalación*



*Fuente: (NOVACERO, 2019)*

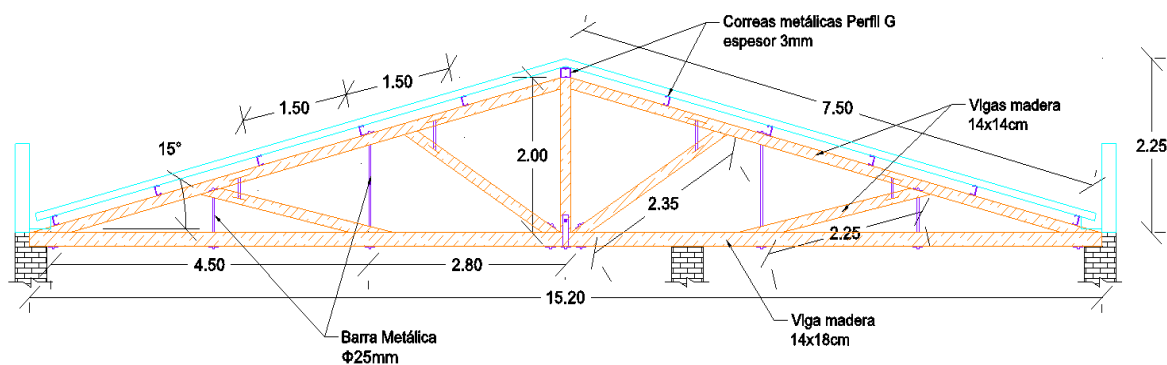
Se puede suponer que este sistema fue integrado a la edificación tiempo después de su finalización, esto debido a que la técnica empleada y los materiales de los que está compuesto son relativamente más recientes en nuestro medio, usando correas de perfil tipo G (100x50x15x3mm); como se presenta a continuación, se observa que el sistema posee dos configuraciones de cumbrero que se diferencian por la pendiente que tienen y la ubicación donde se encuentran dispuestos, la subestructura



con pendiente de  $13^\circ$  se ubica en las cubiertas laterales del edificio mientras la subestructura con pendiente de  $15^\circ$  se ubica en la cubierta de la zona central como se puede apreciar en la Figura 48 y Figura 49 respectivamente.

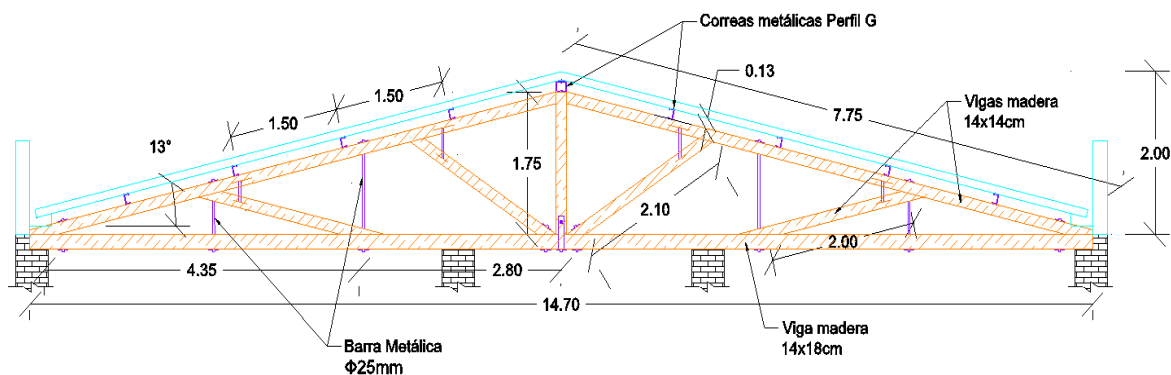
**Figura 48:**

*Configuración de cercha con pendiente  $13^\circ$  para bloques externos*



**Figura 49:**

*Configuración de cercha con pendiente  $15^\circ$  para bloque central*



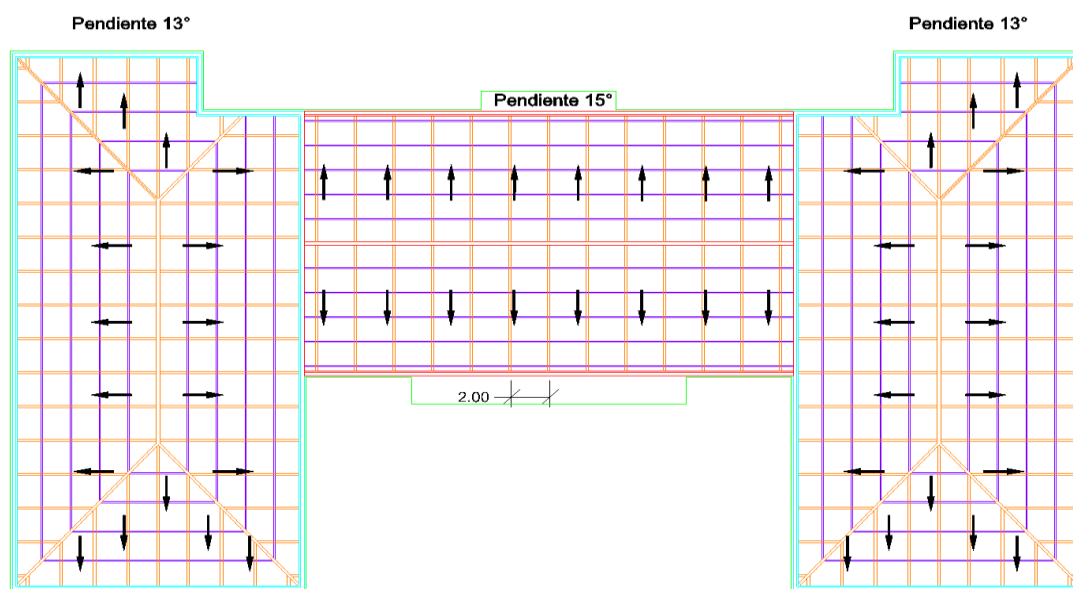
Como se puede apreciar en las figuras anteriores, otro de los grandes problemas que presenta la configuración de la cercha es la ubicación de los apoyos debido a que estos deberían seguir la geometría de la cercha de tal manera que puedan apoyar en la redistribución de esfuerzos, en cambio los apoyos que poseen provocan esfuerzos de flexión en la viga inferior entrando en estado de esfuerzos más complejo e innecesario.

**Figura 50:**

*Estado actual del sistema de cumbrero*

**Figura 51:**

*Estado actual de correas y cerchas*

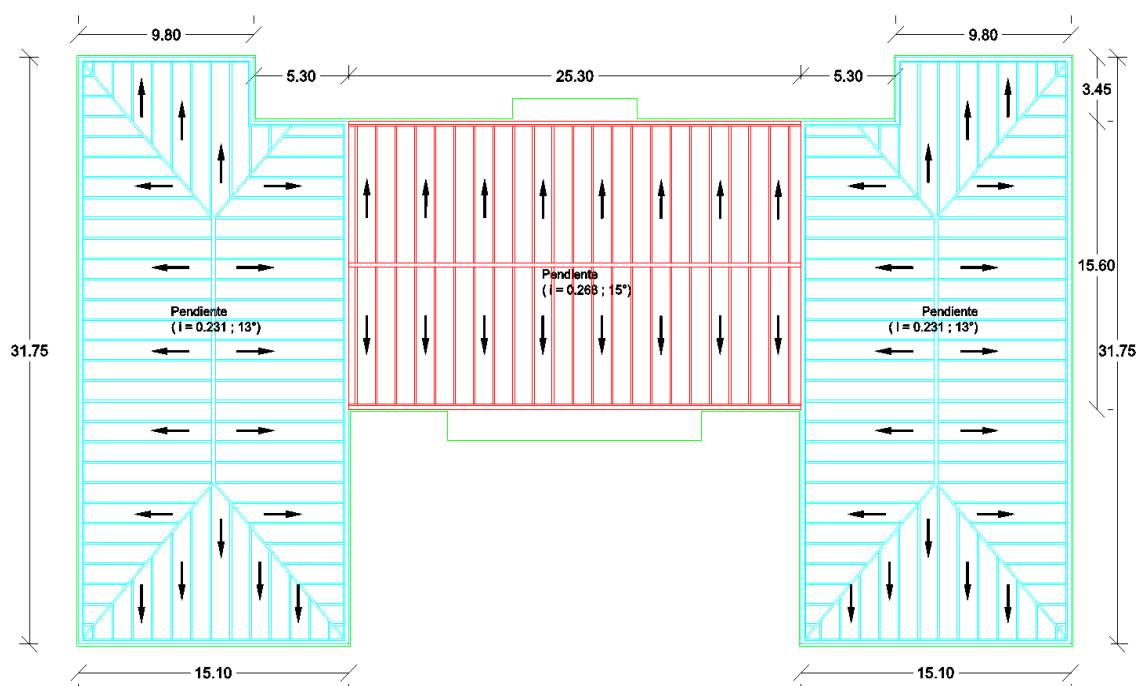


La madera de la cual está compuesta cada cercha se encuentra en condiciones ínfimas de mantenimiento sin tener afectaciones graves que puedan provocar el colapso, sin embargo, las conexiones que poseen entre cada elemento de madera son

inadecuadas pudiendo llegar a observar que entre cada sujeción con elementos metálicos existe una ruptura evidente de las fibras provocando el fisuras y deterioro interno de la madera por oxidación del metal que yace dentro de los elementos.

**Figura 52:**

*Áreas de tributación de la cubierta*



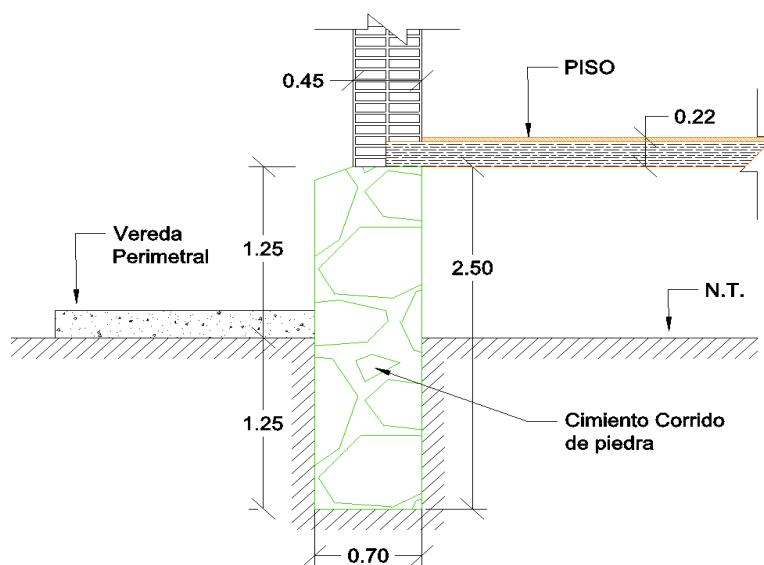
El principal problema que estas superestructuras poseen son la formación de orificios en las planchas metálicas debido al deterioro por el paso del tiempo y acción de agentes externos como los cambios de temperatura, sol, lluvia y viento que ha desgastado la superficie; con esos orificios se crea una problemática de ingreso de agua lluvia al interior de la edificación por las goteras existentes. Existe testimonios del personal que ocupa las instalaciones sobre inundaciones en algunas zonas de la segunda y tercera planta a causa del problema antes mencionado.

## Cimentación

La cimentación está compuesta por una malla de cimentación corrida de piedra con sección rectangular de gran peralte, este tipo de cimiento era típico en las épocas antiguas debido a que la transmisión de las grandes cargas que posee la superestructura hacia el suelo debía ser realizado por un elemento de mayor capacidad resistente que el material del que estaba compuesta la edificación.

**Figura 53:**

*Detalle de cimentación corrida de piedra*



La malla de cimentación posee una configuración típica rectangular de base 0.70 metros y 2.50 metros de altura, con la peculiaridad de que la mitad de la altura del cimiento se encuentra al descubierto, esto se realizó con el propósito de que no exista un contacto directo del suelo con el piso de la superestructura y exista una recirculación de aire con el fin de evitar el deterioro por humedad del piso. Como se aprecia en la Figura 53 las paredes portantes se encuentran simplemente apoyadas sobre la cimentación, eso será relevante en el instante del modelamiento debido a las restricciones de movimiento que pueda tener.

**Figura 54:**

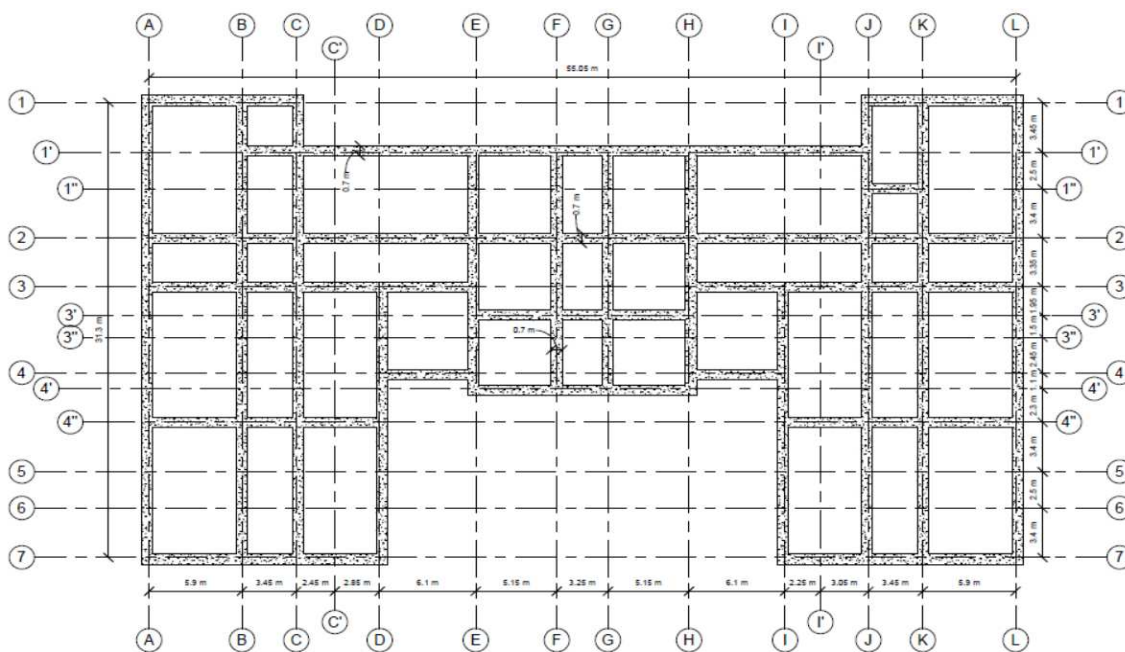
*Estado actual de la cimentación vista desde el subsuelo*



La estructura de cimentación posee ductos ventiladores a lo largo de la misma, con el propósito de tener recirculación de aire y evitar el estancamiento de humedad proveniente del ambiente y del suelo de cimentación, esto se da ya que no existe ningún sistema de impermeabilización que proteja el piso de la edificación.

**Figura 55:**

*Planta de cimentación corrida de piedra*



Como se mencionaba en anteriores capítulos, no se ha evidenciado afectaciones dadas por asentamientos diferenciales en la estructura, esto puede deberse a que una de las ventajas del uso de las mallas de cimentación es la repartición eficiente de cargas hacia el suelo en ambas direcciones, así como una mayor superficie de contacto con el suelo llegando a superar problemas de baja capacidad portante del terreno.

### **Vulnerabilidad sísmica**

#### ***Diagnóstico por FEMA P-154***

La metodología de categorización del formulario FEMA P-154 consiste en evaluar la edificación superficialmente tanto externa como internamente tomando en cuenta criterios de construcción utilizados, materiales, subestructuras añadidas, suelo de cimentación y demás elementos que participen en la resistencia de la estructura contra eventos sísmicos (Carrión, 2016).

A continuación, se presentan los criterios necesarios para poder evaluar una edificación bajo esta metodología.

#### **Procedimientos necesarios:**

- Tomar la información del edificio, los datos más recientes.
- Realizar un dibujo en planta y elevación de la edificación en el formulario y tomar los datos de historia del edificio.
- Realizar un registro fotográfico
- Establecer la ocupación del edificio

- Revisar el tipo de suelo y fallas geológicas
- Identificar los posibles problemas de irregularidades en la construcción, problemas de adyacencia y peligros de caídas exteriores del edificio.
- Identificar los materiales de construcción utilizados y establecer los sistemas utilizados para soportar cargas por gravedad y fuerza sísmica.
- Tomando los modificadores obtenidos por las descripciones anteriores se determinará la nota final del Nivel 1.
- Se finaliza la sección resumen en la parte inferior, es decir, el alcance, la revisión y otros peligros.

#### **Procedimiento de ingreso de datos:**

- **Información De La Estructura Identificada:** Este formulario proporciona un espacio que está ubicado en la parte superior derecha del documento para detallar la información del edificio, este consta de dirección, código postal, nombre del edificio, uso, coordenadas de latitud y longitud, movimiento sísmico específicos del lugar, nombre del inspector, y la fecha y hora de la inspección (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).
- **Características De La Construcción:** El presente formulario contiene un sitio para describir el área de la edificación y su número de pisos y si se añadió construcción en la misma, los parámetros que se incluyen en este formulario son Número de pisos tanto en super estructura y subestructura, año y código de construcción, superficie total del suelo y adiciones al edificio (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

- **Clases De Ocupaciones:** Es importante determinar el uso de la estructura para determinar las prioridades a la hora de evaluación, sabiendo que el comportamiento de la estructura depende del uso de esta, a continuación, se presenta algunas de las clases de ocupaciones establecidas como fácil de reconocer en una proyección visual. Las categorías que se consideran son: Asamblea, industrial, utilidad, comercial, oficina, almacén, servicio de emergencia, escuela, unidades residenciales (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).
- **Tipo De Suelo:** El tipo de suelo debe ser identificado por el inspector mediante una evaluación previa a la visita de campo para ubicar en el formulario durante el proceso de inspección, en caso de no conocer el tipo de suelo DNK (No sé), debe ser seleccionado y asumir el tipo de suelo D (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

**Tabla 8:**

*Identificación del suelo de acuerdo con FEMA P-154*

<b>Tipo de suelo</b>	
<b>A</b>	Roca dura
<b>B</b>	Roca débil
<b>C</b>	Suelo denso
<b>D</b>	Suelo duro
<b>E</b>	Suelo blando
<b>F</b>	Suelo pobre
<b>DNK (No sé)</b>	Asumir Tipo D

*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

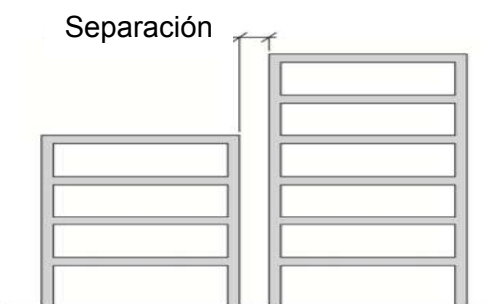
- **Riesgos Geológicos:** Estos riesgos deben ser determinados ante o durante la inspección de campo por el inspector, se pueden presentar 3 tipos de riesgos; deslizamientos, rupturas de fallas y licuefacción durante un evento sísmico provocando la falla o colapso del edificio (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).



- **Adyacencia:** El poco espacio entre edificaciones puede provocar varios daños estructurales durante el sismo, debido al movimiento que se provoca a cada edificación y esta puede golpear contra la adyacente o puede presentarse el caso de caída de elementos u objetos de la edificación próxima tal como: chimenea, muros, y tanques (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014). En el contexto de edificios adyacentes existen tres tipos de casos que pueden presentarse ante el posible golpeteo al no cumplirse el espaciamiento mínimo, estos son:

**Figura 56:**

*Definición de separación entre edificios adyacentes*

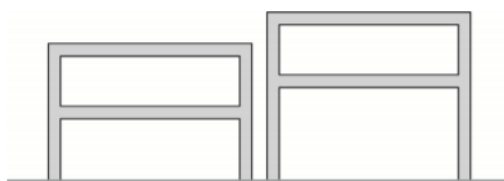


*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

- Que los pisos estén separados verticalmente por menos de 60cm, considerando que el golpeteo puede ser desde el piso de la primera edificación hacia las columnas o vigas de la otra edificación, como se muestra en la Figura 57.

**Figura 57:**

*Sistema de pisos no alineados verticalmente*

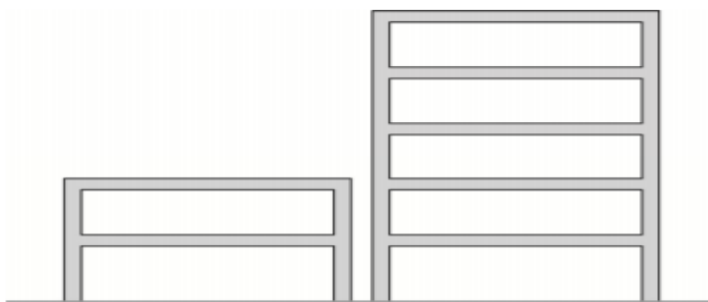


*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

- Un edificio es dos o más pisos más alto que el edificio adyacente, de acuerdo a la Figura 58. El daño puede concentrarse en el edificio más alto provocando daño en el nivel del techo del edificio más corto.

**Figura 58:**

*Edificios adyacentes con variación vertical significativa*



*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

- Se crean demandas altas de resistencia al edificio que se encuentre al final de una fila de edificios adyacentes, el último al no tener continuidad con otro adyacente no podría equilibrar las cargas producidas por un terremoto en la dirección paralela a la línea de acción de los edificios, como se muestra en la Figura 59.

**Figura 59:**

*Sistema de edificios adyacentes no continuos*



*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

Tomando en cuenta estas tres restricciones, las cuales poseerán el mayor distanciamiento para cumplir dicha condición sin importar la zona sísmica en la cual se encuentren, se tendrán los siguientes distanciamientos de acuerdo a la región sísmica como se aprecia en la Tabla 9.

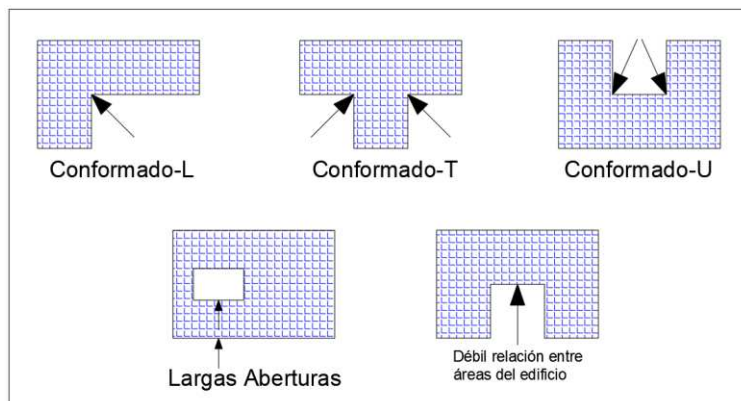
**Tabla 9:**

*Separación mínima entre edificaciones de acuerdo a la región sísmica*

<b>Región sísmica</b>	<b>Separación mínima por piso</b>
<b>Muy Alta</b>	5 cm
<b>Alta</b>	3.75 cm
<b>Moderadamente alta</b>	2.5 cm
<b>Moderada y Baja</b>	1.25 cm

*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

- **Irregularidades:** Las irregularidades de un edificio están relacionadas con el diseño arquitectónico, el uso, por ejemplo: por lo general el primer piso suele ser mayor que los otros, o el uso de la planta puede ser para local comercial y los superiores para departamentos, o puede que en un costado tenga varias ventanas mientras que por otro costado tenga paredes sólidas, estos factores afectan el comportamiento de la edificación ante la presencia del sismo. Las irregularidades de construcción se dividen en verticales y de planta. Dentro de las irregularidades se pueden distinguir las de elevación, planta y por configuración de la edificación (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

**Figura 60:***Tipología de irregularidades en planta**Fuente:(Lizundia et al., 2014)*

- Riesgos De Caída Del Exterior:** Los peligros de caídas de elementos no estructurales de una edificación tales como chimeneas, tanques, parapetos, recubrimientos pesados, cubiertas, pueden ser de riesgos para la vida de las personas. Aunque el edificio no presente un daño estructural como tal, se puede considerar un riesgo las caídas de otros elementos no estructurales, el inspector deberá observar si existe algún peligro fuera de los mencionados para poder llenar el formulario (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).
- Daños Y Deterioro:** El deterioro de los materiales de construcción es un factor muy importante debido a que esto puede afectar la resistencia ante la fuerza sísmica, esto implica que se debe realizar una evaluación más detallada en los elementos que son visibles los daños y en los no visibles (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

## Tipos De Estructuras Utilizadas En Fema 154.

Las siguientes 17 estructuras son aquellas consideradas en la metodología

FEMA P-154:

**Tabla 10:**

*Estructuras consideradas por FEMA P-154 para la evaluación*

#	Nomenclatura	Descripción
1	W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
2	W1A	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
3	W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrado.
4	S1	Edificio con estructura de acero resistente a momento.
5	S2	Edificio con estructura de acero arriostrado.
6	S3	Construcciones metálicas ligeras.
7	S4	Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in-situ.
8	S5	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada.
9	C1	Edificios de estructuras resistentes a momentos.
10	C2	Edificio cortante de pared de hormigón.
11	C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada.
12	PC1	Edificio hormigón prefabricado.
13	PC2	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
14	RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo.
15	RM2	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo.
16	URM	Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.
17	MH	Las viviendas prefabricadas.

*Fuente: (Lizundia et al., 2014)*

- **Puntajes básicos:** de acuerdo a la sismicidad del sector donde se encuentra emplazada la edificación, se dividen en las siguientes categorías. Las regiones de sismicidad que nos presentan son las siguientes:

- Muy alta sismicidad (VH)

- Alta (H)
- Moderadamente alta (MH)
- Moderada (M)
- Baja (L)

En el caso del edificio administrativo del Colegio Militar se puede considerar con una calificación de puntaje básico de entre muy alta y alta sismicidad dentro de los parámetros mencionados por FEMA P-154, esto se lo verifica también con el valor de sismicidad dado por la NEC-15 (Normativa Ecuatoriana de la Construcción 2015) que proporciona un valor de  $0.4 g$  o mejor catalogado como sismicidad alta para la ciudad de Quito.

- **Pre-Código:** La puntuación de pre-código se considera si el edificio fue diseñado antes de la aprobación inicial y aplicación de los códigos sísmicos para las construcciones según Fema, el evaluador tendrá estos datos mediante una preparación previa a la visita de campo y compara el año de construcción con los códigos sísmicos y los años que fueron adoptados según fema 154, es importante conocer que la puntuación de modificador pre-código no se aplica para zona de bajo riesgo sísmico (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).
- **Post-Código:** Esta puntuación del modificador se la emplea cuando el edificio evaluado ha sido diseñado o construido después de los códigos sísmicos, el año que se adoptaron dichas mejoras se denomina punto o año de referencia (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

- **Puntuación Mínima,  $S_{min}$ :** El aporte de la puntuación mínima es considerar las posibles peores combinaciones tal como las irregularidades verticales y de planta, tipo de suelo, de una sola vez, y así evitar una puntuación final menor a cero debido a la sumatoria de los modificadores que se evaluaron de manera individual (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).
- **Determinación De La Puntuación Final Nivel 1:** El puntaje final para el formulario de nivel 1 de sismicidad alta considera que para determinado edificio se deberán sumar los puntajes finales de cada modificador considerando el tipo de edificación y aspectos dados por el mismo formulario (Carrión, 2016; Lizundia et al., 2014).

#### **Criterio de evaluación final:**

El criterio compete a la conclusión sobre las acciones a tomar para el edificio, en el contexto existen cuatro diferentes escenarios a contemplar si se debe realizar una evaluación más detallada o no; a continuación, se presentan los casos posibles:

- **Sí requiere evaluación más detallada;** tipo de edificio FEMA desconocido u otro edificio. Si el inspector tiene poca o ninguna confianza sobre cualquier opción para el sistema estructural, o si el edificio no cumple con ninguno de los 17 Tipos de Edificio de FEMA considerados en el formulario, el examen no puede usarse para concluir que el edificio no es potencialmente peligroso. Por lo tanto, un profesional de diseño experimentado debe realizar una evaluación estructural detallada del edificio. En algunos casos, el ingeniero supervisor u otro evaluador más experimentado puede determinar el tipo de edificio de FEMA y completar la evaluación.

- **Sí requiere una evaluación más detallada;** si puntúa menos que el límite. Si el edificio recibe un puntaje menor que el límite, puede ser sísmicamente peligroso y debe recibir una evaluación estructural detallada por un profesional de diseño experimentado.
- **Sí requiere una evaluación más detallada;** otros peligros presentes. Si hay otros peligros presentes, como se indica en la sección "Otros peligros" del formulario, el edificio puede ser sísmicamente peligroso y debe recibir una evaluación estructural detallada por un profesional de diseño experimentado.
- **No requiere una evaluación más detallada.** Si el edificio recibe un puntaje mayor que el límite, y no hay otros peligros presentes, entonces no se requiere una Evaluación Estructural Detallada.

Tomando en cuenta los parámetros mencionados y la calificación obtenida se procede a realizar el criterio final de la evaluación (Lizundia et al., 2014).

### **Resultados**

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para el edificio administrativo del Colegio Militar "Eloy Alfaro", los formularios tanto para el nivel 1 y 2 de alta sismicidad se los podrá encontrar en el Anexo 2.

La utilización de ambos formularios se dio a criterio de los autores de esta investigación y basados en la recomendación del manual FEMA P-154, el cual



contempla que la realización del formulario 2 de alta sismicidad es opcional y que tenga el propósito de corroborar los datos del primer formulario sin un mayor esfuerzo y tiempo, así como el obtener mayor información de valiosa importancia; Los resultados de del formulario 1 y 2 de alta sismicidad obtuvieron el resultado de valores mínimos lo cual corrobora que los datos obtenidos son fiables y se puede proseguir con un análisis más detallado.

El resultado proveniente de la evaluación realizada categoriza a la edificación como vulnerable ante eventos sísmicos y recomienda que se realice una evaluación más detallada para verificar la factibilidad de una posible intervención a nivel estructural y no estructural como se indica en el apartado evaluación final de la sección 0, esto debido a que los valores obtenidos mediante la evaluación son menores a los mínimos para su clase ( $S_{min} = 0.2$ ) por lo cual se usarán los valores mínimos y se categorizará a la edificación como vulnerable evidenciando un claro potencial de fragilidad ante eventos de magnitud considerable; esta conclusión se da como una primera instancia al criterio final tomando en cuenta que el mismo formulario al poseer valores mínimos como resultado ordena la ejecución de un diagnóstico más detalle, por lo cual se usará el diagnóstico del índice de vulnerabilidad propuesto por *Benedetti & Petrini* en 1984.

Sumar múltiples modificadores de puntaje puede sobreestimar el efecto combinado de múltiples condiciones y puede resultar en un puntaje final menor a cero (Lizundia et al., 2014). Una puntuación negativa o nula implica una probabilidad de colapso superior al 100%, lo que no es posible, el valor del puntaje mínimo ( $S = 0.2$ ) usado considera la peor combinación posible de tipo de suelo, irregularidades verticales y de planta, y antigüedad del edificio, todo a la vez, estrictamente superior a un valor de cero.

### **Diagnóstico de acuerdo a Índice de Vulnerabilidad Sísmica**

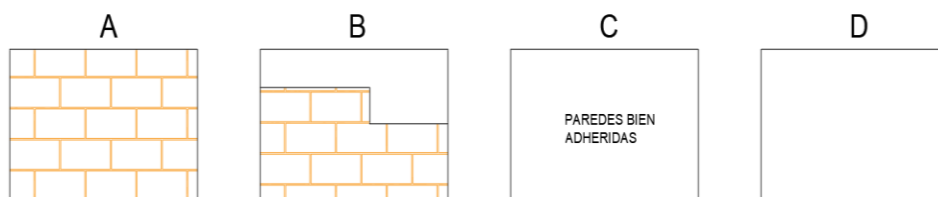
A continuación, se presentan los criterios de evaluación y la metodología aplicativa para el ingreso de datos del método propuesto por Benedetti & Petrini, (1984).

#### **Parámetros de evaluación**

- **Tipo y organización del sistema resistente:** Este parámetro evalúa la eficacia que posee la estructura de acuerdo con el tipo de material que posee y a la existencia de columnas y vigas, evaluando las conexiones entre los elementos de resistencia vertical, unión de paredes y sus conexiones en las esquinas. Se cataloga de acuerdo a la Figura 61 y su calificación se obtiene de la Tabla 11.

#### **Figura 61:**

*Clasificación del tipo de sistema resistente*



*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

**Figura 62:**

*Configuración actual del sistema resistente de viga y columna*

**Figura 63:**

*Configuración actual del sistema resistente de viga, columna y muro*



Concorde a la configuración actual se puede considerar la siguiente opción:

Tabla 11:

Calificación del sistema resistente

Calificación	Descripción
A	Edificación en mampostería reforzada o confinada en todas las plantas. Presenta vigas y columnas de confinamiento en todas las plantas.
B	Edificación en mampostería que no posee vigas de confinamiento en alguna de las plantas o no posee columnas de confinamiento en los pisos superiores; o a su vez, presenta vigas de confinamiento sin columnas; o columnas sin vigas de confinamiento.
C	No presenta los puntos del punto B, pero presenta buena ligazón entre paredes ortogonales resistentes.
D	Edificación en mampostería que no posee vigas y columnas de confinamiento en ninguna de las plantas.

Fuente: (Benedetti &amp; Petrini, 1984)

- **Calidad del sistema resistente**

Parámetro que examina las características y homogeneidad de los materiales, además clasifica el tipo de mampostería más presente en la edificación. Se califica de acuerdo con la Tabla 12.

Figura 64:

Condición actual de la calidad resistente



Tabla 12:

Calificación de la calidad del sistema resistente

Calificación	Descripción
A	Todas las unidades que conforman la mampostería son de un mismo tipo y poseen dimensiones constantes y buena colocación. Buen ligamento.
B	Existen 2 tipos de unidades de mampostería en la edificación; o menos del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de la mampostería
C	Existen tres tipos de unidades de mampostería en la edificación; o más del 50% de las unidades tienen dimensiones diferentes o incorrecta colocación. El ligamento presenta separación con las piezas de mampostería.
D	Mampostería con unidades muy irregulares y sin trabazón, mampostería de ladrillo de baja calidad, incrustaciones de piedra de baja calidad no homogénea o muy pequeñas, sin ligamento en todo el panel.

Fuente: (Benedetti &amp; Petrini, 1984)

- **Resistencia convencional**

Este parámetro analiza el comportamiento estructural y lo evalúa mediante un concepto muy utilizado en las normativas que es el Coeficiente Sísmico “C” en ecuación (3).

$$C = \frac{a_0 * \tau_k}{q * N} * \sqrt{1 + \frac{q * N}{\frac{3}{2} * a_0 * \tau_k * (1 + \gamma)}} \quad (3)$$

Donde:

- $N$ : Número de pisos

- $A = \min [A_X; A_Y]$  (4)

- $B = \max [A_X; A_Y]$  (5)

- $a_0 = \frac{A}{A_T}$  (6)

- $\gamma = \frac{B}{A}$  (7)

- $q = \frac{(A+B)*h}{A_T} * P_m + P_s$  (8)

Donde:

- $A_T$ : Es el área total en planta en  $[m^2]$
- $\tau_k$ : Resistencia cortante de la mampostería en  $[T/m^2]$  (véase la Tabla 13)
- $A_X$ : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido X en  $[m^2]$
- $A_Y$ : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido Y en  $[m^2]$
- $h$ : Es el promedio de alturas de los entrepisos en  $[m]$
- $P_m$ : Peso específico de la mampostería  $[T/m^3]$
- $P_s$ : Peso del entrepiso en  $[T/m^2]$

**Tabla 13:**

*Esfuerzos cortantes promedio para diferentes tipos de materiales*

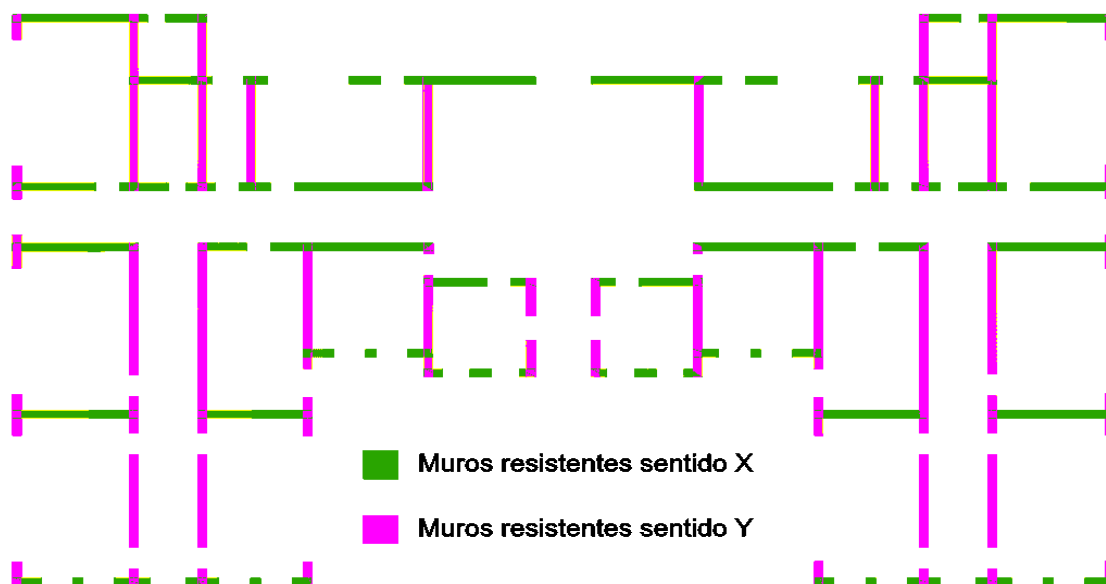
<b>Tipo de material</b>	<b>Esfuerzo cortante (<math>\tau_k</math> Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Ladrillo macizo, calidad regular	6-12
Ladrillo macizo, buena calidad	18
Bloque macizo, mortero-cemento	18
Mampostería nueva, ladrillo macizo	20
Mampostería nueva, bloque macizo	20
Mampostería nueva, ladrillo/bloque macizo	18

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

En la Figura 65 se presenta el sistema actual de paredes portantes para el sentido X e Y, las mismas que presentan la configuración de acuerdo a los planos antes mostrados.

**Figura 65:**

*Sistema de paredes portantes en sentido X e Y*



Y finalmente, el coeficiente sísmico es dividido para un valor constante de 0.4 con el fin de normalizarlo.

$$\alpha = \frac{C}{0.4} \quad (9)$$

Por lo tanto, se podrá obtener los siguientes resultados:

**Tabla 14:**

*Parámetros de ingreso y resultado del coeficiente sísmico "C"*

Parámetro	Valor	Fuente	Unidad
Número de pisos	3	Planos arquitectónicos	pisos
Área total de planta	1346,84	Planos arquitectónicos	m <sup>2</sup>
Área muros resistentes sentido X	77,09	Planos arquitectónicos (Figura 65)	m <sup>2</sup>
Área muros resistentes sentido Y	84,60	Planos arquitectónicos (Figura 65)	m <sup>2</sup>

Parámetro	Valor	Fuente	Unidad
Altura media de los entresijos	$h$	$\frac{3,95 + 3,95 + 3,75}{3} = 3,88$	Planos arquitectónicos <b>m</b>
Resistencia cortante de la mampostería	$\tau_k$	8	Tabla 13 <b>Ton/m<sup>2</sup></b>
Peso específico de la mampostería	$P_m$	$\frac{0,0012147}{0,1265 * 0,11 * 0,057} = 1,5315$	Ensayo compresión de mampostería <b>Ton/m<sup>3</sup></b>
Peso de entresijo (por unidad de diafragma.)	$P_s$	0,555	Tabla 66 y Tabla 68 <b>Ton/m<sup>2</sup></b>
	$A$	$\min[A_x; A_y] = 77,09$	Ecuación ( 4 ) <b>m<sup>2</sup></b>
	$B$	$\max[A_x; A_y] = 84,60$	Ecuación ( 5 ) <b>m<sup>2</sup></b>
	$a_0$	$\frac{77,09}{1346,84} = 0,057$	Ecuación ( 6 ) [-]
	$\gamma$	$\frac{84,6}{77,09} = 1,098$	Ecuación ( 7 ) [-]
	$q$	$\frac{(77,09 + 84,60) * 3,88}{1346,84} * 1,5315$ $+ 0,585 = 1,268$	Ecuación ( 8 ) <b>Ton/m<sup>2</sup></b>
Coefficiente sísmico	$C$	$\frac{0,057 * 8}{1,268 * 3}$ $* \sqrt{1 + \frac{3}{2} * 0,057 * 8 * (1 + 1,098)}$ $= 0,23$	Ecuación ( 3 ) [-]
Coefficiente sísmico normalizado	$\alpha$	$\frac{0,23}{0,4} = 0,57$	Ecuación ( 9 ) [-]

La calificación del coeficiente sísmico normalizado se da de acuerdo a la Tabla 15 en la que se puede calificar la estructura de mampostería en cuatro posibles estados.



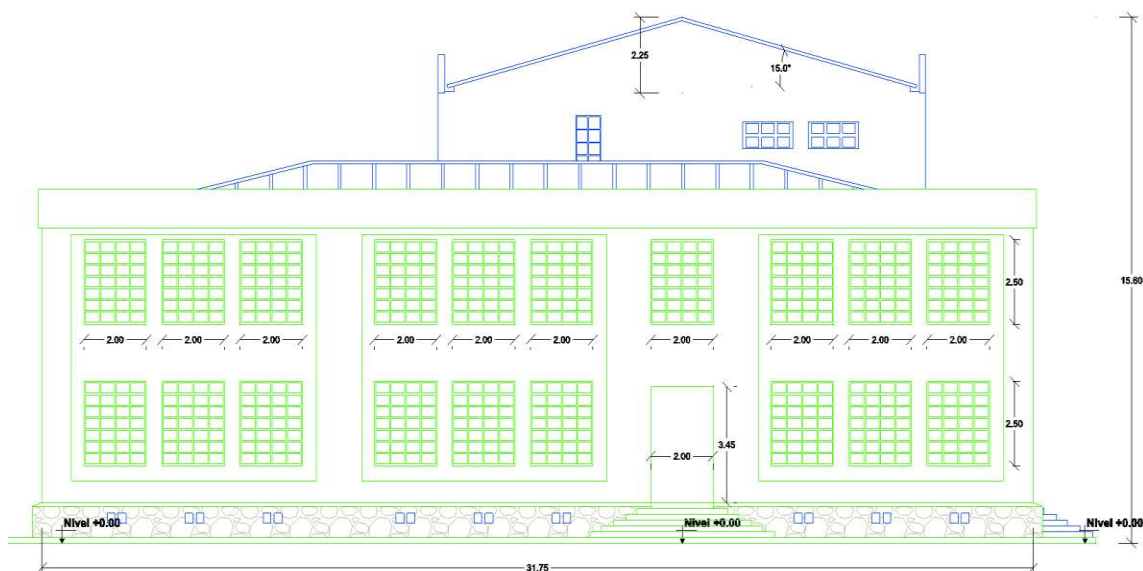
**Tabla 15:***Calificación final para la resistencia convencional*

Calificación	Descripción
A	Estructuras con valor de $\alpha > 1$
B	Estructuras con valor entre $0.6 \leq \alpha < 1$
C	Estructuras con valor entre $0.4 \leq \alpha < 0.6$
D	Estructuras con valor entre $\alpha < 0.4$

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

- **Posición del edificio y la cimentación**

Parámetro que, mediante la inspección visual de la cimentación y el terreno de implantación, evalúa cualidades de interacción entre el terreno y la edificación. Se categoriza mediante la consistencia del terreno, sus pendientes o desniveles.

**Figura 66:***Relación entre la edificación y el terreno donde se emplaza*

Como se puede observar en la Figura 66, el terreno de implantación no posee pendientes en toda su superficie.

**Tabla 16:**

*Calificación ante la posición del piso y la cimentación*

Calificación	Descripción
<b>A</b>	Cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior al 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo además terraplenes.
<b>B</b>	Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10% y el 30% o sobre suelo blando con pendientes entre el 10% y el 20%, la diferencia máxima entre las cotas de la cimentación es 1m y existen terraplenes equilibrados.
<b>C</b>	Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre el 30% y el 50%; la diferencia máxima entre las cotas de cimentación no supera 1m y existen terraplenes no equilibrados.
<b>D</b>	Cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o rocoso con pendiente no menor al 50%, la diferencia entre cotas de cimentación supera 1m y no existen terraplenes equilibrados.

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

- **Diafragmas horizontales**

Este parámetro contempla la rigidez que aporta el sistema de diafragmas de piso a la estructura principal, además de las conexiones entre el sistema de piso y los elementos de soporte verticales; se verifican que las conexiones entre elementos sean las más adecuadas.

**Figura 67:**

*Estado actual de la conexión entre paredes portantes y piso*



De acuerdo a lo establecido en anteriores párrafos sobre la excesiva vibración del entrepiso se puede asumir que posee deflexiones considerables que deberán ser corregidas. Las uniones entre el entrepiso y los muros es de carácter deficiente ya que, como se muestra en la Figura 67 no se ha confinado de manera adecuada a la vigueta de madera dando como resultado un estado de fatiga a la viga provocando que la misma tenga separación entre sus fibras, esto sucede en todas las viguetas de todos los entrepisos.

**Tabla 17:**

*Calificación para el sistema de diafragmas horizontales*

Calificación	Descripción
	Con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformabilidad despreciable en el plano del diafragma.</li> <li>• Conexión eficiente entre sistema de diafragma y panel.</li> <li>• Ausencia de plano a desnivel.</li> </ul>
<b>B</b>	Edificios del tipo A, pero no cumplen con la condición 3.
<b>C</b>	Edificios del tipo A, pero no cumplen con la condición 1 y 3.
<b>D</b>	Edificaciones con sistemas de forjados de cualquier naturaleza sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

- **Configuración en planta**

Parámetro que evalúa la configuración en planta de acuerdo a los siguientes cálculos:

$$\beta_1 = a/L \quad (10)$$

$$\beta_2 = b/L \quad (11)$$

Donde:

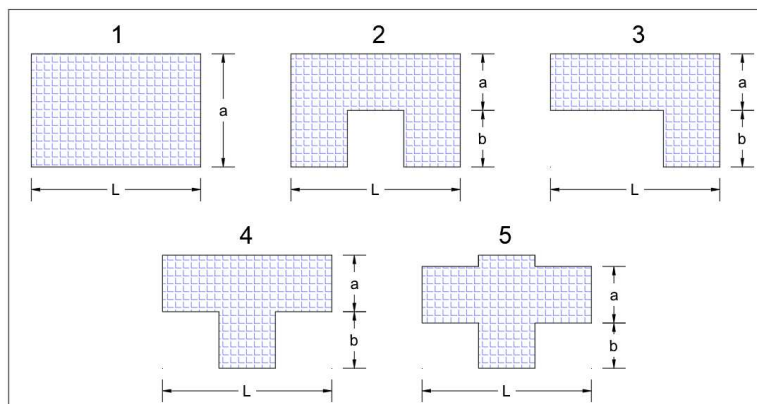
$a$ : Dimensión menor del edificio.

$L$ : Dimensión mayor del edificio.

$b$ : Dimensión de los elementos que sobresalgan de las dimensiones principales.

**Figura 68:**

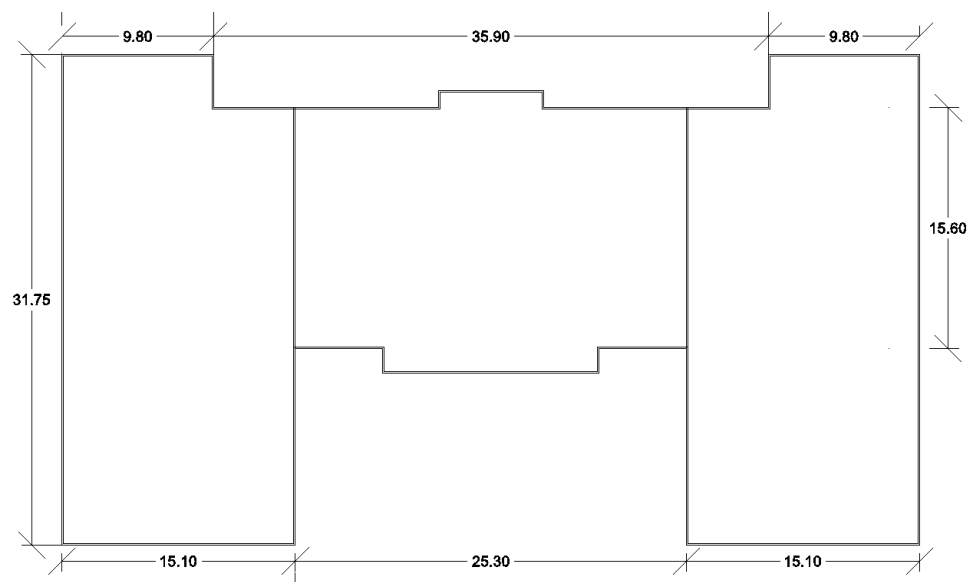
*Tipología de configuración en planta*



Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)

**Figura 69:**

*Dimensiones principales del edificio en metros*



**Tabla 18:***Resultado de los parámetros de configuración en planta*

Parámetro	Valor	Fuente	Unidad
$\beta_1$	$\frac{15.6}{55.5} = 0.2811$	Ecuación ( 10 )	[-]
$\beta_2$	$\frac{12.7}{55.5} = 0.2288$	Ecuación ( 11 )	[-]

La clasificación de acuerdo a los valores antes establecidos se puede evaluar de acuerdo a la Tabla 19:

**Tabla 19:***Calificación de la configuración en planta*

Calificación	Descripción
<b>A</b>	Estructuras con valores de $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$
<b>B</b>	Estructuras con valores de $0.6 \leq \beta_1 \leq 0.8$ ó $0.1 \leq \beta_2 \leq 0.2$
<b>C</b>	Estructuras con valores de $0.4 \leq \beta_1 \leq 0.6$ ó $0.2 \leq \beta_2 \leq 0.3$
<b>D</b>	Estructuras con valores de $\beta_1 \leq 0.4$ ó $\beta_2 \geq 0.3$

Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)

- **Configuración en elevación**

Este parámetro considera, para su evaluación, las irregularidades que una edificación pueda poseer en elevación debido a la presencia de torres, porches, etc.

Para realizar esta evaluación se tiene la ecuación ( 12 ).

$$\Delta M / M1 \quad ( 12 )$$

Donde:

$\Delta M$  es la variación de la masa del piso superior con respecto al inferior

$M1$  es la masa del piso inferior

$M2$  es la masa del piso superior

**Tabla 20:***Peso de los elementos para la segunda y tercera planta*

<b>Piso inferior (M1)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso</b>	<b>Fuente</b>	<b>Unidad</b>
<b>Peso mampostería</b>	811.20	Planos Arquitectónicos (volumen*peso específico)	Ton
<b>Peso elementos estructurales</b>	241.98	Planos Estructurales (volumen*peso específico)	Ton
<b>Peso entrepiso</b>	129.3	Tabla 66 (Carga permanente*área)	Ton
<b>Peso total (M1)</b>	1182.48		Ton
<b>Piso superior (M2)</b>			
<b>Peso mampostería</b>	210.11	Planos Arquitectónicos (volumen*peso específico)	Ton
<b>Peso elementos estructurales</b>	235.99	Planos Estructurales (volumen*peso específico)	Ton
<b>Peso entrepiso</b>	129.3	Tabla 66 (Carga permanente*área)	Ton
<b>Peso de cubierta</b>	41.36	Planos Estructurales Carga*área + peso elementos varios	Ton
<b>Peso total (M2)</b>	616.76		Ton

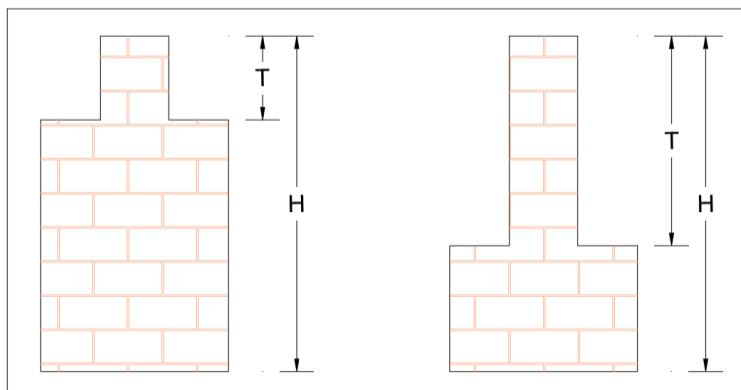
Por lo tanto

$$\frac{\Delta M}{M1} = \frac{616.76 - 1182.48}{1182.48} = -0.478 = 47.8\%$$

Otra forma de determinar es mediante la relación  $T/H$  de acuerdo como se muestra en la Figura 70.

**Figura 70:**

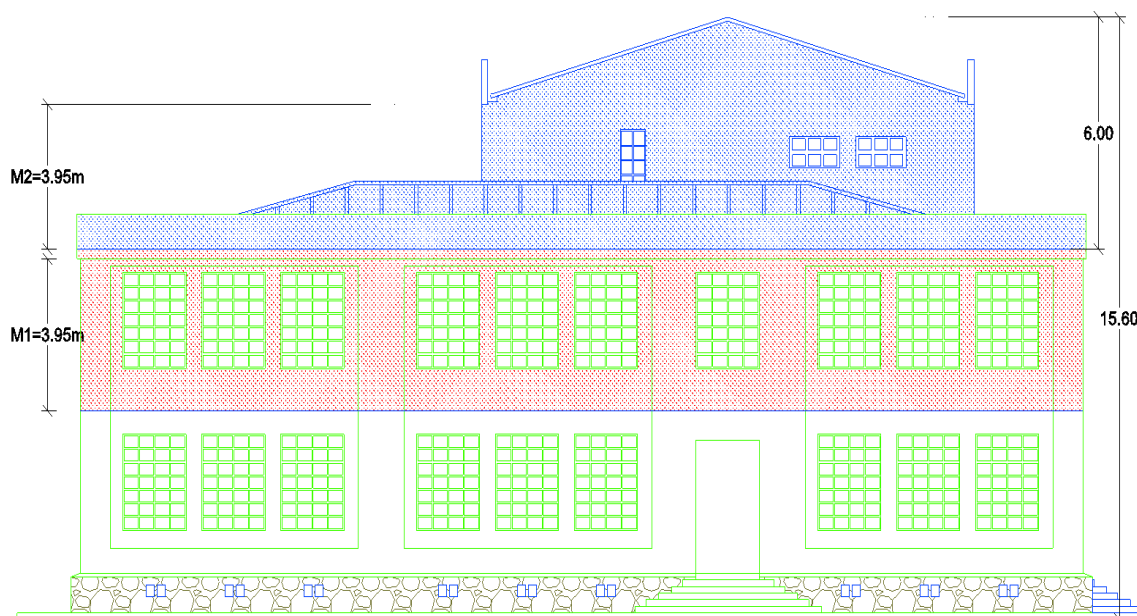
*Relación entre T y H para configuración en elevación*



*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

**Figura 71:**

*Medidas generales de la configuración en elevación*



Siendo  $\frac{T}{H} = \frac{6}{15.6} = 0.385$ , de acuerdo al cálculo que realicemos tendremos las

siguientes calificaciones a considerar en la Tabla 21:

**Tabla 21:***Calificación de la configuración en elevación*

Calificación	Descripción
<b>A</b>	Estructuras con valores de $\Delta M/M_1 < 10\%$
<b>B</b>	Estructuras con una estructura de porche menor al 10% o con $10\% \leq \Delta M/M_1 < 20\%$
<b>C</b>	Estructuras con una estructura de porche entre el 10% y el 20% o con $\Delta M/M_1 > 20\%$ ó con $T/H < 2/3$
<b>D</b>	Estructuras con una estructura de porche mayor al 20, con $\Delta M/M_1 > 0\%$ ó con $T/H > 2/3$

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

- **Espaciamiento máximo entre muros**

Este parámetro considera el espaciamiento existente entre muros transversales a los muros principales, y si este espaciamiento es excesivo. La valoración se realiza de acuerdo a la siguiente ecuación

$$L/S \quad (13)$$

Donde:

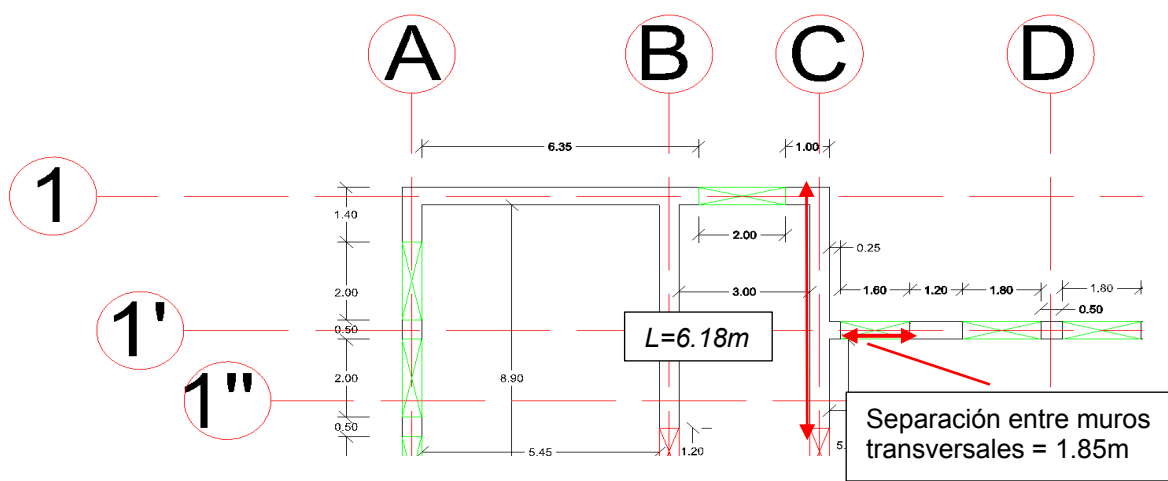
**S** es el espesor del muro principal.

**L** es el espaciamiento máximo entre muros transversales.



Figura 72:

Plano detalle del espaciamiento máximo entre muros transversales



La relación máxima entre muros transversales se da en los ejes 1' entre C y D, por lo tanto:

$$\frac{L}{S} = \frac{6.18}{1.85} = 3.34$$

La valoración se puede clasificar de acuerdo a la siguiente tabla

Tabla 22:

Calificación de la relación entre muros, parámetro  $L/S$

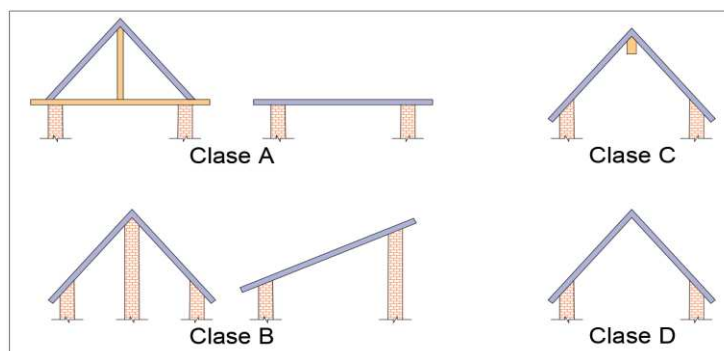
Calificación	Descripción
A	Estructuras con $L/S < 15\%$
B	Estructuras con $15\% \leq L/S < 18\%$
C	Estructuras con $18\% \leq L/S < 25\%$
D	Estructuras con $L/S > 25\%$

Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)

- Tipo de cubierta

Este parámetro evalúa la tipología y el peso de la cubierta, juntamente con el comportamiento sísmico del conjunto estructural. Se verifica de acuerdo con la Figura

73.

**Figura 73:***Tipos de cubierta**Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)***Figura 74:***Estado actual del sistema de cumbrero***Tabla 23:***Calificación del tipo de cubierta*

Calificación	Descripción
<b>A</b>	Presenta cubierta estable con viga cumbrera o de soporte. Estructura con cubierta plana.
<b>B</b>	Presencia de cubierta estable y bien conectada a los paneles de mampostería, sin viga de soporte. Edificio con cubierta parcialmente estable.
<b>C</b>	Presencia de cubierta inestable, pero con viga de soporte.
<b>D</b>	Presencia de cubierta inestable sin vigas de soporte.

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

- **Elementos no estructurales**

El parámetro considera aquellos elementos que no participan estructuralmente como cornisas, parapetos, balcones o elementos de tamaño considerable. Estos elementos que, a pesar de no pertenecer al sistema estructural, podrían causar graves afectaciones si llegan a destruirse.

**Figura 75:**

*Elemento no estructural anclado a la estructura principal*



**Tabla 24:**

*Calificación del sistema estructural relacionado con el no estructural*

Calificación	Descripción
A / B	Edificios sin cornisas, parapetos ni balcones. Edificios sin cornisas bien colocadas a los paneles, con chimeneas de pequeñas dimensiones y bajo peso. Edificios con balcones que son extensiones de los forjados estructurales.
C	Edificios con elementos externos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal.
D	Edificios con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal con peso considerables y mal conectado a la estructura, que pueden caer en caso de sismo. Edificios con balcones sin conexión a los forjados a con balcones construidos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente a los paneles de mampostería.

Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)

- **Estado de conservación**

El parámetro considera posible deterioro en edificaciones de este tipo y antigüedad. Estos deterioros pueden afectar la capacidad del sistema resistente vertical y lateral, y son generados por acción del medio ambiente como viento, agua, sol, elementos vegetales, etc. y agentes externos como animales, tipo de suelo, desastres naturales, etc.

**Tabla 25:**

*Calificación debido al estado de conservación*

<b>Calificación</b>	<b>Descripción</b>
<b>A</b>	Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible.
<b>B</b>	Paneles con presencia de agrietamiento de tipo capilar no extendido en todo el panel, con la excepción de los casos en que dicho agrietamiento ha sido provocado por sismos.
<b>C</b>	Paneles con grietas de mediano tamaño (2 a 3 mm de espesor) o con agrietamiento tipo capilar de origen sísmico. Estructura que no presenta agrietamiento, pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de los paneles.
<b>D</b>	Panales que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamientos de espesor superior a 3mm.

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

**Figura 76:**

*Formas de deterioro hallados en la edificación*



*a) Por carbonatación del hormigón*

*b) Por edad de los materiales y mal mantenimiento*



*c) Por malas técnicas constructivas*

*d) Por falta de mantenimiento*



*e) Por malas prácticas constructivas*

*f) por acciones de agentes externos (lluvia, viento, etc.)*

## Formulario para levantamiento de datos

**Tabla 26:**

*Formulario de ingreso de datos para el índice de vulnerabilidad*

<b>No. Edificio:</b> Edificio administrativo del Colegio Militar "Eloy Alfaro"							
<b>Dirección:</b> Av. Orellana y Av. Amazonas, frente al Hotel Marriot, Quito, Ecuador							
<b>No. Observador:</b> Pablo Mazón y Juan Pablo Reinoso				<b>Fecha:</b> 08/01/2020			
#	Criterio		Calificación o valor				Unidad
			A	B	C	D	
1.	<b>Organización del sistema resistente</b>			x			[-]
2.	<b>Calidad del sistema resistente</b>			x			[-]
3.	<b>Resistencia convencional</b>				x		[-]
	3.1.	Número de pisos	$N$	3			pisos
	3.2.	Área total de planta	$A_T$	1346.84			m <sup>2</sup>
	3.3.	Área muros resistentes sentido X	$A_X$	77.09			m <sup>2</sup>
	3.4.	Área muros resistentes sentido Y	$A_Y$	84.60			m <sup>2</sup>
	3.5.	Altura media de los pisos	$h$	3.88			m
	3.6.	Resistencia cortante de la mampostería	$\tau_k$	8.00			Ton/m <sup>2</sup>
	3.7.	Peso específico de la mampostería	$P_m$	1.5315			Ton/m <sup>3</sup>
	3.8.	Peso de entrepiso (por unidad de diafragma.)	$P_s$	0.585			Ton/m <sup>2</sup>
	3.9.	Coefficiente sísmico	$C$	0.23			[-]
	3.10.	Coefficiente sísmico normalizado	$\alpha$	0.57			[-]
4.	<b>Posición del edificio y de la cimentación</b>		x				[-]
5.	<b>Diafragmas horizontales</b>					x	[-]
6.	<b>Configuración en planta</b>					x	[-]
	6.1.	Parámetro 1	$\beta_1$	0.2811			[-]
	6.2.	Parámetro 2	$\beta_2$	0.2288			[-]
7.	<b>Configuración en elevación</b>				x		[-]
	7.1.	Relación 1 configuración elevación	$T/H$	0.385			[-]
	7.2.	Relación 2 configuración elevación	$\Delta M/M_1$	47.8			%
8.	<b>Distancia máxima entre los muros L/S</b>					x	[-]
	8.1.	Relación de distancia entre muros transversales	$L/S$	3.34			[-]
9.	<b>Tipo de cubierta</b>		x				[-]
10.	<b>Elementos no estructurales</b>					x	[-]
11.	<b>Estado de conservación</b>				x		[-]

### Cuantificación del índice de vulnerabilidad

Una vez obtenidas las calificaciones de los once parámetros ya establecidos, se procede a la cuantificación del índice de vulnerabilidad de acuerdo a la clasificación e importancia de cada parámetro. Para esto se utiliza la escala propuesta por el método que se muestra en la Tabla 27.

**Tabla 27:**

*Ponderación final de acuerdo a los parámetros calificados*

#	Parámetro	$K_iA$	$K_iB$	$K_iC$	$K_iD$	Coef. Peso $W_i$
1	Organización del sistema resistente.	0	5	25	45	1.00
2	Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3	Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4	Posición del edificio y la cimentación.	0	5	25	45	0.75
5	Diafragmas horizontales.	0	5	25	45	1.00
6	Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7	Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8	Separación de muros.	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta.	0	1.5	25	45	1.00
10	Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11	Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00

*Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)*

Dicha tabla relaciona cada parámetro con un coeficiente de peso  $W_i$ , el mismo que varía de 0.25 a 1.5 de acuerdo con la importancia del parámetro analizado en edificaciones de mampostería. Para la cuantificación se usará la ecuación ( 14 ).

$$I_V = \sum_{i=1}^{11} K_i * W_i \quad ( 14 )$$

Donde:

$I_V$ : Índice de vulnerabilidad sísmica de la edificación de mampostería.

$K_i$ : Rango del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro  $i$ .

$W_i$ : Coeficiente de peso.

Por lo tanto

$$I_V = 5 * 1 + 5 * 0.25 + 25 * 1.5 + 0 * 0.75 + 45 * 1 + 45 * 0.5 + 25 * 1 + 45 * 0.25 + 0 * 1 + 45 * 0.25 + 25 * 1 = 183.75$$

Si verificamos tanto la ecuación proporcionada para el índice de vulnerabilidad, conjuntamente con la Tabla 27, obtendremos que el índice se encuentra en una escala continua de valores comprendidos de 0 a 382.5 siendo este último valor el 100% o 1.

$$I_V = \frac{183.75}{382.5} * 100 = 48.04\%$$

Para cualificar el resultado obtenido en valor de porcentaje, se debe categorizar de acuerdo a la Tabla 28 basada en el índice de vulnerabilidad.

**Tabla 28:**

*Resultado del diagnóstico mediante el índice de vulnerabilidad*

Rango	Índice de vulnerabilidad
$I_V \leq 15\%$	Baja
$15\% < I_V < 35\%$	Media
$I_V \geq 35\%$	Alta

Fuente: (Benedetti & Petrini, 1984)



El resultado obtenido mediante el índice de vulnerabilidad es evidente dándonos una clara respuesta de que el sistema requiere una intervención tanto en el área estructural como mantenimientos significativos a los elementos que componen la edificación. Este alto índice se da debido al deterioro por edad, técnicas constructivas y materiales de construcción no basados en normativas sismorresistentes.

Esta evaluación conjuntamente con el diagnóstico mediante la FEMA P-154 indican con toda claridad que la edificación de estudio posee una elevada probabilidad de sufrir daño en los próximos eventos sísmicos en el caso de que la edificación no sea intervenida estructuralmente para aumentar su eficiencia ante esfuerzos provocados por terremotos; además de esta conclusión, se puede evidenciar un alto impacto por falta de mantenimiento llegando a provocar avanzado deterioro de los elementos que componen la estructura.

## **Geotecnia**

### ***Ensayo de penetración estándar o SPT***

El ensayo se realiza con el objetivo de recuperar muestras alteradas del suelo para elaborar los perfiles geológicos del mismo, además de identificar los tipos de suelo existentes y definir su estratigrafía, esto se lo podrá realizar in-situ mientras que en laboratorio se podrá clasificar las muestras extraídas identificándolas mediante sus propiedades como contenido de humedad, tamaño y proporción de sus partículas, límites de consistencia, entre otros. Este ensayo consiste en el número de golpes que el penetrómetro necesita hincarse para superar determinada profundidad.

El ensayo en si consiste en hincar el tubo partido para que penetre 30 cm en el terreno, ayudados de un martillo de 63.5kg de peso y una altura de caída de 75 cm, contabilizándose el número de golpes “N”, esto hasta llegar a tener un número de golpes menor a 50, si este valor es superado se suspende el hinchamiento y se asume que el suelo es sumamente bueno y solo se procede a extraer las muestras para ensayar el suelo en laboratorio. (Sísmica de suelos, 2020)

### **Equipos de perforación y muestreo**

- Brocas de arrastre, de corte o cola de pez.
- Brocas de Cono-rodillo.
- Barrenos continuos con eje hueco.
- Barrenos continuos sólidos, de tipo balde o manuales.
- Varillas de Muestreo.
- Muestreador de caña partida.
- Martillo y yunque.
- Sistema de Caída del Martillo.

### **Procedimiento**

- Para efectuar la prueba el muestreador se enrosca al extremo de la tubería de perforación, se lo ubica sobre el manto a perforar y se procede a realizar el ensayo. Previamente el fondo del pozo debe haberse limpiado cuidadosamente para garantizar que el material no esté alterado.
- Se coloca el martillo en posición guiado por la tubería de perforación, elevándolo con un cable accionado manual o mecánicamente, el cual se encuentra suspendido del trípode con polea.

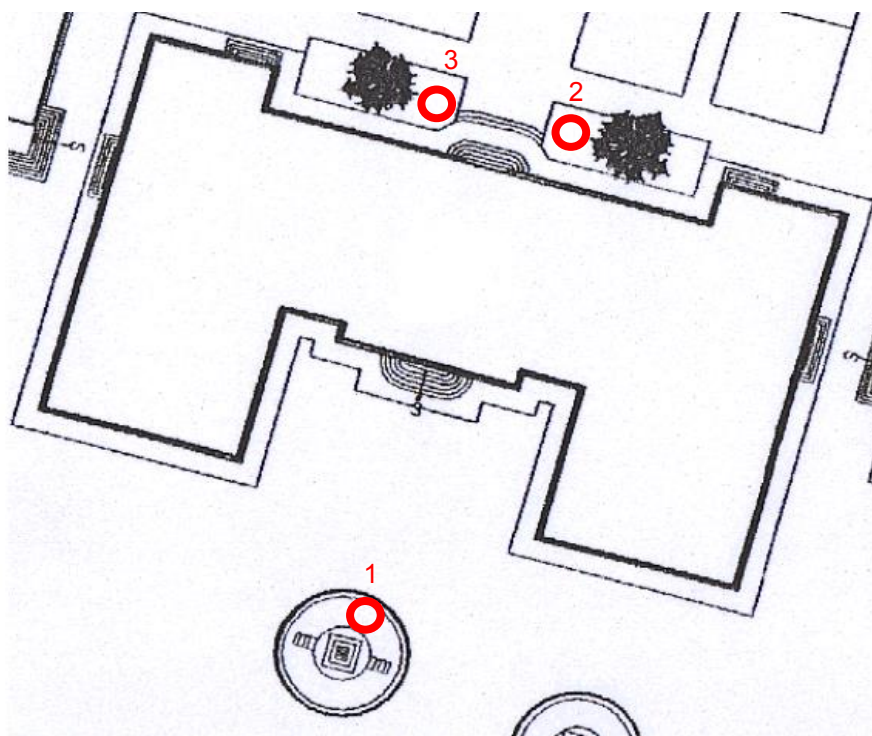
- Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes, cada una de 15cm para la posterior observación del avance del muestreador bajo el impacto del martillo.
- Se deja caer el martillo sobre el cabezote de la tubería de perforación y se contabiliza el número de golpes aplicados con la altura de caída especificada, para cada uno de los segmentos de 15cm marcados. No se tienen en cuenta los golpes para el primer segmento puesto que es el de penetración inicial al terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento, obteniéndose así el valor de “N”.
- Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.

### **Resultados**

El ensayo se lo realizó en 3 puntos de perforación cercanos a la edificación, cada uno de 6 metros de profundidad dados desde la cota superficial del terreno, esto de acuerdo a lo establecido por las normativas como Instituto Ecuatoriano de Normalización 689 (INEN-689) y American Society of Testing Materials D1586-11 (ASTM D1586-11), todas las perforaciones mediante la utilización de equipo y maquinaria propiedad de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”.

**Figura 77:**

*Puntos de ensayo de penetración estándar*



El ensayo se lo realizó en el mes de septiembre del 2019, mes en el cual las lluvias eran intensas y frecuentes las cuales habían provocado que las condiciones del terreno se modifiquen dándonos como el resultado de perforaciones un aparente flujo de agua subterránea creada por la infiltración de aguas lluvia en el terreno y provocando la pérdida de capacidad portante del estrato donde recorre el flujo. La recomendación que se da para evitar errores por este tipo de sucesos es el realizar las perforaciones días de clima sin lluvia para evitar la alteración de los estratos y de las muestras que deben ser inalteradas para su posterior análisis en laboratorio.

Las condiciones en que se realizó el ensayo fueron extremas por lo cual los resultados del ensayo pueden variar debido a lo antes mencionado, cabe aclarar que este criterio no quiere referirse a que exista un nivel freático a considerar, únicamente

se menciona como un suceso estacionario que puede alterar las condiciones del terreno y que sucede únicamente en épocas de intensas lluvias.

Los datos que se pueden obtener del ensayo S.P.T. in situ son el número de golpes para perforar una profundidad de 15 cm hasta los 30 cm, y desde los 30 cm hasta los 45 cm en cada segmento de perforación, los golpes mencionados antes se denominan  $N_{15-30}$  y  $N_{30-45}$  respectivamente, ambos valores deben sumarse dando cabida al término  $N_{S.P.T.}$ .

En la Tabla 30 se indica los datos tomados para las perforaciones, a estos datos se los somete a una corrección recomendada por la NEC-SE-GM (2015) bajo la metodología de Bowles (1988), donde especifica que se debe corregir el valor de  $N_{SPT}$  in situ debido cinco factores que son:

**Tabla 29:**

*Factores de corrección por método y equipo*

Factor	Equipo o variable	Factor correctivo	
		Término	Valor
Radio de energía	- Martillo de seguridad	CER	- 0,9
	- Martillo hueco		- 0,75
	- 65 a 115 mm		- 1,0
Diámetro del barreno	- 150 mm	CB	- 1,05
	- 200mm		- 1,15
Método de muestreo	- Muestreador estándar	CS	- 1,0
	- Muestreador sin revestimiento		- 1,2
	- > 10 m		- 1,0
Longitud de perforación	- 6 a 10 m	CR	- 0,95
	- 4 a 6 m		- 0,85
	- 3 a 4 m		- 0,75

*Fuente: ASTM D1586-11*

El factor CN o factor de corrección por nivel de tensiones se encuentra dado por la siguiente fórmula:

$$CN = \frac{2}{1 + \sigma_e} \quad (15)$$

Esta fórmula fue planteada por Alec Skempton en 1986 y es la única que cumple con la condición de que  $CN \leq 2$  para un esfuerzo efectivo igual a cero, por lo cual esta ecuación se prefiere sobre las demás existentes (Skempton, 1986). Una vez obtenidos todos los valores para corrección, que en este caso y con el equipo de propiedad de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” son: CER=0.75, CB=1.0, CS=1.0, CR=0.85 y CN varía de acuerdo con cada estrato; se procede a realizar el siguiente cálculo para obtener el valor corregido del NSPT.

$$N_{SPT \text{ Corregido}} = N_{SPT} * CN * CER * CB * CS * CR \quad (16)$$

Otros datos necesarios para el cálculo del NSPT corregido son, y obteniéndose:

- Densidad húmeda:  $\delta_h = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}} \quad (17)$

- Esfuerzo efectivo del suelo:  $\sigma_e = \delta_h * Z \quad (18)$

**Tabla 30:**

*Datos obtenidos de la 1ra perforación del ensayo SPT*

Z	N parcial	N SPT	Densidad húmeda	Esfuerzo efectivo del suelo	Factor CN	N SPT Corregido
(m)	[-]	[-]	(g/cm <sup>3</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	[-]	[-]
1,00	3 – 1 – 4	5	1,492	0,149	1,74	5,55
2,00	5 – 3 – 4	7	1,492	0,298	1,54	6,87
3,00	5 – 4 – 4	8	1,577	0,473	1,36	6,92
4,00	6 – 6 – 6	12	1,577	0,631	1,23	9,38
5,00	10 – 9 – 5	14	1,649	0,824	1,10	9,78
6,00	11 – 9 – 8	17	1,649	0,989	1,01	10,90

**Tabla 31:***Datos obtenidos de la 2da perforación del ensayo SPT*

<b>Z</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>Densidad</b>	<b>Esfuerzo efectivo</b>	<b>Factor</b>	<b>N SPT</b>
<b>(m)</b>	<b>parcial</b>	<b>SPT</b>	<b>húmeda</b>	<b>del suelo</b>	<b>CN</b>	<b>Corregido</b>
	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>
1,40	4 – 4 – 2	6	1,521	0,213	1,65	6,31
2,40	5 – 3 – 3	6	1,521	0,365	1,47	5,60
3,40	1 – 2 – 3	5	1,6	0,544	1,30	4,13
4,40	4 – 3 – 3	6	1,6	0,704	1,17	4,49
5,40	5 – 4 – 3	7	1,6	0,864	1,07	4,79
6,40	5 – 4 – 4	8	1,6	1,024	0,99	5,04

**Tabla 32:***Datos obtenidos de la 3ra perforación del ensayo SPT*

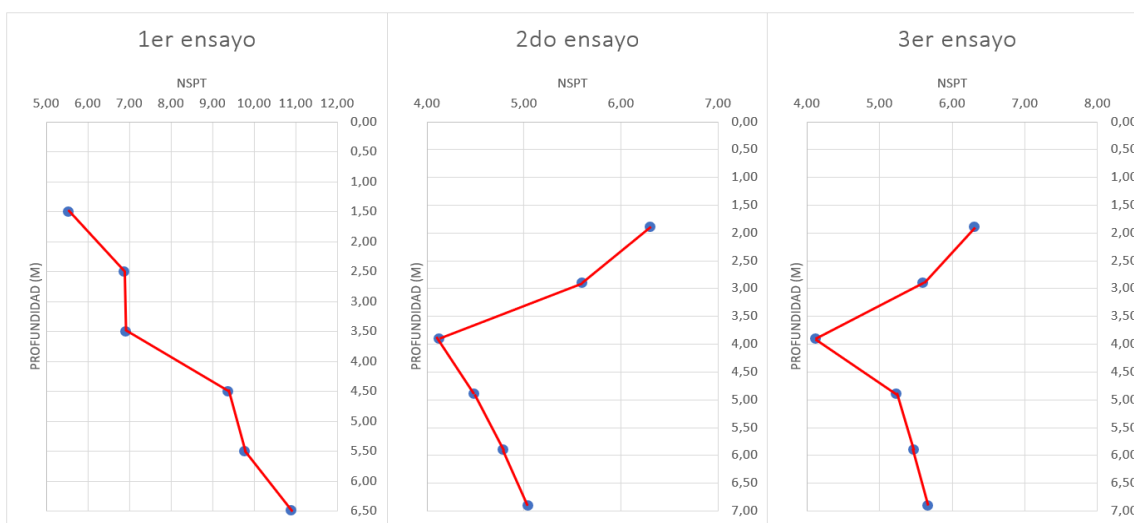
<b>Z</b>	<b>N</b>	<b>N</b>	<b>Densidad</b>	<b>Esfuerzo efectivo</b>	<b>Factor</b>	<b>NSPT</b>
<b>(m)</b>	<b>parcial</b>	<b>SPT</b>	<b>húmeda</b>	<b>del suelo</b>	<b>CN</b>	<b>Corregido</b>
	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>
1,40	5 – 4 – 2	6	1,521	0,213	1,65	6,31
2,40	5 – 3 – 3	6	1,521	0,365	1,47	5,60
3,40	4 – 3 – 2	5	1,6	0,544	1,30	4,13
4,40	3 – 3 – 4	7	1,6	0,704	1,17	5,24
5,40	5 – 4 – 4	8	1,6	0,864	1,07	5,47
6,40	5 – 4 – 5	9	1,6	1,024	0,99	5,67

Una vez tabulados se obtienen los siguientes resultados donde se puede diferenciar que existen grandes diferencias entre los 3 ensayos, la principal conclusión que se puede otorgar ante estos es que entre el segundo y tercer resultado, los más cercanos a la edificación, tienen una gran similitud por lo cual se puede decir que existe la posibilidad de que la edificación pudo haber tenido una intervención del suelo donde se cimenta, una posible capa de mejoramiento del suelo; mientras que el primer ensayo

muestra una distribución uniforme de esfuerzos donde no se han realizado ninguna intervención por lo cual dicha zona no estaría con edificaciones implantadas.

**Figura 78:**

*Relación NSPT - profundidad para los 3 ensayos SPT*



Partiendo de los datos del  $N_{SPT\text{ Corregido}}$  se puede calcular principalmente la capacidad portante del suelo y mediante correlaciones el ángulo de fricción interno del suelo, esos resultados se detallan en la Tabla 33, Tabla 34 y Tabla 35 para las primera, segunda y tercera perforación del ensayo realizado.

**Tabla 33:**

*Capacidad portante para el 1er ensayo SPT*

$N_{SPT\text{ Corregido}}$	Df	B	Kd <=1,33	Qa (Bowles)	Qa (Meyerhof)	Qa (Terzaghi)	Qa promedio
[-]	(m)	(m)	[-]	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )
<b>5,55</b>	1,50	0,7	1,33	14,41	6,78	10,29	10,49
<b>6,87</b>	2,50	0,7	1,33	17,86	8,40	12,75	13,00
<b>6,92</b>	3,50	0,7	1,33	17,99	8,46	12,84	13,10
<b>9,38</b>	4,50	0,7	1,33	24,38	11,46	17,40	17,75
<b>9,78</b>	5,50	0,7	1,33	25,42	11,95	18,15	18,51
<b>10,90</b>	6,50	0,7	1,33	28,31	13,31	20,21	20,61



**Tabla 34:***Capacidad portante para el 2do ensayo SPT*

$N_{SPT}$ Corregido	Df	B	Kd <=1,33	Qa (Bowles)	Qa (Meyerhof)	Qa (Terzaghi)	Qa promedio
[-]	(m)	(m)	[-]	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
<b>6,31</b>	1,90	0,7	1,33	16,39	7,70	11,70	11,93
<b>5,60</b>	2,90	0,7	1,33	14,56	6,85	10,39	10,60
<b>4,13</b>	3,90	0,7	1,33	10,73	5,04	7,66	7,81
<b>4,49</b>	4,90	0,7	1,33	11,67	5,48	8,33	8,49
<b>4,79</b>	5,90	0,7	1,33	12,44	5,85	8,88	9,06
<b>5,04</b>	6,90	0,7	1,33	13,10	6,16	9,35	9,53

**Tabla 35:***Capacidad portante para el 3er ensayo SPT*

$N_{SPT}$ Corregido	Df	B	Kd <=1,33	Qa (Bowles)	Qa (Meyerhof)	Qa (Terzaghi)	Qa promedio
[-]	(m)	(m)	[-]	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
<b>6,31</b>	1,90	0,7	1,33	16,39	7,70	11,70	11,93
<b>5,60</b>	2,90	0,7	1,33	14,56	6,85	10,39	10,60
<b>4,13</b>	3,90	0,7	1,33	10,73	5,04	7,66	7,81
<b>5,24</b>	4,90	0,7	1,33	13,61	6,40	9,71	9,91
<b>5,47</b>	5,90	0,7	1,33	14,22	6,68	10,15	10,35
<b>5,67</b>	6,90	0,7	1,33	14,73	6,93	10,52	10,72

La metodología de para la obtención la capacidad portante del suelo ( $Q_a$ ) se basa en métodos propuestos por varios autores tales como Bowles (1982), Meyerhof (1965) y Terzaghi (1962) quienes indican las siguientes fórmulas para su obtención basadas en el Número de golpes o  $N_{SPT}$ , factores de corrección por empotramiento ( $K_d$ ) y las dimensiones de la cimentación ( $D_f$  y  $B$ ). A continuación, se presentan las fórmulas utilizadas en el cálculo de la capacidad portante del suelo:

**Tabla 36:**

*Fórmulas para la obtención de la capacidad portante del suelo*

Condiciones		Fórmula
<b>Bowles</b>		
$Kd = 1 + 0,33 * \left(\frac{Df}{B}\right) \leq 1,33$	Para $B \leq 1,2 m$	$Qa = 20 * N_{SPT} * Kd$ (19)
Si $Kd > 1,33 \rightarrow Kd = 1,33$	Para $B > 1,2 m$	$Qa = 11,98 * N_{SPT} * \left(\frac{3,28 * B + 1}{3,28 * B}\right)^2$ (20)
<b>Meyerhof</b>		
	Para $B \leq 1,2 m$	$Qa = 11,98 * N_{SPT}$ (21)
	Para $B > 1,2 m$	$Qa = 7,99 * N_{SPT} * \left(\frac{3,28 * B + 1}{3,28 * B}\right)^2$ (22)
<b>Terzaghi</b>		
	Para cualquier $B$	$Qa = 0,9 * N_{SPT} * \left(\frac{3,28 * B + 1}{3,28 * B}\right)^2$ (23)

Donde:

- $N_{SPT}$ : Número de golpes corregido
- $Df$ : Profundidad de sondeo en [m]
- $B$ : Ancho de la cimentación en [m]
- $Kd$ : Factor de corrección por empotramiento
- $Qa$ : Capacidad portante admisible del suelo en [ $Ton/m^2$ ]

A continuación, se presentan los ángulos de fricción para las perforaciones realizadas:

**Tabla 37:**

*Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 1er ensayo*

$N_{SPT}$	∅ Terzaghi	∅ Kishida	∅ Peck	∅ Schmertmann	∅ Promedio
<b>5,55</b>	29,89	25,53	28,50	28,73	28,16
<b>6,87</b>	30,22	26,73	29,00	30,53	29,12

$N_{SPT}$	$\emptyset$ Terzaghi	$\emptyset$ Kishida	$\emptyset$ Peck	$\emptyset$ Schmertmann	$\emptyset$ Promedio
<b>6,92</b>	30,23	26,77	29,02	30,59	29,15
<b>9,38</b>	30,85	28,70	29,94	33,24	30,68
<b>9,78</b>	30,95	28,99	30,08	33,62	30,91
<b>10,90</b>	31,22	29,76	30,48	34,59	31,51

**Tabla 38:**

*Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 2do ensayo*

$N_{SPT}$	$\emptyset$ Terzaghi	$\emptyset$ Kishida	$\emptyset$ Peck	$\emptyset$ Schmertmann	$\emptyset$ Promedio
<b>6,31</b>	30,08	26,23	28,79	29,80	28,72
<b>5,60</b>	29,90	25,59	28,52	28,82	28,21
<b>4,13</b>	29,53	24,09	27,94	26,37	26,98
<b>4,49</b>	29,62	24,48	28,08	27,03	27,30
<b>4,79</b>	29,70	24,79	28,20	27,54	27,56
<b>5,04</b>	29,76	25,04	28,30	27,95	27,76

**Tabla 39:**

*Ángulo de fricción a partir del NSPT para el 3er ensayo*

$N_{SPT}$	$\emptyset$ Terzaghi	$\emptyset$ Kishida	$\emptyset$ Peck	$\emptyset$ Schmertmann	$\emptyset$ Promedio
<b>6,31</b>	30,08	26,23	28,79	29,80	28,72
<b>5,60</b>	29,90	25,59	28,52	28,82	28,21
<b>4,13</b>	29,53	24,09	27,94	26,37	26,98
<b>5,24</b>	29,81	25,23	28,38	28,26	27,92
<b>5,47</b>	29,87	25,46	28,47	28,62	28,10
<b>5,67</b>	29,92	25,65	28,54	28,91	28,26

Las fórmulas utilizadas para encontrar el ángulo de fricción se describen en la Tabla 40.

**Tabla 40:**

*Fórmulas de correlación entre el ángulo de fricción y el NSPT*

<b>Autor</b>	<b>Año</b>	<b>Fórmula</b>	
<b>Terzaghi &amp; Peck</b>	1948	$f = 28,5 + 0,25 * N_{SPT}$	( 24 )
<b>Kishida</b>	1969	$f = 15 + \sqrt{20 * N_{SPT}}$	( 25 )
<b>Peck</b>	1953	$f = 26,25 * \left( 2 - e^{-\frac{N_{SPT}}{62}} \right)$	( 26 )
<b>Schmertmann</b>	1970	$f = \tan^{-1} \left[ \left( \frac{N_{SPT}}{32,5} \right)^{0,34} \right]$	( 27 )

*Fuente: (Carmona Álvarez & Ruge Cárdenas, 2015)*

Para concluir este ensayo y en contexto con la investigación sobre la geotecnia que posee el terreno donde se implanta el Colegio Militar “Eloy Alfaro”, el respectivo ángulo de fricción es  $28,51^\circ$  y la capacidad portante en la cota donde se cimenta es  $11,40 \text{ Ton}/\text{m}^2$  la cual es una capacidad relativamente baja para cierto tipo de cimentaciones, pero debido a la cimentación corrida de piedra que la edificación posee puede sobrellevar ciertos problemas que se presenten.

### **Fotografías**

**Figura 79:**

*Primer punto de perforación*



**Figura 80:**

*Segundo punto de perforación*

**Figura 81:**

*Tercer punto de perforación*



## ***Ensayos de caracterización del suelo***

### **Ensayo contenido de humedad**

El contenido de humedad refiere a la relación porcentual del peso de agua contenido en una muestra y el peso de la muestra seca o llamado el peso de sólidos. El ensayo se basa en la normativa ASTM D-2216 y considera que se debe tener al menos 60 gramos de muestra para realizar el ensayo además de varios ensayos para promediar el valor obtenido del contenido de humedad

### ***Procedimiento***

- Tomar dos cápsulas metálicas, las cuales deben estar en condiciones para realizar el ensayo, estar limpias y secas.
- Anotar el peso de la cápsula sola y el peso de la cápsula más la muestra húmeda.
- Dejar secando en el horno a una temperatura de  $110^{\circ} \pm 5^{\circ}$  C hasta obtener la condición de masa constante lo cual conlleva dejar la muestra por un lapso de 12 a 16 horas.
- Se retira la muestra del horno y se procede a pesar la muestra seca más la cápsula.
- Proceder al cálculo y análisis con los datos obtenidos de acuerdo a la ecuación ( 28 ).

$$\%h = \frac{P_{húmedo} - P_{seco}}{P_{seco}} * 100 \quad ( 28 )$$

### ***Resultados***

A continuación, se presenta el resultado del ensayo en la Tabla 41.

Tabla 41:

Contenido de humedad primera perforación

Profundidad de ensayo (m)	1		2 y 3		4		5		6	
Número de cápsula	10ea	A10	P2	A33	P34	E40	P33	Mijo	128	A8
Peso de cápsula (g)	11,23	13,85	13,83	12,87	12,14	14,15	13,83	14,48	14,13	12,91
Peso de la cápsula + suelo húmedo (g)	66,25	82,74	67,37	63,19	80,57	80,6	71,99	72,26	87,66	75,56
Peso de la cápsula + suelo seco (g)	55,61	69,07	59,18	55,71	71,44	71,21	62,06	61,65	71,61	61,99
Peso del agua (g)	10,64	13,67	8,19	7,48	9,13	9,39	9,93	10,61	16,05	13,57
Peso del suelo seco (g)	44,38	55,22	45,35	42,84	59,3	57,06	48,23	47,17	57,48	49,08
Contenido de humedad (%)	23,97	24,76	18,06	17,46	15,40	16,46	20,59	22,49	27,92	27,65
Contenido de humedad medio (%)	24,37		16,84				21,54		27,79	

Tabla 42:

Contenido de humedad segunda y tercera perforación

Muestra	1		2		3		4		5		6	
Profundidad de ensayo (m)	1	2	3	4	5	6						
Número de cápsula	61	C3a	Sn	L1	128	C2k1	P34	64em	A33	T11	Mijo	T2
Peso de cápsula (g)	14,4	79,27	13,93	78,59	14,4	79,49	12,1	107,7	12,9	106,0	14,5	121,2
Peso de la cápsula + suelo húmedo (g)	84,88	671,9	62,12	629,5	92,5	792,7	82,6	750	67,3	597,4	90,2	726
Peso de la cápsula + suelo seco (g)	74,66	578,7	54,5	538,9	71,3	610,3	68,1	629,4	55,2	490,0	73,3	581,9
Peso del agua (g)	10,22	93,21	7,62	90,6	21,1	182,4	14,5	120,5	12,1	107,3	16,9	144,1
Peso del suelo seco (g)	60,26	499,4	40,57	460,3	56,9	530,8	56	521,7	42,3	384	58,8	460,7
Contenido de humedad (%)	16,96	18,66	18,78	19,69	37,1	34,36	25,9	23,11	28,6	27,95	28,8	31,27
Contenido de humedad medio (%)	18,52				35,74		24,52		29,16			

Como se puede observar, en los resultados resalta que existe gran cantidad de humedad del terreno en los estratos más próximos a él, esta condición provoca que la capacidad portante del suelo disminuya dando datos diferentes a los reales. La alta humedad en el terreno es consecuencia de las frecuentes lluvias en los días posteriores a la extracción de las muestras.

### **Fotografías**

**Figura 82:**

*Ensayo contenido de humedad*



### **Ensayo de granulometría por lavado**

El ensayo de granulometría tiene como objetivo el determinar los diferentes tamaños de las partículas, así como sus porcentajes en relación a esos tamaños, esto es un indicativo para determinar ciertas propiedades de los diferentes suelos y para proceder a su clasificación. Este ensayo está basado en la normativa ASTM D-422 e indica que solo participarán las partículas retenidas hasta el tamiz N#200 y consiste en hacer pasar el suelo a través de un conjunto de tamices de aberturas conocidas estandarizadas.



### **Procedimiento**

- Se toma una muestra representativa del material seco ya disgregado, cuyo peso para suelos granulares es  $\geq 500g$ , esto de acuerdo al tamaño máximo de las partículas.
- Utilizando el tamiz No. 10 se separa la muestra gruesa de la fina.
- El material retenido en el tamiz No. 40 al No. 200 se lava y se seca al horno.
- Una vez secado el material retenido en el tamiz No. 40 al No. 200 se toma una muestra representativa y se lo separa utilizando los tamices No. 4, No. 10, No. 20, No. 30, No. 40, No. 60 y No. 200.
- Se anota y pesa cada muestra retenida en su respectivo tamiz.
- Se crea la curva granulométrica y tabulan los datos para obtener las relaciones de uniformidad y curvatura de acuerdo a las ecuaciones ( 29 ) y ( 30 ).

$$- \text{ Coeficiente de uniformidad: } Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad ( 29 )$$

$$- \text{ Coeficiente de curvatura: } Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad ( 30 )$$

Donde:

$D_{60}$ ,  $D_{30}$  y  $D_{10}$ : abertura del tamiz por donde pasa el 60%, 30% y 10%

respectivamente de la muestra.

### **Resultados**

Para el ensayo se tomó los siguientes datos:

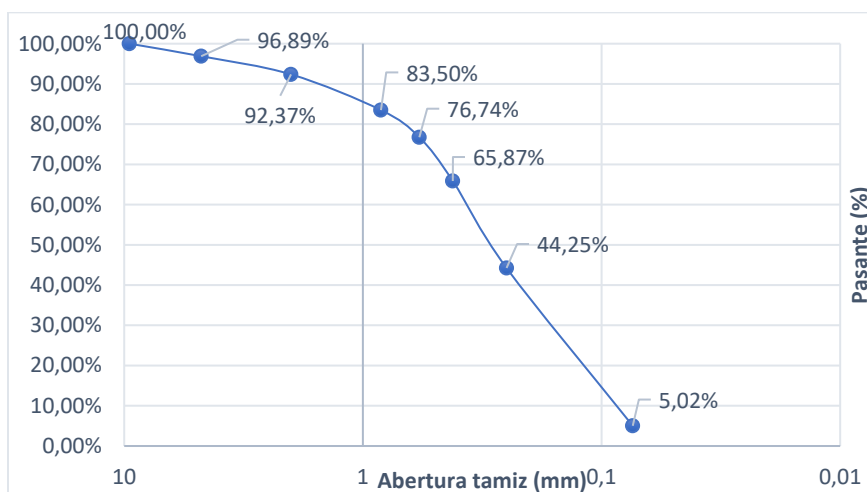
**Tabla 43:***Datos iniciales del ensayo de granulometría*

<b>Cápsula</b>	<b>D1</b>	<b>C4</b>
<b>Peso tara</b>	107,22	128,17
<b>Peso tara + retenido en tamiz 40 seco (g)</b>	185,22	-
<b>Peso tara + retenido en tamiz 200 seco (g)</b>	-	267,45

El análisis granulométrico se desglosa en la Tabla 44 donde se puede verificar que la muestra utilizada se compone casi en su totalidad por arenas, obteniéndose los siguientes resultados:

**Tabla 44:***Análisis granulométrico por pesos y porcentajes*

<b>Tamiz</b>		<b>Retenido</b>			<b>Pasante</b>	
<b>#</b>	<b>Abertura (mm)</b>	<b>Parcial</b>	<b>Total</b>	<b>%</b>	<b>%</b>	
<b>3/8"</b>	9,51	0,00	0,00	0,00%	100,00%	
<b>Nº4</b>	4,76	6,76	6,76	3,11%	96,89%	
<b>Nº10</b>	2	9,81	16,57	7,63%	92,37%	
<b>Nº20</b>	0,84	19,29	35,86	16,50%	83,50%	
<b>Nº30</b>	0,58	14,67	50,53	23,26%	76,74%	
<b>Nº40</b>	0,42	23,63	74,16	34,13%	65,87%	
<b>Nº60</b>	0,25	46,98	121,14	55,75%	44,25%	
<b>Nº200</b>	0,074	85,23	206,37	94,98%	5,02%	
<b>Pasante Nº200</b>		4,13	210,50			

**Figura 83:***Curva granulométrica semilogarítmica*

De la Figura 83 se puede obtener los siguientes resultados:

**Tabla 45:***Resultados de coeficientes obtenidos de la curva granulométrica*

Nomenclatura	Valor	Unidad
$D_{60}$	0,374	mm
$D_{30}$	0,186	mm
$D_{10}$	0,096	mm
$Cu$	<b>3,881</b>	[-]
$Cc$	<b>0,961</b>	[-]

El resultado obtenido para el coeficiente de uniformidad de 3.881 y el coeficiente de curvatura de 0.961 son valores relativamente bajos que no entran en los rangos de buena uniformidad o buena graduación dados por el sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS) que indican rangos como  $Cu \geq 6$  y  $1 \leq Cc \leq 3$ .

Al concluir este ensayo se puede afirmar que el suelo tratado es una arena debido a que el pasante del tamiz No 40 y retenido en el tamiz No 200 es más del 50% y que de acuerdo a los valores establecidos por los coeficientes de uniformidad y

curvatura se clasifica como una arena mal graduada no uniforme y que no posee finos debido a que menos del 5% del peso de la muestra es pasante del tamiz No 200, este criterio está de acuerdo a la Tabla 46. Este ensayo es el más representativo entre todos los realizados ya que es el que posee mayor cantidad de finos obteniendo el 5% de pasante del tamiz No 200, los demás ensayos realizados muestran la misma configuración e idéntica curva granulométrica por lo cual el presente ensayo puede incluir en sus resultados a los demás realizados para los diferentes estratos encontrados a través del ensayo SPT.

**Tabla 46:**

*Clasificación suelos por granulometría*

<b>Nombre</b>	<b>Diámetro</b>
Grava	75 a 5 mm
Arena	5 a 0,06 mm
Limo	0,06 a 0,002 mm
Arcilla	Menor a 0,002 mm

### **Fotografías**

**Figura 84:**

*Ensayo de granulometría*



### **Ensayo de Peso específico**

Este ensayo está definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen que ocupan estos, tiene el objetivo de caracterizar a la muestra como un valor perteneciente al peso en el espacio que ocupan únicamente las partículas sólidas. El ensayo se basa en los procedimientos dictaminados por la normativa ASTM D-854.

#### ***Procedimiento***

- Tomar la cantidad adecuada de muestra pasante del tamiz No 4, aproximadamente 60g.
- Pesarse el picnómetro con agua destilada hasta la marca de aforo y determinar su temperatura mediante un termómetro
- Extraer la mitad del agua destilada del picnómetro.
- Introducir adecuadamente la muestra de suelo en el picnómetro con la ayuda de un embudo.
- Extraer las burbujas de aire al interior de la solución mediante un procedimiento adecuado como puede ser mediante bomba de vacío, ebullición o agitación.
- Completar con agua destilada la solución hasta llegar a la marca de aforo.
- Limpiar el picnómetro exteriormente y el cuello interior.
- Pesarse el picnómetro con la solución de agua y suelo.
- Tomar la temperatura interior de la solución.
- Realizar la tabulación y cálculos necesarios para obtener los datos de ingreso de la ecuación ( 31 ).

$$\gamma_g = \frac{P_s}{V_s} \quad ( 31 )$$

Donde:

- $\gamma_g$ : Peso específico
- $P_s$ : Peso de los sólidos.
- $V_s$ : Volumen de los sólidos.

### **Resultados**

Para el presente ensayo se utilizaron las instalaciones del laboratorio de suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" y los cálculos y procedimientos se verificaron de acuerdo a la NEC-SE-GM (2015). A continuación, se presentan los resultados para las 3 perforaciones realizadas en el ensayo SPT.

**Tabla 47:**

*Resultados ensayo peso específico para primera perforación*

<b>Muestra</b>			<b>De 1m a 2m</b>	<b>De 3m a 4m</b>	<b>De 5m a 6m</b>
<b>Número del picnómetro</b>			P1	P1	P1
Peso del picnómetro + muestra seca	(g)	A	206,92	199,74	207,66
Peso del picnómetro + muestra seca + agua destilada	(g)	B	681,98	676,48	680,47
Peso del picnómetro	(g)	C	146,87	146,87	146,87
Peso del picnómetro + agua destilada	(g)	D	644,43	644,43	644,43
Peso de la muestra seca	(g)	E=A-C	60,05	52,87	60,79
Volumen del frasco	(cm <sup>3</sup> )	F=D-C	497,56	497,56	497,56
Volumen del frasco - volumen de los granos de la muestra	(cm <sup>3</sup> )	G=B-A	475,06	476,74	472,81
Volumen de los granos de la muestra	(cm <sup>3</sup> )	H=F-G	22,50	20,82	24,75
Peso específico del suelo	(g/cm <sup>3</sup> )	I=E/H	2,67	2.50	

**Tabla 48:**

*Resultados ensayo peso específico para segunda y tercera perforación*

Muestra			de 1m a 2m	3m	4m	de 5m a 6m
<b>Número del picnómetro</b>			P1	P1	P1	P1
Peso del picnómetro + muestra seca	(g)	A	200,13	207,80	207,21	207,45
Peso del picnómetro + muestra seca + agua destilada	(g)	B	678,70	682,52	681,38	680,91
Peso del picnómetro	(g)	C	146,98	146,98	146,98	146,98
Peso del picnómetro + agua destilada	(g)	D	645,00	645,00	645,00	645,00
Peso de la muestra seca	(g)	E=A-C	53,15	60,82	60,23	60,47
Volumen del frasco	(cm <sup>3</sup> )	F=D-C	498,02	498,02	498,02	498,02
Volumen del frasco - volumen de los granos de la muestra	(cm <sup>3</sup> )	G=B-A	478,57	474,72	474,17	473,46
Volumen de los granos de la muestra	(cm <sup>3</sup> )	H=F-G	19,45	23,30	23,85	24,56
Peso específico del suelo	(g/cm <sup>3</sup> )	I=E/H	2,73	2,533		

Como se puede observar en las tablas antes presentadas, existe una clara evidencia de que el terreno se encuentra compuesto por 2 estratos demarcados por su proximidad entre los valores del peso específico de cada una de las profundidades de perforación, esto se puede corroborar mediante el ensayo de SPT (sección 0) que indica un claro cambio de magnitudes entre las profundidades de 1 a 2 m y de 2 a 6 m, y de igual manera el ensayo de refracción sísmica nos manifestará una con mayor seguridad la configuración presentada. Además, este ensayo permite clasificar el suelo de acuerdo al valor obtenido promedio del peso específico, en este caso de  $2.7 \text{ g/cm}^3$  para el primer estrato y  $2.517 \text{ g/cm}^3$  para el segundo, indicando que este valor se encuentra en el horizonte arenoso.

## Fotografías

**Figura 85:**

*Ensayo peso específico*



### Ensayo de densidad aparente húmeda

La densidad aparente húmeda del suelo es la relación existente entre la masa de una muestra de este comparado con su volumen, pero a diferencia del ensayo específico, este contempla la inclusión del espacio poroso de la muestra. Para la obtención del parámetro conocido como densidad aparente húmeda se realizó el siguiente procedimiento; este parámetro es necesario como dato de ingreso para la tabulación de datos del ensayo SPT.

#### Procedimiento

- De la muestra inalterada de suelo recién obtenida del ensayo SPT se extrae un fragmento de muestra sin que pueda perder la forma tubular del cilindro de extracción.
- Dimensionar y pesar la muestra para poder aplicar la fórmula ( 32 ).

$$\delta_h = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}} \quad ( 32 )$$



## Resultados

**Tabla 49:**

*Resultados del ensayo de densidad aparente húmeda*

Perforación		1ra de 1m a 2m	1ra de 2m a 4m	1ra de 4m a 6m	2da y 3ra de 1m a 2m	2da y 3ra de 2m a 6m
<b>Diámetro</b>	cm	5	5	5	5	5
<b>Altura</b>	cm	15	15	14	15	15
<b>Masa</b>	g	439,43	464,46	453,29	447,97	471,24
<b>Densidad</b>	$g/cm^3$	1,492	1,577	1,649	1,521	1,600

Estos valores son los datos de ingreso para las tablas Tabla 30, Tabla 31 y Tabla 32 en la sección 0.

## Fotografías

**Figura 86:**

*Ensayo densidad húmeda aparente*



## Ensayos de límites de consistencia

Tanto el ensayo de límite líquido como límite plástico no son aplicables al caso de estudio, esto debido a que la clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio daba como resultado su composición casi completa por arenas mientras que para poder realizar estos ensayos se debe tener suelos orgánicos con arcillas o limos.

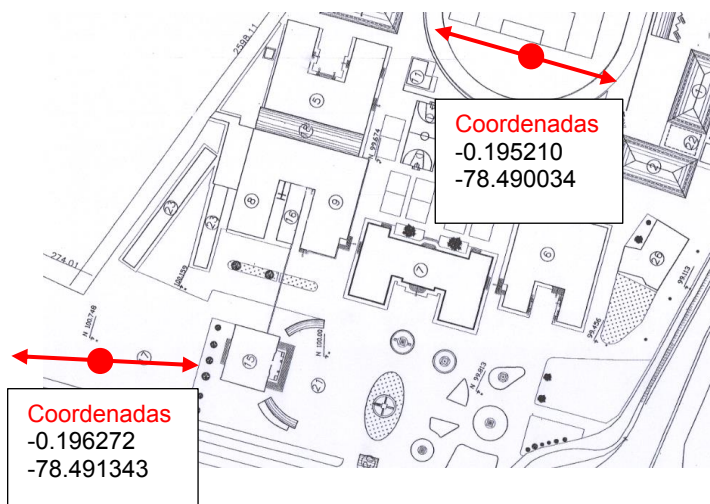
### ***Ensayo de refracción sísmica***

El ensayo de refracción sísmica de los suelos, normado por la ASTM D5777-95 y por la NEC-SE-GM 2015, tiene como objetivo principal el adquirir un modelo bidimensional con los diferentes estratos de suelo y las velocidades de propagación de las ondas (P) que son transmitidas a través de estas, por lo tanto, estas líneas sísmicas con las que se trabaja son para deducir la velocidad con que viajan las ondas que se miden mediante una computadora, 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.

El ensayo se realizó con la ayuda de equipos proporcionados por el laboratorio de suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” y se lo realizó en dos zonas libres de obstáculos para líneas rectas como se indica en la Figura 87, ambas con 12 puntos sensores; ambos ensayos se los realizó en zonas sin demasiadas vibraciones naturales debido a la metodología de obtención de datos de la maquina utilizada.

**Figura 87:**

*Líneas de refracción donde se realizaron*



### Procedimiento

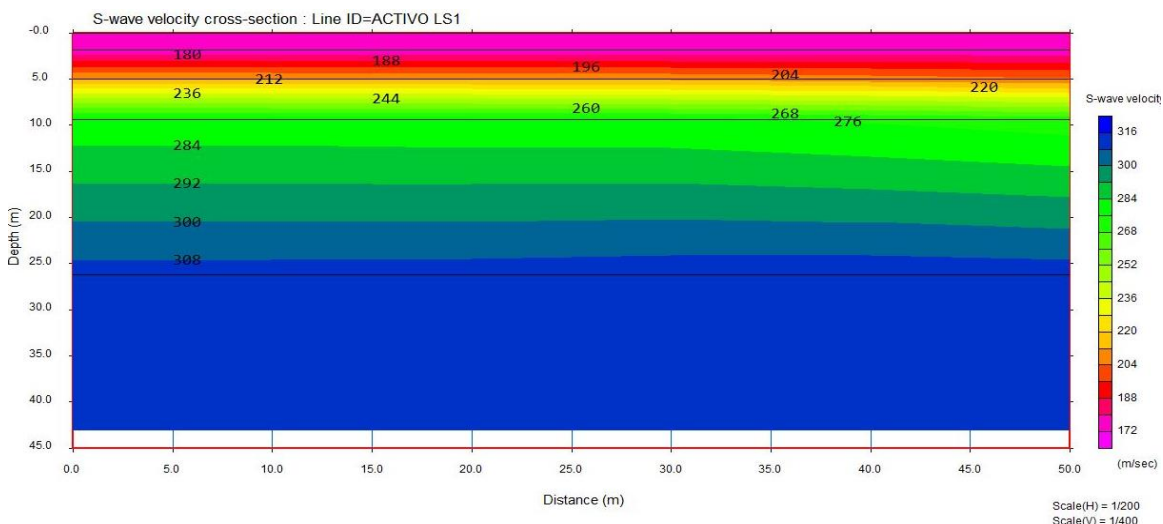
- Tirar líneas de 12 geófonos (recondenado según el terreno o la actividad que se desea investigar), con una separación entre ellos que variará según la profundidad analizada.
- Tomar los registros de un martillo de 20 kg producidas en el impacto contra una superficie rígida (ensayo activo).
- Copiar los tiempos de llegadas de las ondas  $V_p$  (ondas de compresión para ensayo activo y pasivo).
- Hacer el modelo bidimensional con los datos de las velocidades de ondas de compresión.
- Incorporar las variaciones topográficas en las líneas.
- Aplicar un método iterativo de ajustes para los tiempos medidos y calculados.

### Resultados

Le metodología de obtención de datos precisa que se deben tomar dos diferentes fuentes de datos como son la pasiva (vibraciones naturales) y la activa (impulso creado por el golpe con martillo) para posteriormente combinarlas y obtener un mejor resultado, además se precisa que de acuerdo a la normativa vigente el valor para la clasificación del suelo es la velocidad de propagación de ondas a una profundidad de 30 metros o mejor conocido como  $V_{s30}$ .

**Figura 88:**

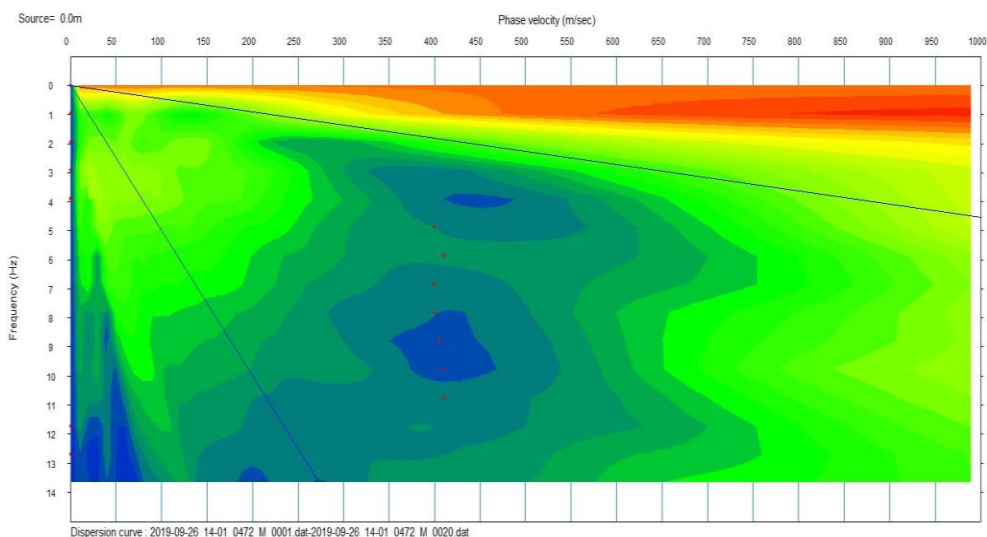
*Diagrama de velocidades VP (Profundidad vs distancia horizontal)*



En la Figura 88 se muestra el diagrama de propagación de las ondas de velocidad para el método activo corregido obteniéndose un  $V_{S30} = 316 \text{ m/seg}$  que deberá ser combinado usando las vibraciones naturales que ejerzan sobre el terreno, estos valores se realizaron mediante los software Pickwin, Surface Wave y Analysis Wizard.

**Figura 89:**

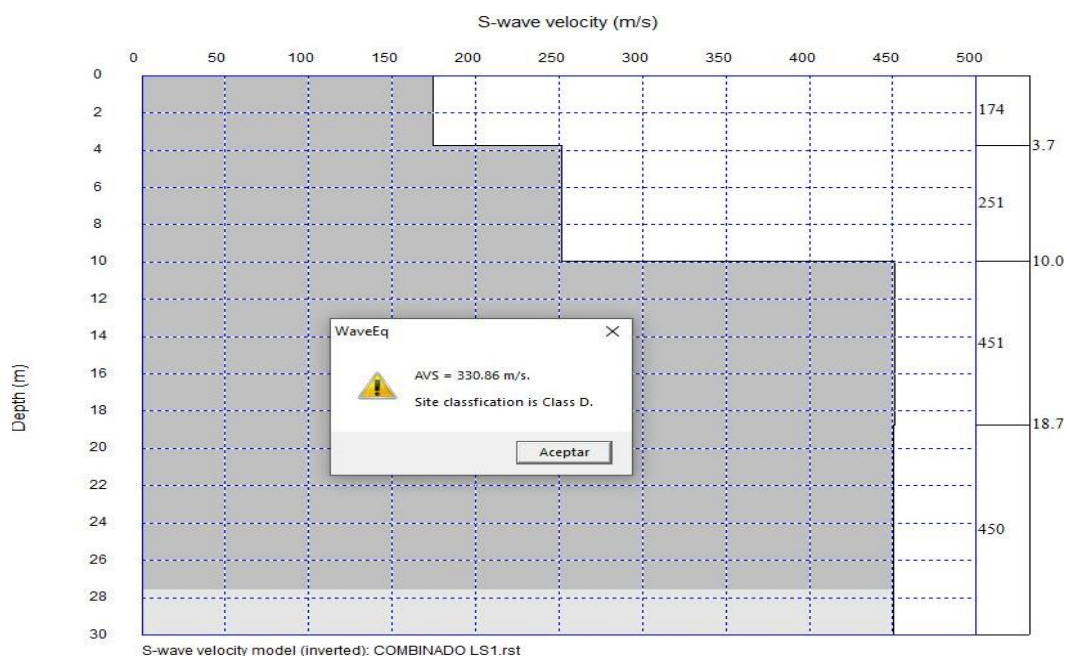
*Velocidad de fase vs frecuencia de ondas para el método pasivo*



Una vez obtenidos tanto los resultados para el método activo como para el pasivo, se procede a realizar la combinación de ambos resultados e interpolar tanto las profundidades para cada estrato como el resultado final del  $V_{S30}$  obteniéndose la Figura 90.

**Figura 90:**

*Resultado final del ensayo de refracción sísmica*



De la Figura 90 se puede concluir que existen 3 estratos hasta una profundidad de 30 metros, el primer estrato con una profundidad de 3.7 metros, el segundo estrato con 6.3 metros y el final con un espesor mayor a los 20 metros; además se obtiene el valor final del  $V_{S30} = 330.86 \text{ m/s}$ ; estos resultados se corroboran mediante con el ensayo SPT.

Tabla 50:

*Fragmento de tabla para clasificación de perfiles del suelo*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \frac{m}{s} > V_s \geq 360m/s$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N_{SPT} \geq 50.0$ $S_u \geq 100 KPa$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \frac{m}{s} > V_s \geq 180m/s$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N_{SPT} \geq 15.0$ $100 KPa > S_u \geq 50 KPa$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180m/s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$
		$S_u < 50 KPa$

*Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)*

De acuerdo a la normativa ecuatoriana vigente (NEC 2015) se establece que, para una velocidad de propagación de ondas a los 30 metros de profundidad, la clasificación que adquiere el suelo es tipo D o perfiles de suelo rígido.

### Fotografías

Figura 91:

*Ensayo de refracción sísmica*



## **Ensayos no destructivos**

Los ensayos no destructivos tienen el objetivo de obtener la mayor cantidad de datos mediante la menor afectación posible a la estructura o elemento que se necesite analizar.

### ***Ensayo de carbonatación en el hormigón***

La caracterización del estado de conservación del hormigón puede realizarse mediante la verificación de la profundidad de carbonatación del material, con la aplicación de un indicador químico en perforaciones o sondeos previamente ejecutados en la superficie del material. La carbonatación es un proceso corriente en el deterioro del hormigón y resulta de la reacción del hidróxido cálcico con el dióxido de carbono del aire, formando carbonato cálcico y agua.

El ensayo se realizó en las vigas centrales del bloque derecho del edificio, tomando en cuenta un punto donde existe alguna evidencia de deterioro mediante la aplicación de la solución de Fenolftaleína al 1%.

### **Procedimiento**

- Seleccionar el punto adecuado donde se realizará el ensayo.
- Preparar la superficie hasta exponer la cara externa del hormigón y dejándolo uniforme para evidenciar mejor si existe zonas carbonatadas.
- Rociar con precaución el químico Fenolftaleína en la superficie expuesta sin dejar zonas que no tengas el producto.

- Reconocer zonas de acuerdo al color que tomen justamente después de aplicado el químico, este paso se lo realiza de acuerdo a la reacción que se presente, si la superficie no presenta reacción alguna significa que el estado en que se encuentra está totalmente carbonatado, por otro lado, si la superficie comienza a tornarse color violeta significa que la calcificación aún no ha llegado hasta esa profundidad.

## Resultados

**Figura 92:**

*Ensayo de carbonatación viga de entrepiso*



Como se puede observar, la carbonatación a 3 cm desde la cara exterior del hormigón se encuentra totalmente carbonatada.



**Figura 93:**

*Ensayo de carbonatación a núcleo de columna de entrepiso*



El ensayo de extracción de núcleos de hormigón fue necesario para la visualización completa de la profundidad hasta la cual se encontraba afectado el hormigón por carbonatación; tomando en cuenta que los cilindros fueron recortados de los extremos para uniformizarlos, se tiene que la profundidad aproximada desde la cara de 5 cm hasta llegar a borde de la cara. Este efecto químico sobre el hormigón produce un deterioro aumentado a la resistencia inicial del elemento, además que puede corroer la capa exterior y comenzar un proceso de oxidación en las varillas metálicas internas en el caso más extremo.

### ***Ensayo esclerométrico***

El ensayo de obtención de la resistencia de los materiales mediante el esclerómetro es el método más utilizado para obtener una aproximación al dato de soporte de los elementos, este ensayo se lo realizó mediante equipo otorgado por el

laboratorio de suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE" y se basa en la normativa ASTM D-4318 que indica que existen dos tipos de martillos, uno para hormigón y otro para roca, aunque es preferible usar el martillo correspondiente al ensayo a realizarse existe la posibilidad de obtener los datos desde un martillo a otro.

### **Procedimiento**

- Identifique las zonas de la roca a ensayar.
- Limpie la superficie de material hasta dejar una superficie uniforme.
- Coloque el pistón de impacto del martillo en la superficie y verifique que el instrumento esté en las posiciones indicadas a la superficie de ensayo (vertical u horizontal).
- Sostenga el cuerpo del instrumento contra la roca aplicando una fuerza baja, en este estado desactive el seguro presionado el botón, lo que hará que el pistón se libere.
- Liberado el pistón incremente la presión de forma lenta y gradual en contra de la roca hasta que se produzca el disparo automático. Luego de oír el disparo apriete de nuevo el botón y sin soltarlo retire el martillo de la superficie. Realice la lectura en la escala y suelte el botón.
- El valor final de R se obtiene después de eliminar algunas lecturas y promediar varias lecturas practicadas en una misma superficie de roca, de acuerdo al método de ensayo y cálculo escogido.

### **Resultados**

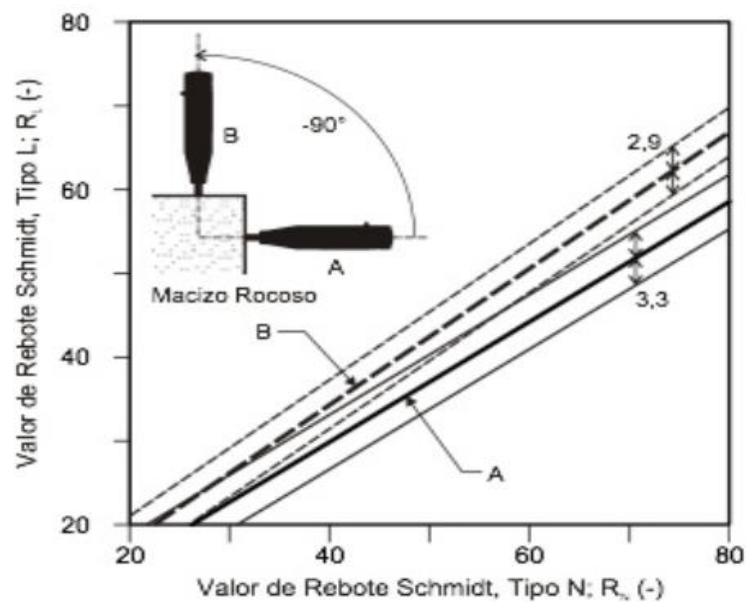
En este ensayo es necesario diferenciar dos tipos de instrumentos estándares, comerciales y disponibles: el martillo de rebote Schmidt de concreto (Tipo N) y el martillo de rebote Schmidt de rocas (Tipo L). Estos se diferencian según la energía de

impacto disponible. Si se usa el martillo de rebote Schmidt Tipo N se tiene disponible una energía de impacto es de 2.207Nm. Para rocas se prefiere el empleo del martillo de rebote Schmidt Tipo L debido a que no daña la roca durante el ensayo, esto porque tiene una energía de impacto de 0.735Nm; tres veces menos energía que el Tipo N. (Suárez-Burgoa, 2014)

Las diferencias entre las lecturas RL y RN, para roca y concreto respectivamente para un mismo material rocoso fueron observadas por varios autores (Kennedy, Dickson,2006), debido a que, en obra, la disponibilidad del martillo Schmidt Tipo N es mayor a la del martillo Tipo L, se propusieron correlaciones entre los valores R del martillo Tipo N (RN) y el Tipo L (RL) que dan valores esperados con un 95% de probabilidad. (Suárez-Burgoa, 2014)

**Figura 94:**

*Correlación entre martillo tipo L y martillo Tipo N*



*Fuente: (Suárez-Burgoa, 2014)*

Esta correlación se puede evidenciar de mejor manera en la Figura 94 que conecta de manera directa entre valores de rebote tipo RN a RL y viceversa; paralelamente se tienen las ecuaciones de transformación de para la posición A como para la posición B del martillo como se indica en las ecuaciones ( 33 ) y ( 34 ).

- Para la posición A del martillo:

$$R_L = 1.180 + 0.717 * R_N \quad ( 33 )$$

- Para la posición B del martillo:

$$R_L = 1.838 + 0.813 * R_N \quad ( 34 )$$

Donde:

- $R_N$  es el número de rebotes mediante el martillo Tipo N para hormigón.
- $R_L$  es el número de rebotes mediante el martillo Tipo L para roca.

### ***Resultados para muestra en columna y viga***

Para el ensayo esclerométrico se utilizó el martillo Schmidt tipo N (RN) debido a que este fue el único al que se tuvo acceso para el periodo del trabajo de investigación. Durante el proceso del ensayo se realizaron al menos 3 tomas de datos para cada muestra, caracterizadas por tener en cada uno 20 puntos de impacto del martillo con el fin de tener una base de datos y obtener el valor más probable y confiable.

**Tabla 51:**

*Datos obtenidos para la muestra de hormigón*

<b>Rebote con martillo tipo N (RN) en posición A</b>			
<b>Golpe</b>	<b>Hormigón (viga y columna)</b>		
<b>1</b>	38	36	-
<b>2</b>	36	37	-
<b>3</b>	37	36	33

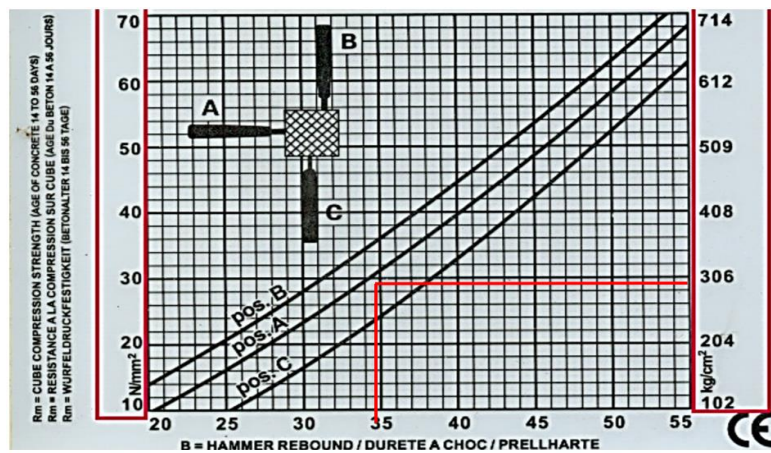
Golpe	Hormigón (viga y columna)		
4	-	36	35
5	36	36	35
6	37	32	37
7	36	-	-
8	36	-	32
9	36	35	32
10	34	-	34
11	36	36	34
12	-	36	33
13	-	37	-
14	37	-	38
15	34	36	32
16	-	38	35
17	36	37	36
18	32	36	35
19	-	37	34
20	-	35	-
<b>Promedio</b>	36	36	34

Una vez obtenido los promedios de cada una de las tomas, se procede a realizar el promedio de las mismas redondeando y correlacionando dicho valor a un valor de resistencia dado en  $kg/cm^2$  de acuerdo a la Figura 95, se obtuvo como resultado que

$$Promedio = \frac{36+36+34}{3} \approx 35 \text{ rebotes.}$$

**Figura 95:**

*Relación entre en número de golpes y la resistencia*



Fuente: Anónimo

Dádonos que la resistencia del hormigón en vigas y columnas es aproximadamente  $315 \text{ kg/cm}^2$ , este valor representa la primera aproximación al valor real de resistencia debido a que el ensayo esclerométrico es afectado por varios parámetros como la carbonatación del hormigón, confiabilidad del aparato, edad del concreto y demás factores; para este caso, al valor encontrado se lo afectará por dos factores, uno por la confiabilidad de precisión del ensayo que consiste en un valor empírico valorado por la experiencia de usuarios del aparato y por la confiabilidad frente a un ensayo destructivo, este valor es el 60% del valor inicial tomando en cuenta tanto otros factores que puedan afectar al mismo; el factor por carbonatación del hormigón esta dado por pruebas realizadas al mismo, contemplando que en anteriores párrafos se indica que la carbonatación en el hormigón existe hasta los 5 cm de hormigón desde la cara exterior.

**Tabla 52:**

*Factor de corrección por carbonatación*

<b>Profundidad de Carbonatación (cm) a partir de la cara externa</b>	<b>Factor de corrección</b>
0.5	0.97
1.0	0.94
1.5	0.90
2.0	0.87
2.5	0.84
3.0	0.80
3.5	0.78
4.0	0.74
4.5	0.72
5.0	0.68
5.5	0.65
6 o mayor	0.62

*Fuente: (Fernández, 2013)*

Por lo tanto:

$$\sigma_{\text{hormigón}} = 315 \text{ kg/cm}^2 * 0.6 * 0.68 = 128.52 \text{ kg/cm}^2$$

El valor final se aproxima un poco más a la realidad del material ensayado.

### **Resultados de ensayo en roca**

Para obtener el valor real dado para un martillo tipo L en roca se puede usar la ecuación ( 33 ) que corresponde a la correlación de RN a RL para la posición A del martillo.

**Tabla 53:**

*Valores obtenidos para el ensayo esclerométrico en piedra*

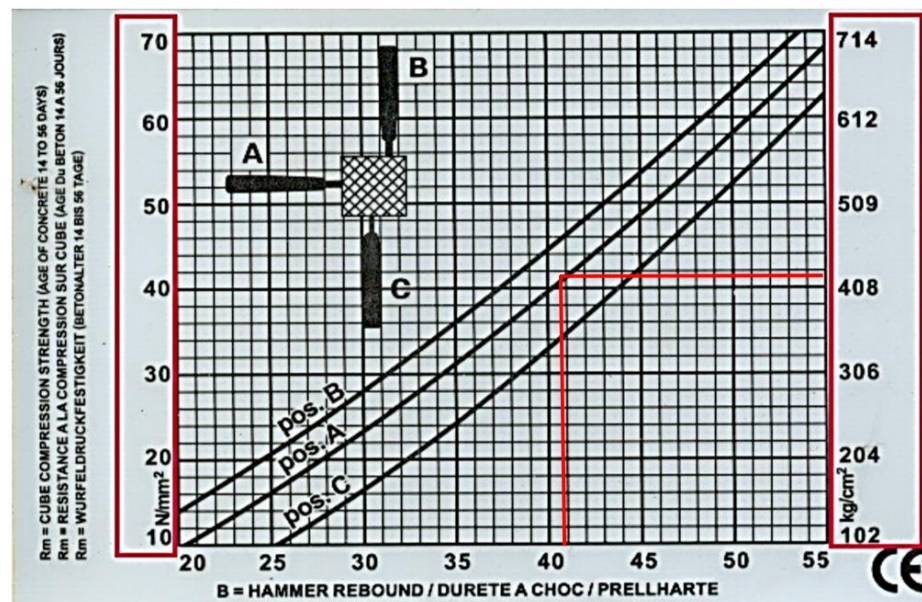
Golpe	Rebote con martillo tipo N (RN) en posición A			Corrección a martillo tipo L (RL) en posición A		
	Cimentación de piedra			Cimentación de piedra		
1	54	55	46	46	47	39
2	-	50	50	-	42	42
3	52	48	-	44	41	-
4	46	56	46	39	47	39
5	50	48	-	42	41	-
6	-	51	44	-	43	38
7	46	-	46	39	-	39
8	-	56	48	-	47	41
9	44	55	46	38	47	39
10	46	50	46	39	42	39
11	48	54	50	41	46	42
12	46	52	-	39	44	-
13	48	48	46	41	41	39
14	46	50	-	39	42	-
15	44	54	44	38	46	38
16	-	54	50	-	46	42
17	42	48	54	36	41	46
18	42	46	52	36	39	44

Golpe	Cimentación de piedra			Cimentación de piedra		
19	-	52	-	-	44	-
20	42	-	55	36	-	47
Promedio	-	-	-	39	43	40

Obteniendo que  $Promedio = \frac{39+43+40}{3} \approx 41$  rebotes

Figura 96:

Relación entre en número de golpes y la resistencia



Fuente: (Anónimo, s/f.)

Dándonos que la resistencia de la roca de cimentación es aproximadamente  $420 \text{ kg/cm}^2$ , este valor deberá igualmente ser afectado por el factor de confiabilidad del 80%, por lo tanto:

$$\sigma_{roca} = 420 \text{ kg/cm}^2 * 0.8 = 336 \text{ kg/cm}^2$$



## Fotografías

**Figura 97:**

*Ensayo esclerométrico con martillo Tipo N*



### ***Ensayo con escáner de pared o pachómetro***

Este ensayo consiste en someter a un elemento de hormigón a un rodillo detector de discontinuidades o detector de metales con el fin de averiguar la posición, profundidad y dimensión de los elementos que se encuentren dentro del mismo.

### **Procedimiento**

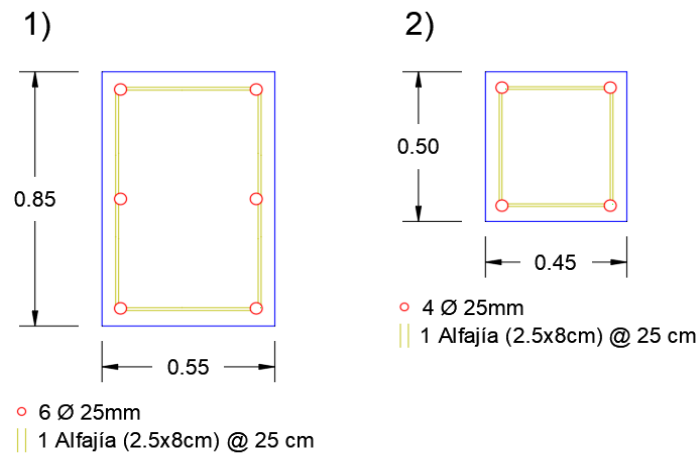
- Escoger un punto de aplicación que no posea discontinuidades superficiales, o lo más uniforme posible.
- Limpiar la superficie de agentes que puedan detener el recorrido del rodillo detector.

- Colocar una hoja de papel sobre la superficie con el fin de poder anotar los datos dados por el aparato (opcional).
- Colocar el pachómetro en el sentido que se necesite analizar y recorrer lentamente la superficie hasta analizar un patrón tanto de diámetros como de espaciamientos.
- Señalar cada dimensión que nos proporcione sobre la hoja de papel y revisar todos los datos.

## Resultados

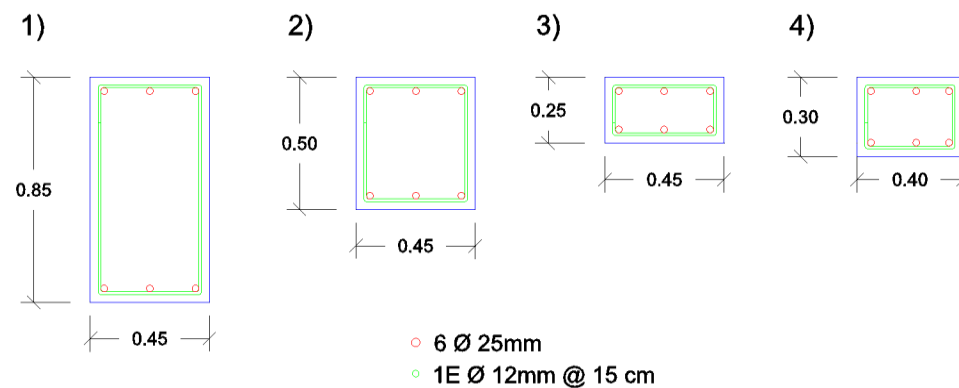
**Figura 98:**

*Configuración de armadura en columnas*



**Figura 99:**

*Configuración de armadura en vigas*



Como se mencionó en el anterior capítulo, los resultados del pachómetro dieron las dimensiones antes presentadas.

## Fotografías

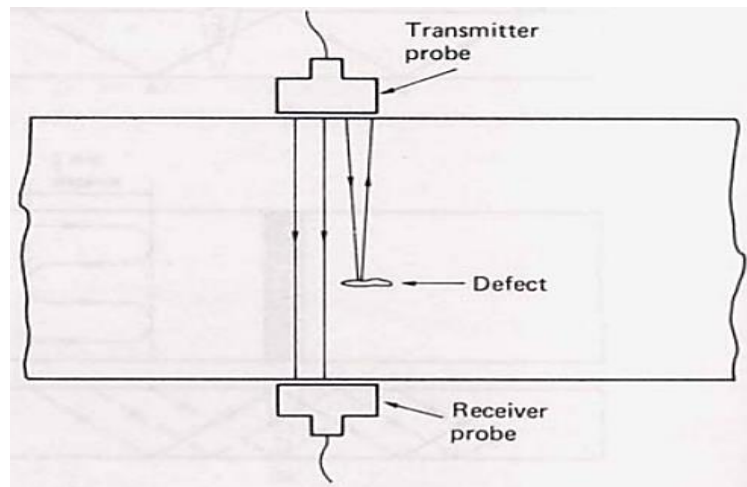
### Figura 100:

*Ensayo con pachómetro*



## Ultrasonido

El ensayo de ultrasonido o conocido también como ensayo de pulso-eco tiene como principio el enviar un pulso sónico a través de un material con el fin de medir el tiempo en que tarda la onda en llegar del emisor al receptor, en su camino puede obtenerse más detalles del material analizado como grietas, aberturas, discontinuidades, etc. Este ensayo está normado por la ASTM E114-10 donde indica que la posición efectiva para colocar el tanto el emisor y el receptor son en un punto de encuentro directo como se muestra en la Figura 101.

**Figura 101:***Ensayo ultrasónico directo**Fuente: (Anónimo, s/f.)***Procedimiento**

- Ubicar un punto de ensayo representativo en el cual pueda obtener la adecuada y mayor cantidad de información.
- Adecuar la superficie con el fin de que tanto el receptor y el emisor tengan toda su superficie completamente unida al elemento.
- Colocar el emisor y receptor en forma directa y mantenerlos en una posición fija intentarlos no moverlos.
- Anotar los tiempos de transmisión, también es necesario el anotar la distancia entre el emisor y receptor.
- Tabular los datos y encontrar el módulo de elasticidad acuerdo a la ecuación ( 35 ).

$$E = V^2 * \frac{\delta}{g} \quad (35)$$

$$V = D/t \quad (36)$$

Donde

- $V$ : Es la velocidad de propagación de las ondas [ $m/seg$ ]
- $\delta$ : Densidad del material [ $Ton/m^3$ ]
- $g$ : Aceleración de la gravedad [ $m/s^2$ ]
- $D$ : Distancia entre emisor y receptor [ $m$ ]
- $t$ : Tiempo de transmisión de ondas [ $seg$ ]

### **Resultados**

El ensayo se lo realizó en las vigas de madera del entrepiso en forma tangencial lo cual implica que el valor obtenido del módulo de elasticidad es un valor único para la dirección perpendicular de las fibras; se usó el equipo del laboratorio de suelos de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE". El factor de corrección por calibración del equipo se estima en un 80% del valor del tiempo obtenido, por lo cual ese valor será inferior al dado, tabulándose los resultados de la Tabla 54.

Los datos obtenidos del ultrasonido son los tiempos en microsegundos y se realiza un filtrado de datos con la metodología de valor más probable, o siguiendo un criterio de acuerdo con el elemento analizado, para este ensayo se tomó el criterio de los menores valores frecuentes, esto debido a que la onda de propagación al no tener interrupciones produce un menor tiempo hasta llegar al receptor creando una línea continua y directa.

Tabla 54:

Resultados ensayo ultrasónico

Tiempo (t)		Distancia (D)	Velocidad (V)	Densidad ( $\delta/g$ )	Módulo de elasticidad tangencial ( $E_{\text{Tangencial}}$ )
$\mu\text{seg}$	$\text{seg} * \text{factor}$	$m$	$m/\text{seg}$	$\text{Ton} * \text{seg}^2/m^4$	$\text{Ton}/m^2$
173,70	0,00013896	0,14	1007,48	0,047910296	48630,12
149,6	0,00011968	0,14	1169,79	0,047910296	65560,43
171,4	0,00013712	0,14	1021,00	0,047910296	49944,00
171,8	0,00013744	0,14	1018,63	0,047910296	49711,70
169,9	0,00013592	0,14	1030,02	0,047910296	50829,78
171,1	0,00013688	0,14	1022,79	0,047910296	50119,29
171,2	0,00013696	0,14	1022,20	0,047910296	50060,76
195,6	0,00015648	0,14	894,68	0,047910296	38350,17
171,5	0,0001372	0,14	1020,41	0,047910296	49885,77
170,7	0,00013656	0,14	1025,19	0,047910296	50354,46
197,2	0,00015776	0,14	887,42	0,047910296	37730,38
172,2	0,00013776	0,14	1016,26	0,047910296	49481,02
170,9	0,00013672	0,14	1023,99	0,047910296	50236,67
169,7	0,00013576	0,14	1031,23	0,047910296	50949,66
170,2	0,00013616	0,14	1028,20	0,047910296	50650,74
171,4	0,00013712	0,14	1021,00	0,047910296	49944,00
172,1	0,00013768	0,14	1016,85	0,047910296	49538,54
171,4	0,00013712	0,14	1021,00	0,047910296	49944,00
172,1	0,00013768	0,14	1016,85	0,047910296	49538,54
172,3	0,00013784	0,14	1015,67	0,047910296	49423,60
195,6	0,00015648	0,14	894,68	0,047910296	38350,17
172,8	0,00013824	0,14	1012,73	0,047910296	49138,00
171	0,0001368	0,14	1023,39	0,047910296	50177,93
171,6	0,00013728	0,14	1019,81	0,047910296	49827,65
				<b>Promedio</b>	49099,06

## Fotografías

**Figura 102:**

*Ensayo de ultrasonido en madera*



## Ensayos destructivos

Los ensayos destructivos son todos aquellos que para la obtención de resultados destrazan un parte del elemento o extraen grandes muestras con el fin de llevarlas a laboratorio y verificar de mejor manera sus propiedades y características.

### ***Ensayo compresión de núcleos de hormigón***

La extracción de núcleos de hormigón es, en el ámbito estructural, necesaria para averiguar el exacto valor de la resistencia y demás parámetros de un elemento ya conformado, por lo cual para alcanzar el objetivo de este mismo ensayo es prioridad el perforar un pequeño cilindro en el elemento y poder extraer la muestra necesaria para poder someterla ante una fuerza de carga axial, este ensayo se lo realizó mediante la normativa ASTM-C42 que indica que se deberán al menos realizar 3 perforaciones en cada elemento con el fin de corroborar los resultados entre todas.

## **Procedimiento**

### ***Extracción***

- Seleccionar el lugar en la estructura para proceder a realizar la perforación, se debe tomar en cuenta que se deberá hacer el menor impacto posible al propósito estructural del elemento por lo cual se deberá elegir puntos de perforación óptimos ante esta necesidad, como por ejemplo en el centro de una columna aproximadamente se encuentra el punto de momento nulo en el cual se podría realizar un ensayo, también se debe tomar en cuenta que en elementos de hormigón existe acero tanto longitudinal como transversal, por lo cual se deberá tener ya identificado una zona libre.
- Colocar la máquina de perforación en una posición estable de tal manera que pueda ser maniobrada con facilidad y evitar que tenga vibraciones excesivas que puedan afectar la extracción del núcleo.
- Encender el aparato y perforar lentamente el punto seleccionado.
- Una vez alcanzada la dimensión longitudinal del núcleo requerida, se procede a extraer el núcleo intentando no dañarlo en el proceso.
- Identificarlo y guardarlo en un lugar seguro.

### ***Compresión***

- En laboratorio se deberá cortar los extremos del cilindro hasta uniformizar las superficies planas que estarán en contacto con la máquina de compresión. Tratar en lo posible que cumpla con las dimensiones recomendadas de longitud (dos veces el diámetro del cilindro).
- Tomar las medidas finales del cilindro, así como su peso.
- Colocar la muestra en la máquina de compresión.



- Encender la máquina y realizar el proceso de compresión.
- Anotar los datos dados por la máquina.

### Resultados

El ensayo se lo realizó en las columnas del eje A y los ejes 1' y 1'', véase el plano Anexo 3. Se obtuvieron 3 muestras representativas de las cuales, debido a la fragilidad y edad del hormigón, solo una de ellas cumplía con la recomendación de dimensiones, esto puede ser corregido por factores de corrección que se basan en la relación menor a dos de la altura contra el diámetro.

#### Figura 103:

*Muestras obtenidas para el ensayo de compresión*



Para el proceso de corte de los extremos del cilindro se utilizó la cortadora de cuchilla fina del laboratorio de la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE", que a pesar de ser muy sutil con las muestras provocó que los cilindros sufrieran pequeños retazos en su perímetro, esto puede ser causa propia del deterioro del hormigón en las columnas y su falta de resistencia como elemento estructural.

Dos de los tres cilindros (M2 y M3) que se muestran en la Figura 103 no poseen las dimensiones recomendadas para el ensayo de compresión lo cual significa que la altura no es dos veces el diámetro del cilindro, por lo cual en postprocesado se podrá realizar un ajuste para ajustar la muestra como si tuviera una relación altura contra diámetro igual a dos, este procedimiento de acuerdo a la Tabla 55.

**Tabla 55:**

*Factor de corrección de acuerdo con la relación h/d*

h/d	Factor de Corrección	Gráfica de relación h/d y factor de corrección
2	1	
1,75	0,98	
1,5	0,96	
1,25	0,93	
1	0,87	

*Fuente: (A. F. Domínguez & Albear, 2017)*

La Tabla 55 se puede expresar de mejor manera mediante la ecuación ( 37 ) proporcionada por la ASTM-C42.

$$F_C = 0.16 * R^3 - 0.8229 * R^2 + 1.4786 * R + 0.0544 \quad ( 37 )$$

Donde

- $F_C$ : Factor de corrección
- $R$ : Resistencia del hormigón

Usando este factor de corrección se puede realizar los cálculos finales y averiguar la resistencia media del hormigón.

**Tabla 56:**

*Resultados ensayo compresión de testigos de hormigón*

#	D (cm)	H (cm)	H/D	Peso (gr)	Carga axial (kg)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de corrección	Resistencia final (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>M1</b>	6,95	14,09	2,06	1066,8	5103	134,51	1,008	134,92
<b>M2</b>	6,95	10	1,44	753,6	4188	123,17	0,955	117,61
<b>M3</b>	6,85	7,45	1,09	538,32	4543	110,38	0,895	98,79
							<b>Promedio compresión</b>	117,10
							<b>Esclerómetro</b>	128,52

La resistencia final media ante carga axial corresponde al valor de 117.10  $kg/cm^2$  que comparado ante la resistencia obtenida mediante el ensayo esclerométrico tiene una mayor fiabilidad y varían entre ellos por un 10% indicando que el ensayo con esclerómetro es fiable siempre y cuando se apliquen los factores de corrección necesarios.

### Fotografías

**Figura 104:**

*Ensayo de extracción y compresión de testigos de hormigón*



### ***Ensayo compresión de bloques de mampostería***

El ensayo de compresión de ladrillos, de los cuales está totalmente compuesta la mampostería, se da por la necesidad de averiguar la resistencia de las paredes portantes debido a que estas son las principales fuentes de apoyo de la estructura, así como la principal fuente de peso de la edificación.

#### **Procedimiento**

##### ***Extracción***

- Seleccionar el o los ladrillos a ser ensayados, estos ladrillos deben estar lo más íntegramente completos en lo posible.
- Extraer al menos 3 muestras de las mismas proporciones.
- Almacenarlas en un lugar seguro.

##### **Compresión**

- Uniformizar en lo posible todas las caras del ladrillo con el fin de que posean todas las superficies planas.
- Dejar remojando el ladrillo por 24 horas para que se encuentre completamente saturado.
- Pasadas 24 horas, se procede a secarlo superficialmente y crear el refrentado de las caras que van a estar en contacto directo con la máquina de compresión, el refrentamiento consiste en colocar una fina capa de mortero de cemento y arena para uniformizar la superficie y que estas puedan tener el mayor contacto contra la superficie de la máquina.
- Dejar secar el refrentamiento al menos 72 horas colocando una película de plástico para mantener la superficie lisa y libre de agentes externos.

- Colocar la pieza de ladrillo refrentado en la máquina de compresión y realizar el ensayo

## Resultados

Tabla 57:

*Resultados ensayo de compresión de ladrillos*

#	Largo (cm)	Ancho (cm)	Alto (cm)	Peso (gr)	Carga axial (kg)	Resistencia final (kg/cm <sup>2</sup> )
L1	13	11,3	10	1214,7	11090	75,49
L2	14,3	12,5	10,5	1491,97	12360	69,15
L3	13,8	13,2	10,4	1696,51	13150	72,19
<b>Promedio compresión</b>						72.28

El resultado final para la resistencia del ladrillo es de  $72.28 \text{ kg/cm}^2$  el cual es un valor relativamente alto para la edad que poseen los ladrillos; este valor corresponde al valor de resistencia de una sola unidad, más sin embargo la resistencia correspondiente a la mampostería es diferente ya que está compuesta por unidades de ladrillo y mortero de unión que en conjunto trabajan con una mejor resistencia.

## Fotografías

**Figura 105:**

*Ensayo de compresión de ladrillos*



## Capítulo IV

### Modelo computacional

#### Definición de propiedades de materiales y secciones

##### *Hormigón armado*

El valor de  $f'c = 117.1 \text{ kg/cm}^2$  calculado en el Capítulo sección 0 donde se indica que este valor obedece a un hormigón de baja resistencia el cual está afectado en gran medida por la edad de construcción del edificio, su módulo de elasticidad se lo calculó mediante la utilización de la ecuación ( 38 ) proporcionada por la NEC (2015).

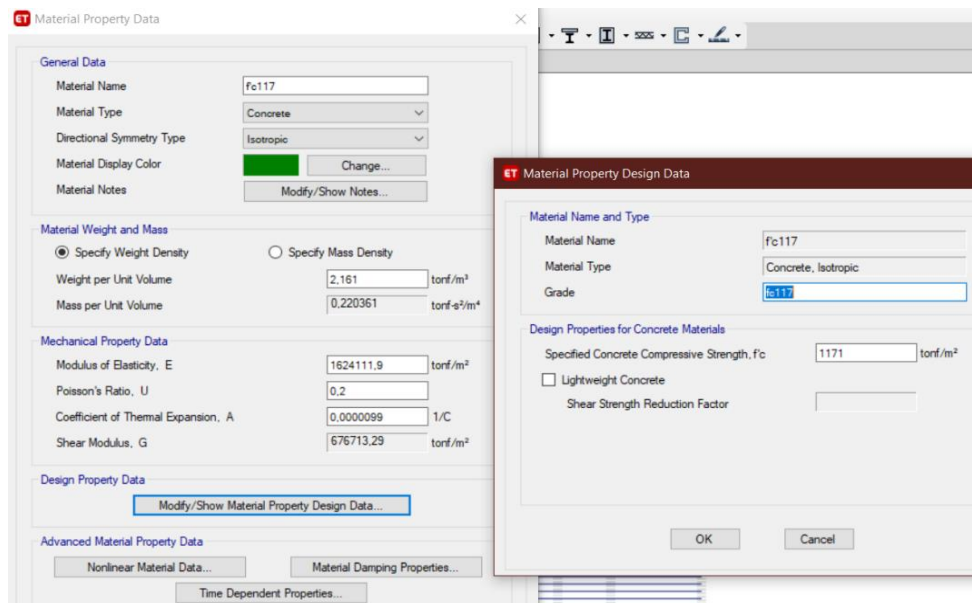
$$Ec = 4,7 * \sqrt{f'c} \quad (38)$$

Donde

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

#### Figura 106:

Definición de hormigón  $f'c = 117 \text{ kg/cm}^2$



La densidad del concreto se obtuvo de los datos proporcionados por el ensayo de compresión de testigos de hormigón sección 0, tomando en consideración que los resultados obtenidos son de hormigón simple, la corrección para obtener el valor de densidad de hormigón armado considera un aumento de aproximadamente un 10% al valor obtenido de hormigón simple, por lo tanto:

**Tabla 58:**

*Densidad del hormigón de testigos a compresión*

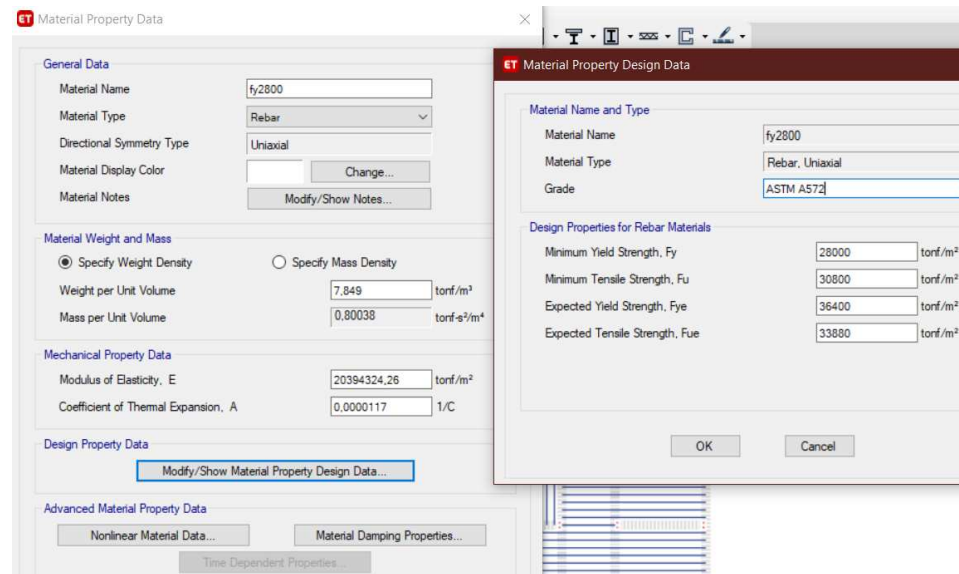
<b>D (cm)</b>	<b>H (cm)</b>	<b>Vol. (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (gr)</b>	<b>Densidad (T/m<sup>3</sup>)</b>
<b>6,95</b>	14,09	534,53	1066,80	1,996
<b>6,95</b>	10,00	379,37	753,60	1,986
<b>6,85</b>	7,45	274,55	538,32	1,961
<b>Promedio hormigón simple</b>				1,981
<b>Promedio hormigón armado</b>				2,161

### **Acero de refuerzo**

Como se indicó en las secciones 0 y 0 el acero utilizado como barras de refuerzo del hormigón tanto en columnas y vigas es liso y posee una resistencia  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$  de acuerdo a la bibliografía de materiales usados en la ciudad de Quito en la época de construcción del edificio, este acero tiene similitud con las características del acero ASTM A572 por lo cual se tomarán algunas de sus propiedades para el ingreso de datos.

**Figura 107:**

Definición de acero de refuerzo  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$



El módulo de elasticidad del acero de acuerdo a la normativa NEC (2015) es  $E_s = 200000 \text{ MPa} = 20394324,26 \text{ tonf/m}^2$  y los valores para obtener la resistencia de rendimiento en tracción mínima y extendida de acuerdo a las ecuaciones ( 39 ), ( 40 ) y ( 41 ), estas ecuaciones se las podrá encontrar en AISC 341-05 (2005) tabla I-6-1.

$$f_u = 1.1 * f_y \quad (39)$$

$$f_{ye} = R_y * f_y \quad (40)$$

$$f_{ue} = R_t * f_u \quad (41)$$

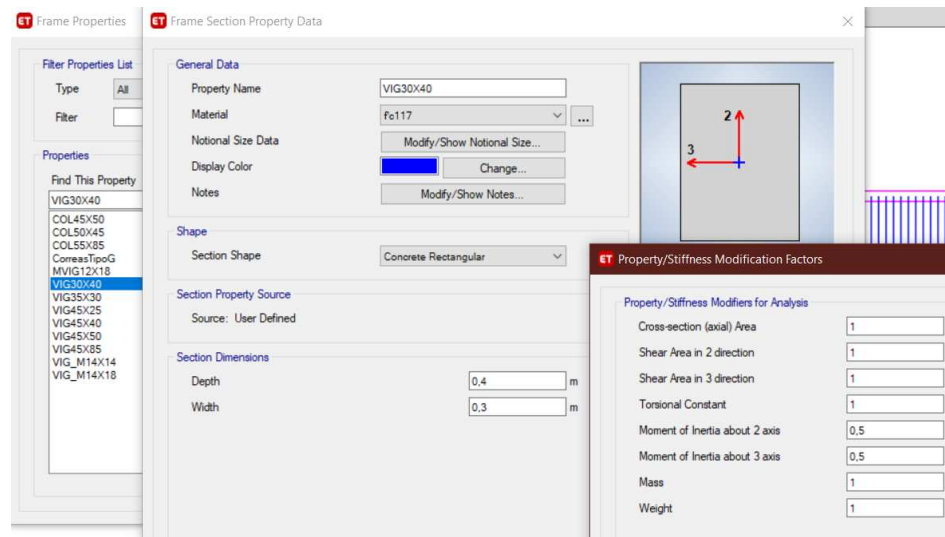
Donde

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

### Sección de viga

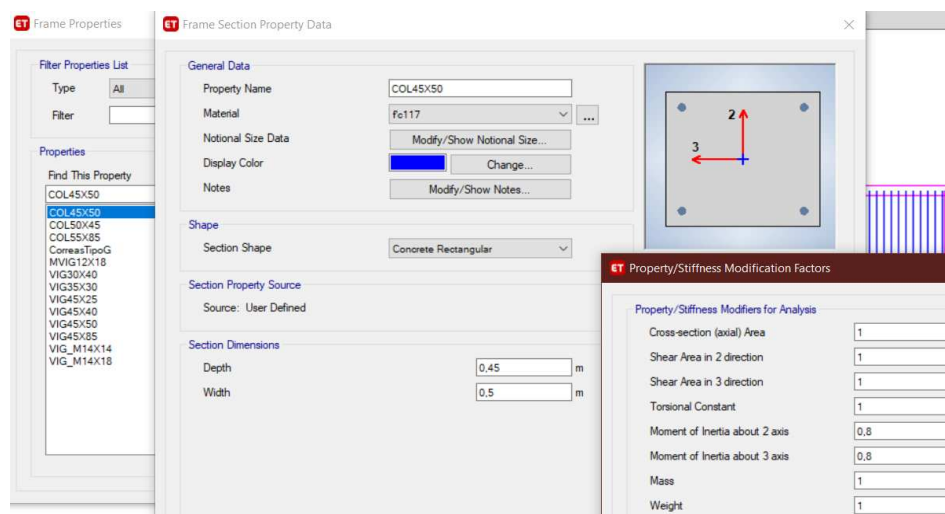
En la edificación se poseen secciones de vigas de hormigón armado de 30x40cm, 35x30cm, 45x25cm, 45x40cm, 45x50cm y 45x85cm, conjuntamente se ingresa la inercia agrietada igual a 0.5 para vigas de acuerdo a la NEC (2015).



**Figura 108:***Ingreso sección vigas de hormigón armado*

## Sección de columnas

En la edificación se posee secciones de columnas de hormigón armado de 45x50cm y 55x85cm, conjuntamente se ingresa la inercia agrietada igual a 0.8 para columnas de acuerdo a la NEC (2015).

**Figura 109:***Ingreso sección columnas de hormigón armado*

## Acero estructural

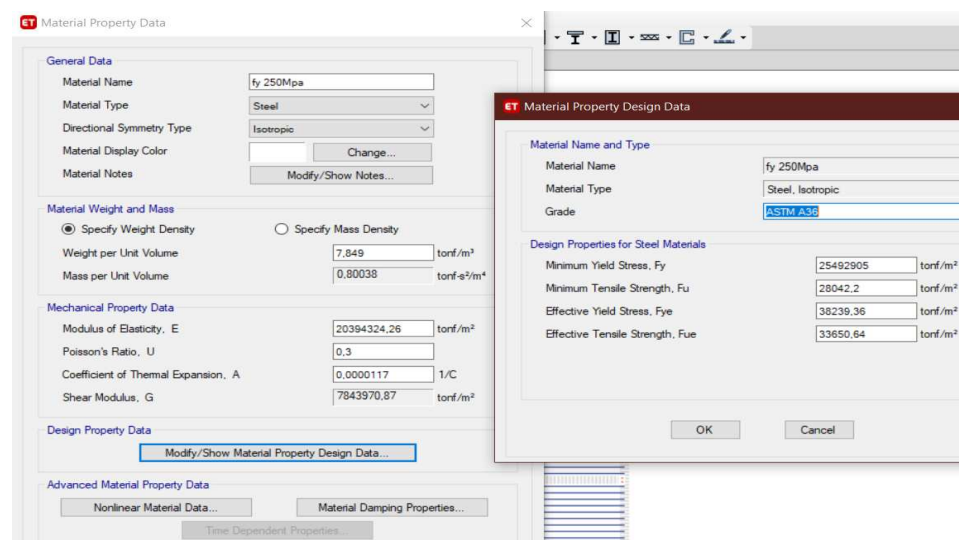
Este tipo de acero se lo encuentra en las correas utilizadas para el sistema de cumbrero como se menciona en la sección 0, las correas poseen un perfil metálico grado ASTM A36 tipo G de 3 mm de espesor (100x50x15x3mm), el cual posee una resistencia  $f_y = 250 \text{ MPa}$ , a partir de esto se puede hallar los diferentes valores para resistencias con las ecuaciones ( 39 ), ( 40 ) y ( 41 ), con valores de correlación para acero de grado A36 obtenidos en la AISC 341-05 (2005) tabla I-6-1.

Donde

- $R_y$ : Factor de correlación de  $f_{ye}$  (1.5 para acero ASTM A36).
- $R_t$ : Factor de correlación  $f_{ue}$  (1.2 para acero ASTM A36).

**Figura 110:**

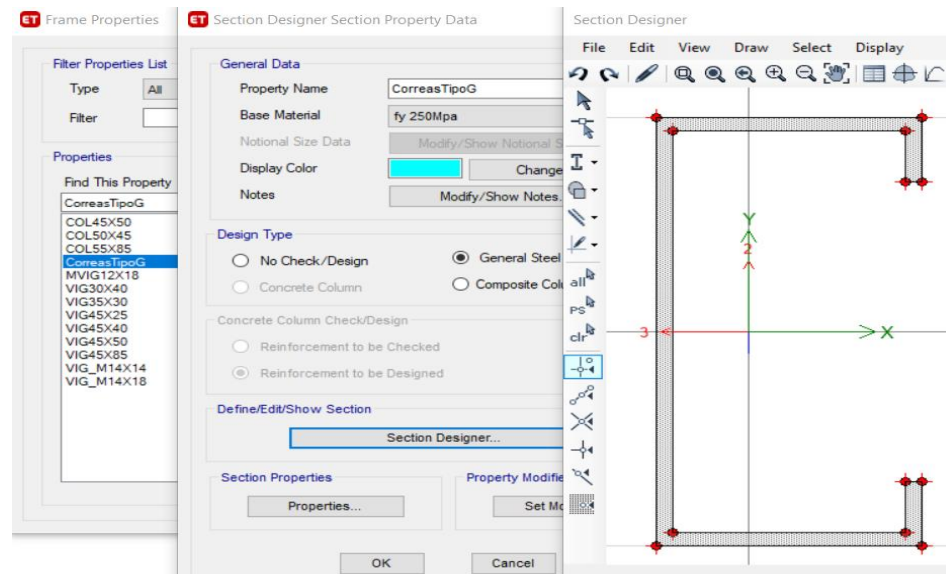
*Ingreso de acero estructural  $f_y = 250 \text{ MPa}$*



## Correas tipo G (100x50x15x3mm)

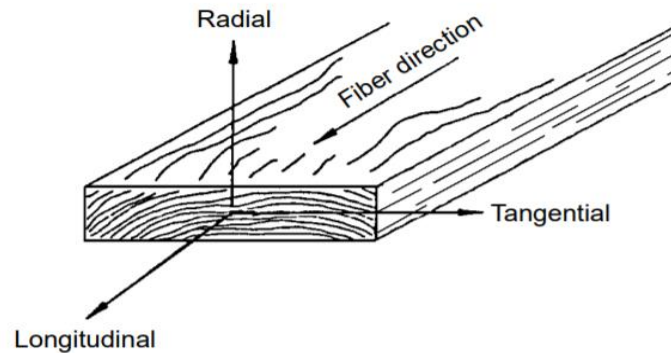
Las correas utilizadas para soportar el sistema de cumbrero son tipo G grado

A36.

**Figura 111:****Sección de correa estructural tipo G****Madera estructural**

La madera fue, es y seguirá siendo uno de los elementos estructurales más utilizados y estudiados con ese fin a lo largo del tiempo; en el caso del Colegio Militar “Eloy Alfaro” la madera representa la configuración entera del soporte de piso, aportando en gran medida a la rigidez de la edificación, estos elementos conjuntamente con las vigas perimetrales de hormigón para amarre forman un sistema de diafragma semi rígido que sostiene a las paredes de mampostería y permite la movilidad de la mayoría del peso de la estructura en los principales modos de vibración.

La madera que se considera para el análisis es el pino, para el ingreso de datos se toma en consideración que el material es ortotrópico lo cual implica que posee un comportamiento mecánico y térmico único e independiente en las tres direcciones perpendiculares entre sí, en la madera se considera que la dirección principal será aquella que sea paralela a las fibras.

**Figura 112:***Ejes locales de la madera**Fuente: (Mcaleavey et al., 1999)*

De acuerdo con la Figura 112, y correlacionando con los ejes locales utilizados por el programa computacional utilizado, se tiene la Tabla 59:

**Tabla 59:***Ejes locales de la madera*

<b>Ejes locales</b>	<b>Siglas</b>	<b>Descripción</b>
<b>E1</b>	$E_L$	Longitudinal
<b>E2</b>	$E_R$	Radial
<b>E3</b>	$E_T$	Tangencial
<b>G12</b>	$G_{LR}$	Corte longitudinal – radial
<b>G13</b>	$G_{LT}$	Corte longitudinal – tangencial
<b>G23</b>	$G_{RT}$	Corte radial – tangencial
<b>U12</b>	$\mu_{LR}$	Poisson longitudinal – radial
<b>U13</b>	$\mu_{LT}$	Poisson longitudinal – tangencial
<b>U23</b>	$\mu_{RT}$	Poisson radial – tangencial

*Fuente: (Mcaleavey et al., 1999)*

Para el ingreso de las propiedades de la madera se posee un dato fundamental dado por el ensayo de ultrasonido en la sección 0, el cual obtiene que el módulo de elasticidad tangencial es  $E_T = 49099,06 \text{ Ton/m}^2$ , mediante este dato podemos

correlacionar los demás valores para los demás ejes locales de la madera y tomando en cuenta que el espécimen utilizado en el entrepiso del colegio es pino. Como se observa en la Tabla 60 la correlación está dada gracias a factores de correlación y fórmulas ( 42 ) y ( 43 ).

**Tabla 60:**

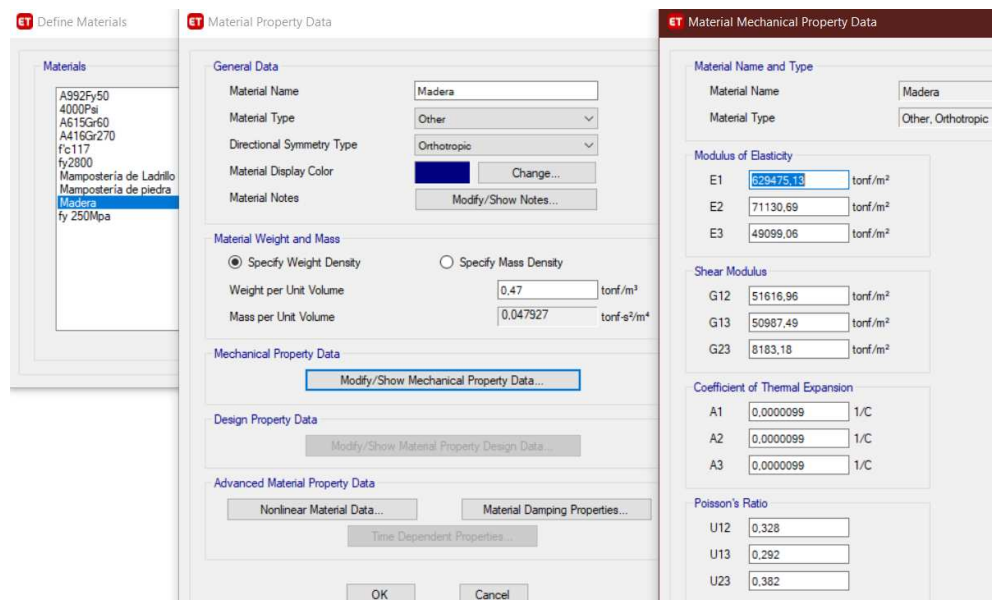
*Valores del módulo de elasticidad para los ejes locales de la madera*

Ejes locales	Siglas	Fórmula	Factor de correlación	Valor	Unidad
E3	$E_T$	[-]	[-]	49099,06	Ton/m <sup>2</sup>
E1	$E_L$	$E_T * \frac{1}{F_{Correlación}}$ ( 42 )	0,078	629475,13	Ton/m <sup>2</sup>
E2	$E_R$		0,113	71130,69	Ton/m <sup>2</sup>
G12	$G_{LR}$	$E_L * F_{Correlación}$ ( 43 )	0,082	51616,96	Ton/m <sup>2</sup>
G13	$G_{LT}$		0,081	50987,49	Ton/m <sup>2</sup>
G23	$G_{RT}$		0,013	8183,18	Ton/m <sup>2</sup>
U12	$\mu_{LR}$	[-]	[-]	0,328	[-]
U13	$\mu_{LT}$	[-]	[-]	0,292	[-]
U23	$\mu_{RT}$	[-]	[-]	0,382	[-]

Fuente: (Mcaleavey et al., 1999)

**Figura 113:**

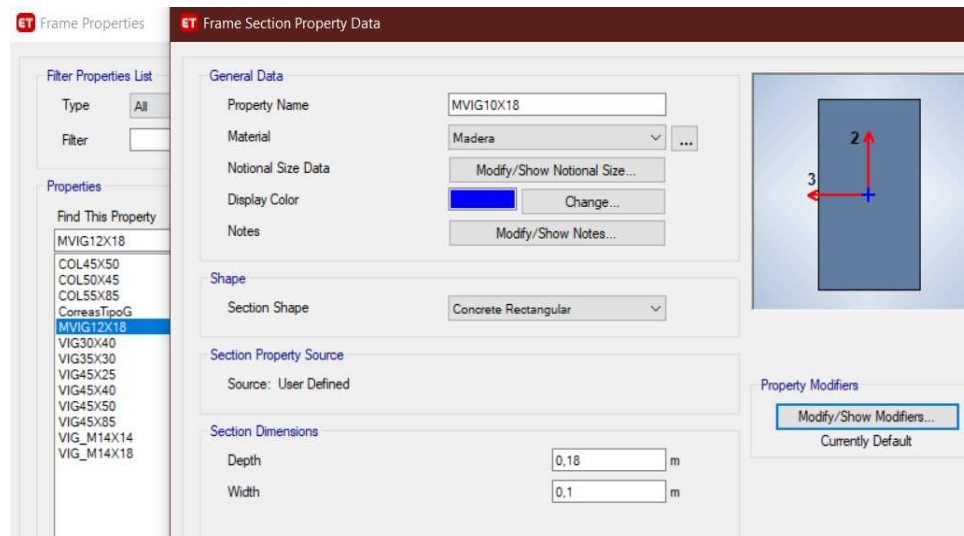
*Ingreso de madera estructural ortotrópico*



Las secciones de las vigas de madera existentes son 10x18cm para el sistema de entretiso y 14x14cm y 14x18cm para el sistema de cerchas soporte del cumbrero.

**Figura 114:**

*Ingreso de sección de madera estructural*



### ***Mampostería de piedra para cimentación***

El material usado para la cimentación es mampostería de rocas basálticas con mortero de baja calidad, de acuerdo Meli (1998), el módulo de elasticidad del conjunto es aproximadamente  $E_r = 5000 \text{ kg/cm}^2$  y el valor de resistencia a compresión del conjunto es aproximadamente  $f_r = 120 \text{ kg/cm}^2$  como recomendación, estos valores son bajos debido a que no solo se toma en cuenta la resistencia de la roca ya que el material más frágil del conjunto es el mortero de unión, por lo cual la falla será frágil en tendencia de las aberturas por donde pasa el mortero.

Tabla 61:

*Propiedades mecánicas de los materiales*

Material	Peso volumétrico [g/cm <sup>3</sup> ]	Resistencia a compresión [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a cortante y tracción [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad [kg/cm <sup>2</sup> ]
Adobe	1.8	2 – 5	0.5	3000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1.8	5 – 10	0.5	5000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5 – 10	1.0	5000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15 – 20	2.0	10000
Mampostería de piedra regular con mortero de cal	2.0	10 – 15	0.5	5000
Mampostería de piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20000

*Fuente: (Meli, 1998)*

Figura 115:

*Propiedades de la mampostería de piedra*

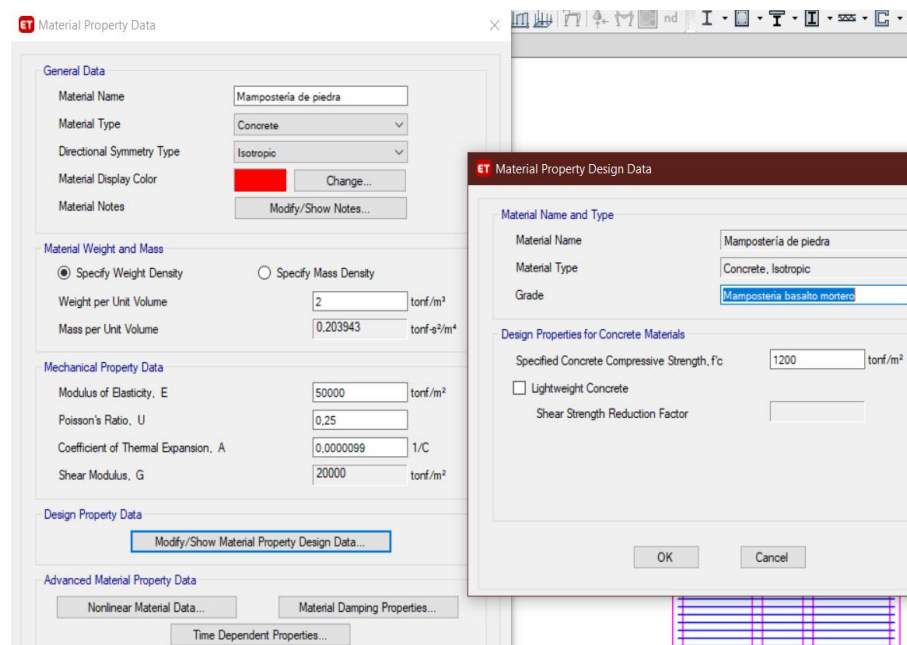
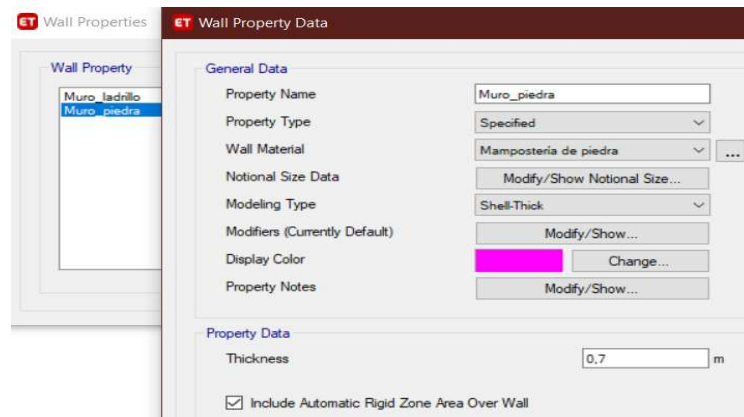


Figura 116:

Sección de muro de mampostería de piedra

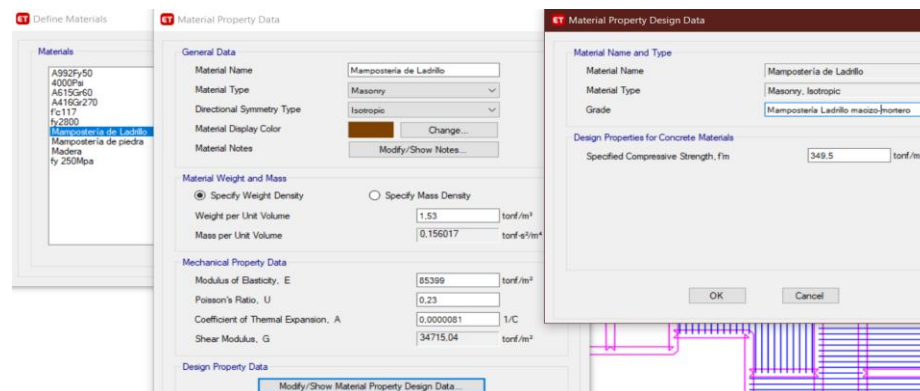


### **Mampostería de ladrillo para paredes portantes**

La mampostería usada para las paredes portantes está compuesta por ladrillos macizos unidos por mortero de baja calidad compuesto por cal y cemento. De acuerdo a Estrella & Narváez (2018) el valor promedio de resistencia de ensayos a compresión de muretes de mampostería en la Iglesia San Francisco de Quito con la misma configuración que la que posee el edificio en estudio, en referencia a materiales de mampostería de ladrillo con mortero de cal-cemento es  $f_m = 34.95 \text{ kg/cm}^2$ , y el módulo de elasticidad de  $E_m = 8539,9 \text{ kg/cm}^2$ .

Figura 117:

Propiedades de la mampostería de ladrillo

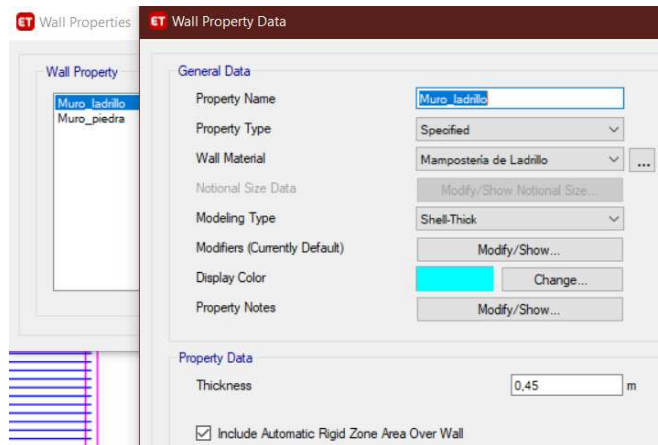




El valor de la densidad se calculó gracias al ensayo de compresión de muestras de testigos de mampostería de ladrillo en la sección 0.

**Figura 118:**

*Ingreso sección de muro de mampostería de ladrillo*

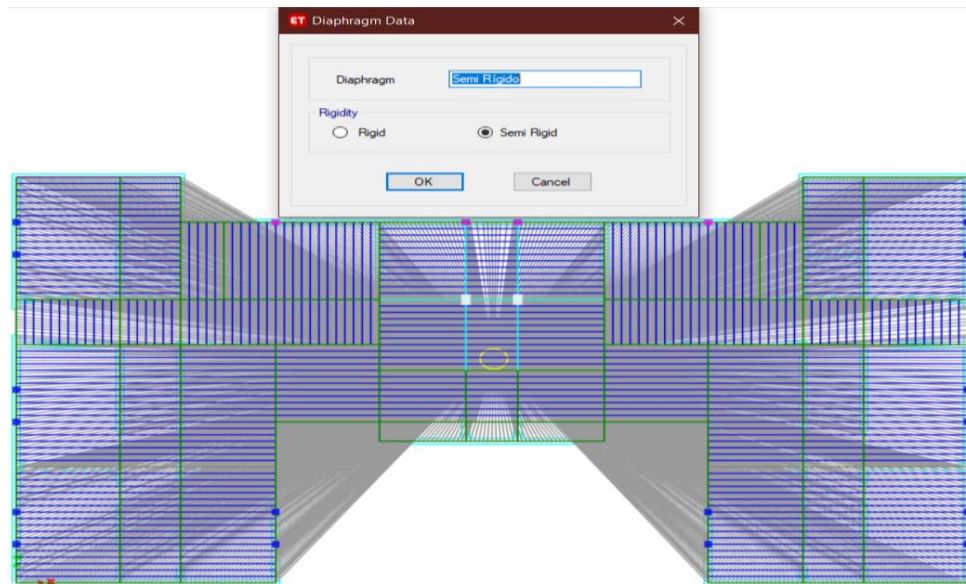


### **Definición del diafragma semirrígido**

Un diafragma tiene como objetivo el crear un vínculo más eficiente entre los elementos que conforman el entrepiso con los elementos verticales que lo soportan (columnas y muros), como claro ejemplo existen las losas macizas de hormigón que actúan como distribuidores de fuerzas laterales en las subelementos estructurales de hormigón armado. Para el caso específico del edificio en estudio, se posee un sistema de piso capaz de distribuir las fuerzas sísmicas hacia los elementos de soporte que en este caso son los muros de mampostería, el sistema de piso está conformado por viguetas de madera armada en un solo sentido conjuntamente con las vigas perimetrales de hormigón armado, este conjunto crea un escenario de parcial arriostamiento a los muros y acondicionan toda la planta como un sistema de diafragma semi rígido que aporta a la distribución de esfuerzos laterales a toda la edificación.

**Figura 119:**

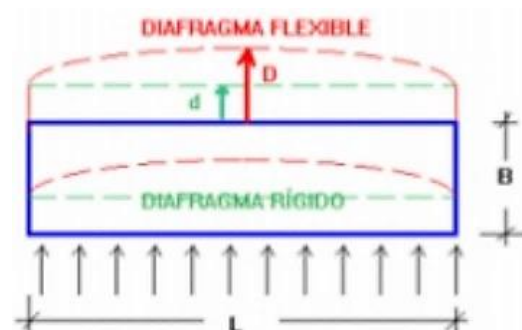
*Sistema de diafragma semi rígido de piso*



El sistema de piso posee elementos flexibles (madera) y elementos rígidos (vigas de hormigón armado), como se observa en la Figura 44, apoyan al confinamiento y redistribución de fuerzas laterales en el sentido paralelo al armado de las viguetas, sin embargo, en el sentido contrario se tiene un sistema mínimamente arriostrado que está sujeto únicamente al apoyo de las vigas perimetrales y rigidez de los muros transversales provocando que no se redistribuya uniformemente las fuerzas laterales.

**Figura 120:**

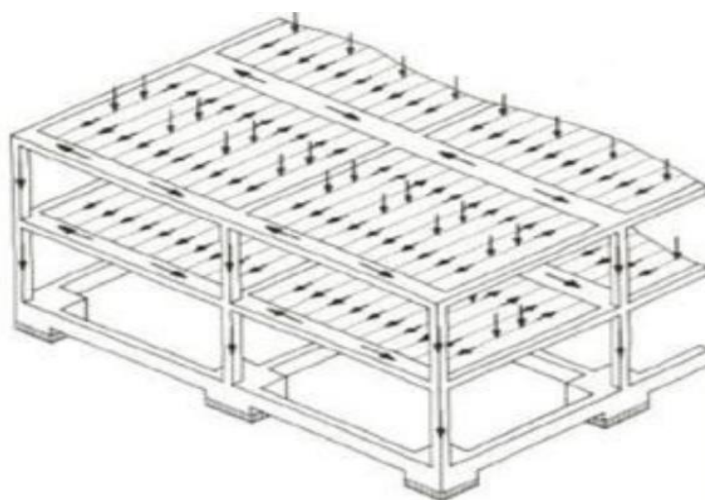
*Sistema de diafragma rígido y flexible*



Fuente: (Anónimo, sf.)

**Figura 121:**

*Sistema de distribución de cargas para sistema de piso de madera*



*Fuente: (Patiño, 2014)*

### **Cálculo del porcentaje de cortante basal**

**Tabla 62:**

*Datos de ingreso para el cortante basal*

<b>Nomenclatura</b>	<b>Valor</b>	<b>Observaciones</b>	<b>Obtención</b>
<b>Ubicación</b>		Sector La Pradera, Quito, Ecuador	
<b>Tipo de suelo</b>	D	Perfil de suelo rígido $V_{S30} = 330.86 \text{ m/seg}$	Tabla 2 NEC-SE-DS Clasificación de los perfiles del suelo
<b>Utilización</b>		Edificio administrativo, uso de oficinas y lugar de reuniones	
<b>Z</b>	0,4	Zona sísmica 5 (alta) para la ciudad de Quito	Tabla 1 y 19 NEC-SE-DS Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada y Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z
<b><math>C_t</math></b>	0,0274	Coeficientes que dependen del tipo de edificio y periodos de vibración	Ver las fórmulas y tabla de sección 0
<b><math>\alpha</math></b>	1		
<b>Fa</b>	1,2	Factor de sitio	Tabla 3 NEC-SE-DS Tipo de suelo y Factores de sitio Fa
<b>Fd</b>	1,19	Factor de sitio	Tabla 4 NEC-SE-DS Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Nomenclatura	Valor	Observaciones	Obtención
<b>F<sub>s</sub></b>	1,28	Factor de comportamiento inelástico	Tabla 5 NEC-SE-DS Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F <sub>s</sub> .
<b>n</b>	2,48	2,48 para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	Figura 3 NEC-SE-DS Razón entre la aceleración espectral S <sub>a</sub> (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
<b>Importancia (I)</b>	1,3	Estructuras de ocupación especial	Tabla 6 NEC-SE-DS Tipo de uso, destino e importancia de la estructura
<b>Factor de reducción (R)</b>	2	Estructuras de mampostería no confinada especiales	Tabla 16 NEC-SE-DS y Tabla 5.1 NCh433-2012 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada y Valores máximos de los factores de modificación de respuesta sísmica
<b>f planta</b>	0,9	Asimetría pronunciada con respecto al eje Y Irregularidad geométrica: última planta diferente a las inferiores	Tabla 13 NEC-SE-DS Coeficientes de irregularidad en planta
<b>f elevación</b>	0,9		Tabla 14 NEC-SE-DS Coeficientes de irregularidad en elevación

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Se adoptó un factor de reducción sísmica (R) bajo debido a las propiedades intrínsecas de la estructura, lo que permite que su ductilidad sea restringida sin poder disipar energía entrante, lo cual obliga a las paredes portante y sistema de entrepiso a absorber la totalidad de la fuerza cortante sin presentar grandes desplazamientos en el rango inelástico, esto sucede principalmente gracias al comportamiento de los elementos portantes que suelen tener fallas frágiles y no producen rótulas plásticas en los elementos estructurales (D'Ayala & Benzoni, 2012; Estrella & Narváez, 2018). En concordancia con la normativa chilena también se posee valores de reducción sísmica R=2 para este tipo de edificaciones y de acuerdo a la normativa ecuatoriana se posee valores de R entre 1 y 3 por lo cual se optó por el valor de R=2 para la creación del espectro de respuesta sísmica. (INN-Chile, 2012; NEC-SE-DS, 2015)

### **Cálculo del cortante basal**

Para la obtención del periodo de la estructura  $T_a$  se utilizó el *Método 1* presentado por la NEC-SE-DS (2015), el cual indica la fórmula ( 44 ) para encontrar el periodo para edificaciones de carácter especial como la de estudio.

$$T_a = C_t * H n^\alpha \quad (44)$$

Donde

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} \quad (45)$$

$$C_w = \frac{\sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 * \left( \frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]}{A_B} \quad (46)$$

Donde

- $\alpha = 1$ : para mampostería estructural
- $A_B$ : Área de la edificación en su base [ $m^2$ ]
- $n_w$ : Número de muros de la edificación diseñados para resistir fuerzas sísmicas en la dirección de estudio [#]
- $h_{wi}$ : Altura del muro  $i$  medida desde la base [ $m$ ]
- $A_{wi}$ : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural  $i$ , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio [ $m^2$ ]
- $l_{wi}$ : Altura del muro  $i$  medida desde la base [ $m$ ]

Para el cálculo de estos factores se tomó en cuenta el sentido más propenso a sufrir daño por carga lateral, siendo el sentido Y el de estudio, se obtuvieron los resultados de la Tabla 63.

Tabla 63:

Cálculo del factor  $C_w$ 

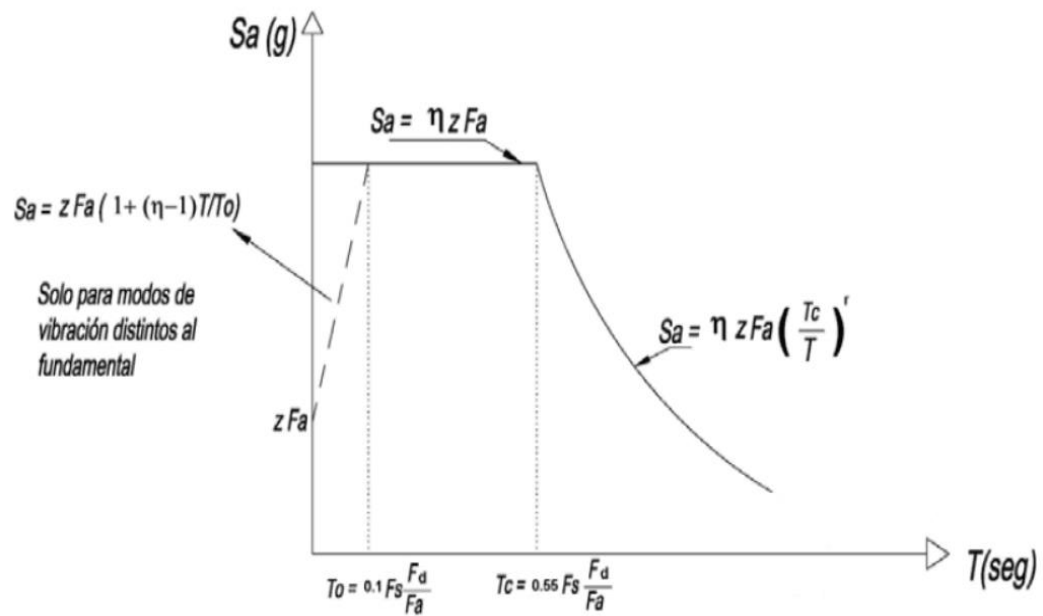
Pared	$A_{wi}$	$h_{wi}$	$l_{wi}$	$\left(\frac{h_n}{h_{wi}}\right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 * \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}}\right)^2}$
#	$m^2$	$m$	$m$	$m^2$
1	0,630	9,60	1,40	0,042
2	0,833	9,60	1,85	0,094
3	0,833	9,60	1,85	0,094
4	1,035	9,60	2,30	0,177
5	0,608	9,60	1,35	0,037
6	4,410	9,60	9,80	6,482
7	3,285	9,60	7,30	3,562
8	0,923	9,60	2,05	0,127
9	2,318	9,60	5,15	1,576
10	0,428	9,60	0,95	0,013
11	4,410	9,60	9,80	6,482
12	4,748	9,60	10,55	7,430
13	2,318	9,60	5,15	1,576
14	0,428	9,60	0,95	0,013
15	2,858	9,60	6,35	2,605
16	3,150	9,60	7,00	3,248
17	0,945	9,60	2,10	0,136
18	0,608	9,60	1,35	0,037
19	2,858	15,60	6,35	0,476
20	0,270	15,60	0,60	0,000
21	2,543	15,60	5,65	0,347
22	0,945	15,60	2,10	0,020
23	0,923	15,60	2,05	0,019
24	0,630	9,60	1,40	0,042
25	0,833	9,60	1,85	0,094
26	0,833	9,60	1,85	0,094
27	1,035	9,60	2,30	0,177
28	0,608	9,60	1,35	0,037
29	4,410	9,60	9,80	6,482
30	3,285	9,60	7,30	3,562
31	0,923	9,60	2,05	0,127
32	2,318	9,60	5,15	1,576
33	0,428	9,60	0,95	0,013
34	4,410	9,60	9,80	6,482
35	4,748	9,60	10,55	7,430
36	2,318	9,60	5,15	1,576
37	0,428	9,60	0,95	0,013
38	2,858	9,60	6,35	2,605
39	3,150	9,60	7,00	3,248
40	0,945	9,60	2,10	0,136

Pared	$A_{wi}$	$h_{wi}$	$l_{wi}$	$\left(\frac{h_n}{h_{wi}}\right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 * \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}}\right)^2}$
41	0,608	9,60	1,35	0,037
42	2,858	15,60	6,35	0,476
43	0,270	15,60	0,60	0,000
44	2,543	15,60	5,65	0,347
45	0,945	15,60	2,10	0,020
46	0,923	15,60	2,05	0,019
			Total	69,185

Obteniéndose un valor de  $C_w = 0.0514$  de acuerdo a la ecuación ( 46 ) y finalmente obteniéndose el valor de  $C_t = 0.0274$  de acuerdo a la ecuación ( 45 ), para poder tabular el valor del periodo de vibración de la estructura, y posteriormente obtener el valor del espectro de respuesta de acuerdo a la Figura 122.

**Figura 122:**

*Espectro de diseño*



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 64:

Cálculo del porcentaje de cortante basal

Descripción	Formulación	Valor	Unidad
Periodo límite	$T_0 = 0,1 * F_s \frac{F_d}{F_a}$ ( 47 )	0,127	seg
Periodo de vibración	$T_a = C_t * h_n^\alpha$ ( 48 )	0,426	seg
Periodo límite	$T_C = 0,55 * F_s \frac{F_d}{F_a}$ ( 49 )	0,698	seg
Espectro de respuesta	$S_a = n * Z * F_a$ ( 50 )	1,190	
% Carga total	$\%V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * f_p * f_e} * 100\%$ ( 51 )	95,53	%

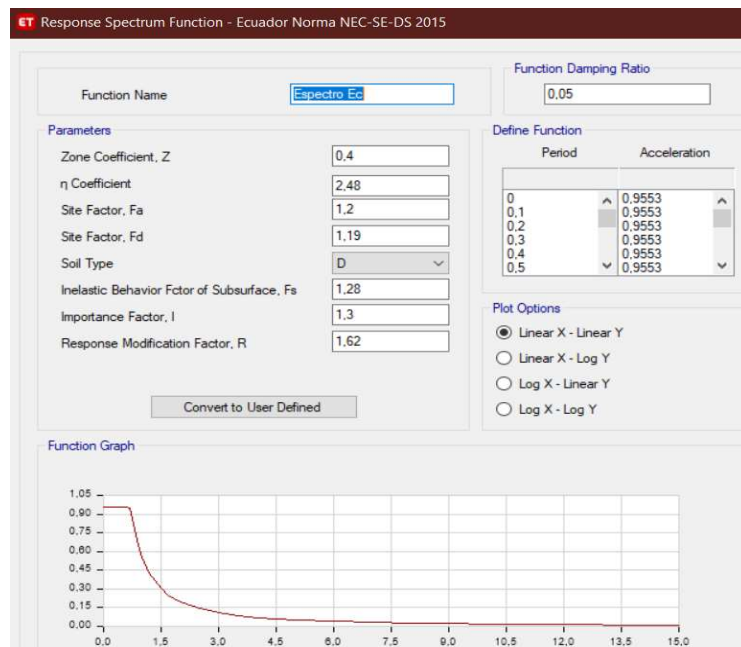
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Para el ingreso del factor de reducción sísmica (R), debido a que no se puede ingresar directamente los factores por irregularidad tanto en planta como en elevación, se realizó un artificio de cálculo para el ingreso de los mismos.

$$R = R * \emptyset_p * \emptyset_e = 2 * 0,9 * 0,9 = 1.62$$

Figura 123:

Ingreso de datos para espectro de respuesta

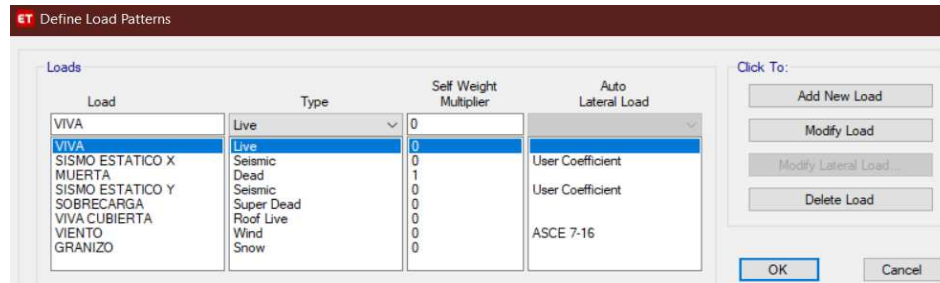




## Ingreso de los patrones de carga

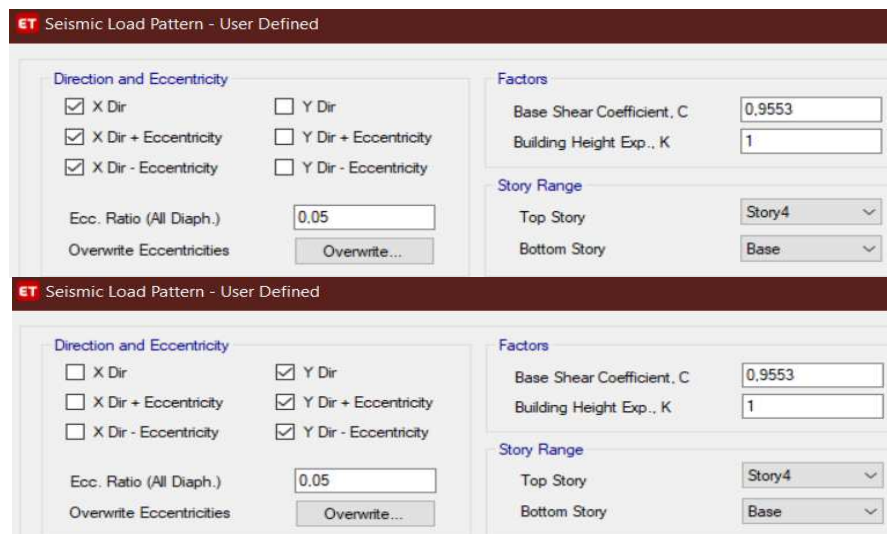
**Figura 124:**

*Patrones de carga*



**Figura 125:**

*Definición de la carga lateral para sismo estático en X y Y*



## Definición de la masa de aplicación

Se tomará el 100% de la masa (Peso propio de la estructura más la sobrecarga pertinente) para la aplicación de esta edificación, el peso propio de la estructura será calculado automáticamente por el programa, mientras que la sobrecarga será todo lo que sea innecesario para el modelamiento y por razones de trabajo computacional no se ingresan.

**Figura 126:***Definición de la masa*

Mass Source Data

Mass Source Name: MASA

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
SOBRECARGA	1
SOBRECARGA	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

## Ingreso de los casos de carga

**Figura 127:***Casos de carga actuales*

Para el ingreso del sismo dinámico se especifica la dirección de aplicación del sismo en cada caso, siendo para X la dirección U1 y en Y dirección U2.

**Figura 128:**

*Espectro modal para sismo dinámico en X y Y*

The figure displays two side-by-side screenshots of the 'Load Case Data' dialog box in ETABS software, configured for dynamic seismic analysis. The left window is for 'SISMO DINAMICO X' and the right is for 'SISMO DINAMICO Y'. Both windows show the following details:

- General:** Load Case Name (SISMO DINAMICO X/Y), Load Case Type (Response Spectrum), Exclude Objects in this Group (Not Applicable), Mass Source (Previous (MASA)).
- Loads Applied:** A table with columns: Load Type, Load Name, Function, Scale Factor.
 

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro Ec	9,81
- Other Parameters:** Modal Load Case (Modal), Modal Combination Method (CQC), Include Rigid Response (unchecked), Rigid Frequency, f1, Rigid Frequency, f2, Periodic + Rigid Type, Earthquake Duration, td, Directional Combination Type (SRSS), Absolute Directional Combination Scale Factor, Modal Damping (Constant at 0,05), Diaphragm Eccentricity (0 for All Diaphragms).

### Ingreso de las combinaciones de carga

Para el ingreso de las combinaciones de carga se toma como referencia lo mencionado en la normativa ecuatoriana NEC-SE-CG (2015) y la normativa americana ASCE/SEI 41-17 (2017), en esta última se especifica que las combinaciones deberán contener el 100% de la carga sísmica en un sentido y el 30% de la carga sísmica en sentido contrario, así como su respectiva combinación por signo utilizado; a continuación se presentan las combinaciones usadas para la elaboración del modelo estructural.

Tabla 65:

## Combinaciones de cargas

Norma	Combinación	Formulación
Combinaciones para diseño		
(NEC-SE-CG, 2015)	1	$1.4D$
(NEC-SE-CG, 2015)	2	$1.2D + 1.6L + 0.5\max[L_r; S]$
(NEC-SE-CG, 2015)	3	$1.2D + 1.6\max[L_r; S] + \max[L; W]$
(NEC-SE-CG, 2015)	4	$1.2D + 1.0W + L + 0.5\max[L_r; S]$
(NEC-SE-CG, 2015)	5	$1.2D \pm 1.0E_{X-Y} + 1.0L + 0.2S$
(NEC-SE-CG, 2015)	6	$0.9D + 1.0W$
(NEC-SE-CG, 2015)	7	$0.9D \pm 1.0E_{X-Y}$
Combinaciones para análisis		
(ASCE/SEI 41-17, 2017)	8	$1.1D + 1.1L + 1.1S \pm 1.0E_X \pm 0.3E_Y$
(ASCE/SEI 41-17, 2017)	9	$1.1D + 1.1L + 1.1S \pm 1.0E_Y \pm 0.3E_X$

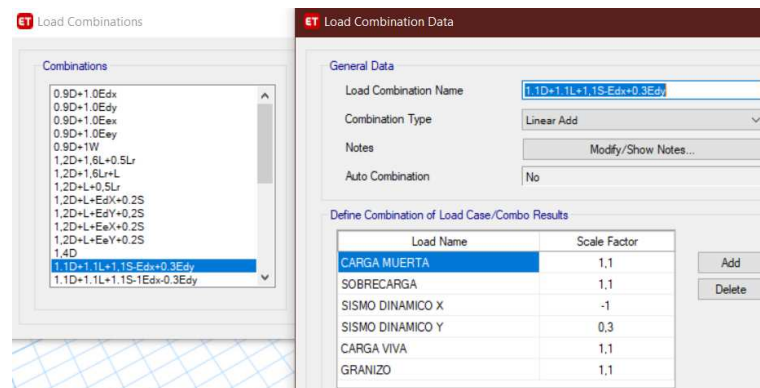
Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017; NEC-SE-CG, 2015)

Donde:

- $D$ : Carga muerta
- $L$ : Carga viva
- $L_r$ : Carga viva de cubierta
- $S$ : Carga de granizo
- $W$ : Carga de viento
- $E_{X-Y}$ : Carga sísmica estática/dinámica

Figura 129:

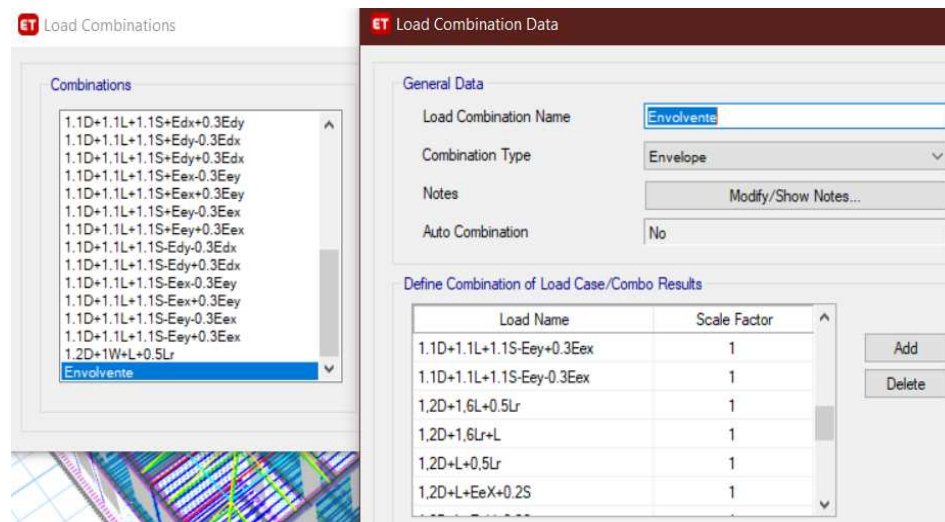
## Combinaciones de carga utilizadas



Al finalizar el ingreso de las respectivas combinaciones, se creó la envolvente de combinaciones con el fin de obtener el o los casos de cargas más críticas una vez corrido el análisis. En total se ingresaron 37 combinaciones posibles tanto por cambio de signo como cambio de dirección del sismo.

**Figura 130:**

*Envolvente*



### Ingreso de cargas

- **Carga muerta:** Una vez ingresadas las propiedades de los materiales de la edificación, el programa automáticamente calcula el peso propio de los elementos dándonos el valor exacto de la carga muerta para su uso correspondiente.
- **Sobrecarga:** Esta carga contempla el peso adicional de todos los elementos que no aporten al sistema resistente.

- **Sistema de entrepiso**

**Tabla 66:**

*Sobrecarga de entrepiso*

Descripción	Valor
Duela de eucalipto (clase C)	$0,035m * 550 kg/m^3 = 19,25 kg/m^2$
Placa de asbesto-cemento de 4mm	$4mm * 11,5 kg/m^2/mm = 46 kg/m^2$

- **Sistema de cubierta**

El valor ingresado para la sobrecarga en cubierta será distribuido sobre las correas metálicas que sostienen la plancha de ESTILPANEL.

**Tabla 67:**

*Sobrecarga de cubierta*

Descripción	Valor
ESTILPANEL 4mm	$3,6 kg/m^2 * 1,87 m = 6,75 kg/m$

- **Carga viva:** Para el ingreso de la carga viva en la edificación en estudio, consideramos los parámetros existentes en la NEC-SE-CG (2015), utilizando el valor más crítico ya que gran parte de las instalaciones contienen archivos físicos y material computacional.

**Tabla 68:**

*Carga viva para oficinas*

Ocupación o Uso	Carga Uniforme ( $kN/m^2$ )
Salas de archivo y computación (Se diseñará para la mayor carga prevista)	-
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4,80
Oficinas	2,40
Corredores sobre el primer piso	4,00

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

- **Carga viva de cubierta:** Según la información obtenida y descrita en este documento, se tiene unca cubierta inaccesible con pendientes no mayores a los 15%. Por tal motivo y utilizando la normativa actual, se ingresará el valor especificado en la siguiente tabla.

**Tabla 69:**

*Carga viva para cubiertas*

Ocupación o Uso	Carga Uniforme ( $kN/m^2$ )
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3,00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4,80
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	-

*Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)*

- **Carga de viento:** Para determinar la influencia del viento sobre la estructura en estudio, utilizaremos como fundamento la norma ASCE 7-16 para el ingreso de los datos para la modelación.

**Figura 131:**

*Ingreso de datos para efecto del viento.*

- **Tipo de Exposición (Exposure Type)**

Para el factor de elevación del suelo (Ground Elevation Factor,  $K_e$ ) consideramos la tabla 26.9-1, donde se escogerá el valor para para edificaciones sobre los 1829 metros sobre el nivel del mar.

**Tabla 70:**

*Factor  $K_e$*

Table 26.9-1 Ground Elevation Factor, $K_e$		
Ground Elevation above Sea Level		Ground Elevation Factor $K_e$
ft	m	
<0	<0	See note 2
0	0	1.00
1,000	305	0.96
2,000	610	0.93
3,000	914	0.90
4,000	1,219	0.86
5,000	1,524	0.83
6,000	1,829	0.80
>6,000	>1,829	See note 2

*Notes*

1. The conservative approximation  $K_e = 1.00$  is permitted in all cases.
2. The factor  $K_e$  shall be determined from the above table using interpolation or from the following formula for all elevations:  
 $K_e = e^{-0.000362z_g}$  ( $z_g$  = ground elevation above sea level in ft).  
 $K_e = e^{-0.000119z_g}$  ( $z_g$  = ground elevation above sea level in m).
3.  $K_e$  is permitted to be take as 1.00 in all cases.

*Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017)*

En el caso de la estructura en estudio, se utilizará la siguiente fórmula con una altura de Quito de 2850 m. según los registros actuales.

$$K_e = e^{-0.000119Z_g} \quad (52)$$

Donde  $Z_g$  es la elevación sobre el nivel del mar [m], por lo tanto, se tiene que

$$K_e = e^{-0.000119(2850)} = 0,712.$$

- **Factor Topográfico (Kzt).**

Para la obtención del factor consideramos la tabla 26.8-1 donde la estructura en estudio no encaja en ninguna de las características descritas, razón por la cual se



utilizará como valor 1.0 según la recomendación que consta en esta norma (ASCE/SEI 41-17, 2017).

- **Factor de ráfaga (Gust Factor).**

Se utilizará el valor estándar para edificaciones rígidas que es de 0,85 de acuerdo a la tabla C26.11-1 de la (ASCE/SEI 41-17, 2017).

- **Factor de direccionalidad (K<sub>d</sub>).**

Para establecer el valor del factor de direccionalidad del viento (Directionality Factor, K<sub>d</sub>) se tomará en consideración la tabla 26.6-1 según el tipo de estructura en estudio. Para el caso del edificio el valor será de 0.85.

**Tabla 71:**

*Factor de direccionalidad*

**Table 26.6-1 Wind Directionality Factor,  $K_d$**

Structure Type	Directionality Factor $K_d$
<b>Buildings</b>	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
<b>Arched Roofs</b>	0.85
<b>Circular Domes</b>	1.0 <sup>a</sup>
<b>Chimneys, Tanks, and Similar Structures</b>	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0 <sup>a</sup>
Round	1.0 <sup>a</sup>
<b>Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs</b>	0.85
<b>Open Signs and Single-Plane Open Frames</b>	0.85
<b>Trussed Towers</b>	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

<sup>a</sup>Directionality factor  $K_d=0.95$  shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

*Fuente: (ASCE/SEI 41-17, 2017)*

- **Carga de granizo:** Al tratarse de una edificación ubicada sobre los 1500 msnm, es necesario considerar la incidencia del granizo en las cubiertas. Para este caso en

particular, utilizaremos el valor recomendado en la norma para cubiertas menores a los 15%, esto es  $0.50 \text{ KN/m}^2$ .

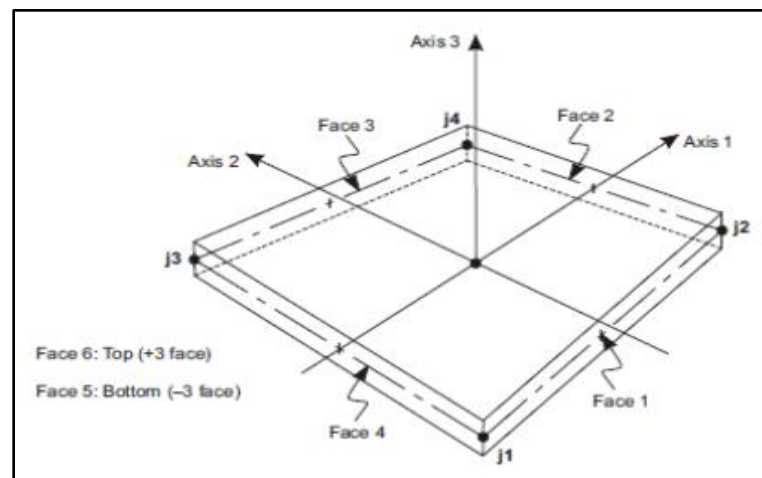
## Criterios de dibujo

### *Elementos tipo Shell*

La modelación de la mampostería en estudio se realizó utilizando elementos tipo Shell, aprovechando las propiedades que este dispone, y en especial, considerando el espesor de las paredes de ladrillo y piedra que llegan hasta los 45 y 70 centímetros respectivamente. Este elemento combina el comportamiento de los elementos tipo membrana y placa que soportan fuerzas y momentos en su propio plano, además de momentos flectores y fuerzas transversales al mismo. Para este caso especial, el elemento Shell estará constituido por cuatro nodos que generan seis caras definidas por los ejes locales 1,2,3. La cara número 6 se llama superior (positiva) y la 5 inferior (negativa) como se puede observar en la Figura 132.

**Figura 132:**

*Esquema de las caras del elemento tipo Shell*



*Fuente: (CSI,2017)*

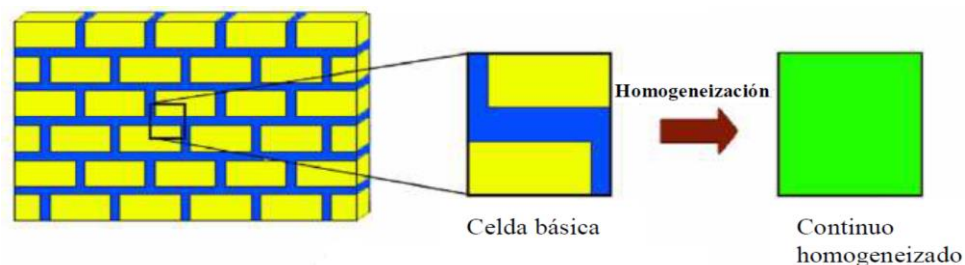
En total para la creación del modelo estructural actual de la edificación en estudio se utilizaron 7418 elementos tipo *frame* para creación de vigas y columnas, aparte 62880 elementos tipo Shell para la creación de los muros tanto de mampostería de piedra como de ladrillo, creando un mayor número de elementos por analizar dentro de cada iteración que realice el programa computacional, así como consumiendo memoria y procesamiento de la computadora.

### ***Discretización de elementos tipo Shell***

Para encontrar la cantidad de elementos adecuados para obtener los resultados esperados sin la necesidad de sobrecargar los recursos computacionales, se comenzó utilizando elementos cuadrados de 50 cm de altura por 50 cm de largo basados en los ensayos realizados para la obtención de los módulos de elasticidad en paredes de la Iglesia de San Francisco de Quito del trabajo de investigación de Estrella & Narváez (2018) el cual indica que se realizaron ensayos esclerométricos y de ultrasonido en zonas cuadradas de 50x50 cm. Una vez ingresados los datos para la primera iteración del número de elementos, se encontró la peculiaridad de que en muestras tan grandes no existía continuidad entre elementos consecutivos, por lo cual se realizó el siguiente análisis.

**Figura 133:**

*Homogeneización del micro modelo*



*Fuente:* (Quinteros et al., 2014)

Se tomó el criterio de un macro modelo y se lo unió con el criterio antes mencionado, el criterio de macro modelo explica que en este caso ladrillo, mortero e interfaz ladrillo-mortero están representados por un mismo elemento finito. El material se estudia a nivel macroscópico o micro modelo y se modela como un continuo homogéneo y ortótropo (Quinteros et al., 2014).

Dentro de este tipo de discretización suele englobarse a las técnicas de homogeneización que básicamente consisten en sustituir la compleja geometría de la celda básica por una geometría simplificada, de modo que es posible una solución cerrada del problema homogeneizado. Estas técnicas de homogeneización permiten establecer relaciones constitutivas en términos de tensiones y deformaciones promedio a partir de la geometría y de las relaciones constitutivas de los componentes individuales. Se puede obtener mucha información del estudio de las estructuras de mampostería regulares, en las que se produce una repetición periódica de la microestructura debido a una disposición constante de las unidades o ladrillos (Quinteros et al., 2014).

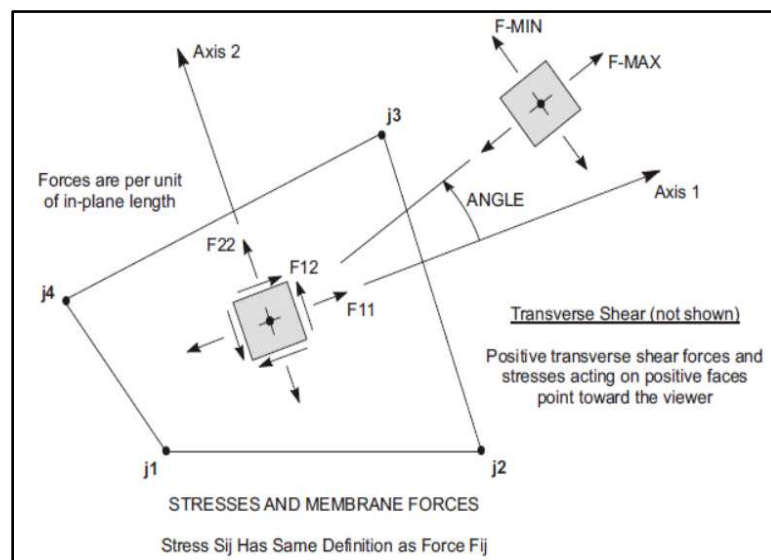
Bajo estos preceptos se tomó la decisión de unir el macro modelo, que representa dimensiones de una fila de ladrillo-mortero (12,5x25cm), y el modelo asociado a los ensayos realizados que representa dimensiones de 4 filas de ladrillos-mortero (50x50cm) llegando a un consenso de utilizar las dimensiones de 2 filas ladrillo-mortero (25x25cm).

### **Fuerzas y momentos internos en elementos tipo Shell.**

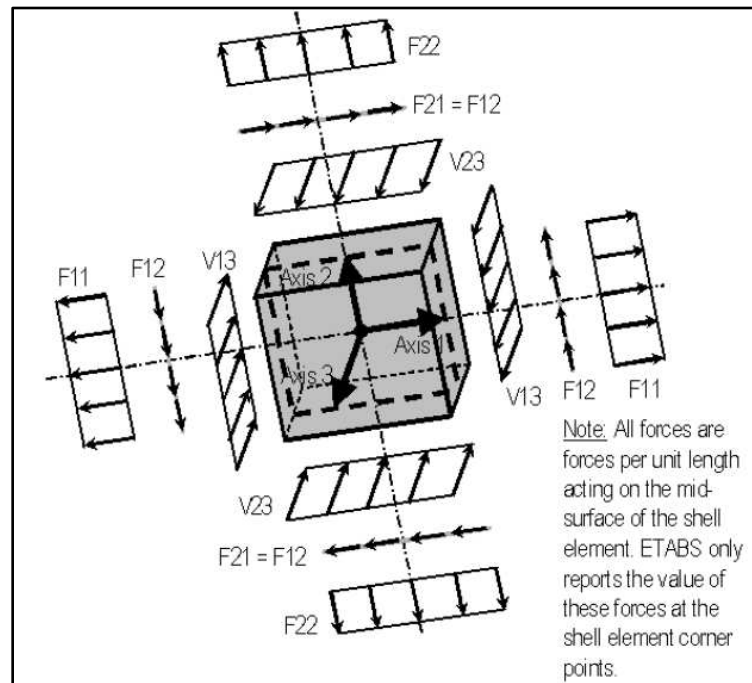
- **Las fuerzas directas.**  $F_{11}$  actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 1.  $F_{22}$  actúa en la parte media del elemento tipo Shell en dirección de la cara 2 y 4 en dirección al eje local 2.
- **Las fuerzas de corte.**  $F_{12}$  actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 2, similar a la que presenta en la cara 2 y 4 en dirección local al eje 1.
- **Cortantes fuera del plano.**  $V_{13}$  actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 3.  $V_{23}$  actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 2 y 4 en dirección al eje local 3.

**Figura 134:**

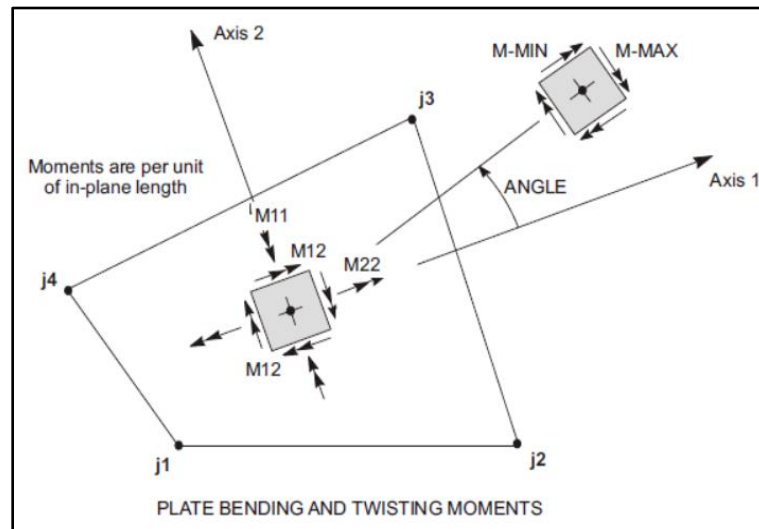
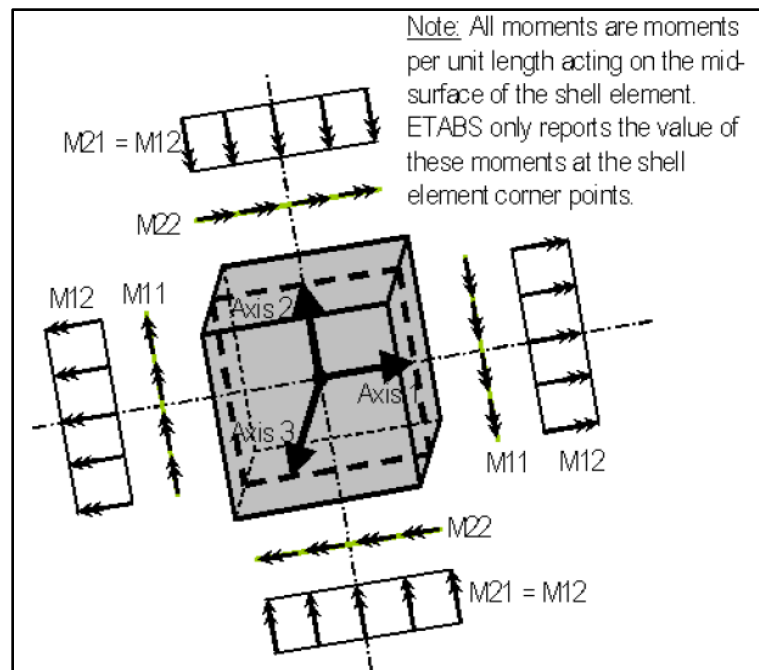
*Fuerzas internas en los elementos tipo Shell*



Fuente: (CSI,2017)

**Figura 135:***Fuerzas internas en los elementos tipo Shell**Fuente: (ETABS, 2017)*

- **Momentos directos.** M11 actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 1 y 3 alrededor del eje local 2. M22 actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 2 y 4 alrededor del eje local 1.
- **Momentos de torsión.** M12 actúa en la superficie media del elemento tipo Shell en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 1, similar al que se presenta en la cara 2 y 4 en dirección al eje local 2.

**Figura 136:***Momentos internos elementos tipo Shell**Fuente: (CSI,2017)***Figura 137:***Momentos internos elementos tipo Shell**Fuente: (ETABS, 2017)*

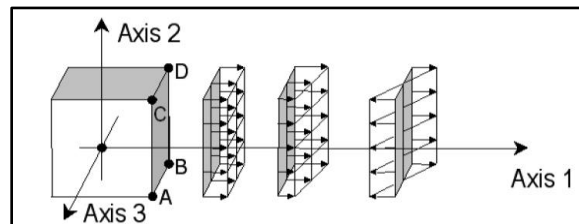
### ***Esfuerzos en elementos tipo Shell.***

Los esfuerzos de los elementos tipo Shell están definidos de acuerdo con el sistema de ejes locales 1,2 y 3. Los esfuerzos  $S_{ij}$  se producen en la cara  $i$  y en la dirección  $j$ , según el siguiente detalle:

- S11. Esfuerzo que se produce en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 1.

**Figura 138:**

*Esfuerzo S11*

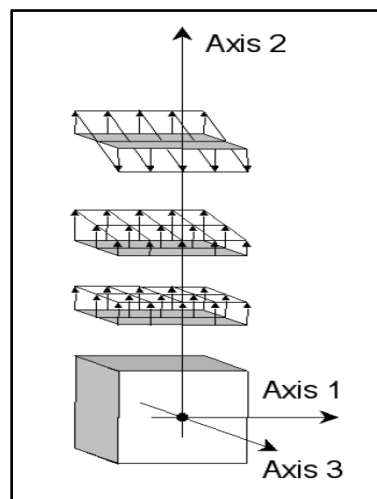


*Fuente: (ETABS, 2017)*

- S22. Esfuerzo que se produce en la cara 2 y 4 en dirección al eje local 2.

**Figura 139:**

*Esfuerzo S22*



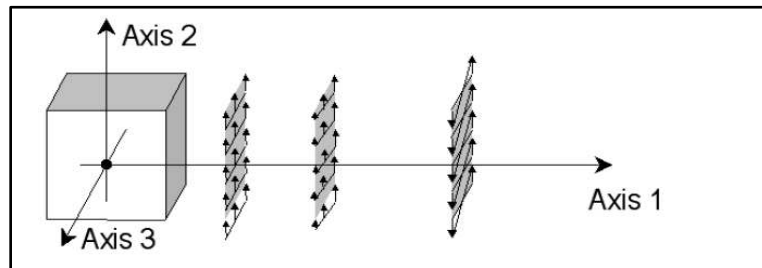
*Fuente: (ETABS, 2017)*



- S12. Esfuerzo de corte que se produce en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 2, similar al que se produce en la cara 2 y 4 en dirección al eje local 1.

**Figura 140:**

*Esfuerzo S21*

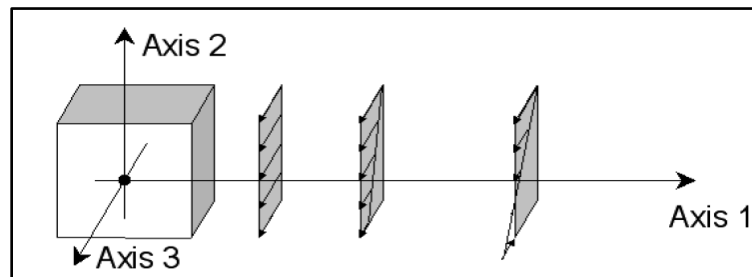


*Fuente: (ETABS, 2017)*

- S13. Esfuerzo de corte fuera del plano que actúa en la cara 1 y 3 en dirección al eje local 3.

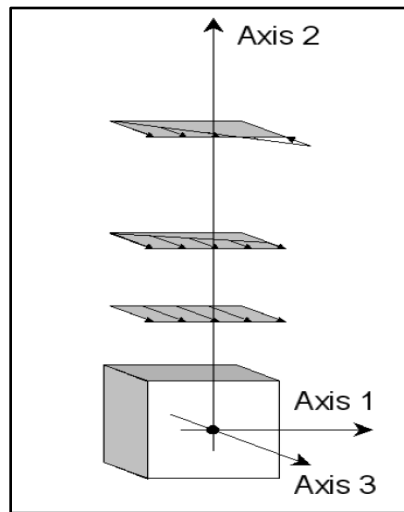
**Figura 141:**

*Esfuerzo S13*



*Fuente: (ETABS, 2017)*

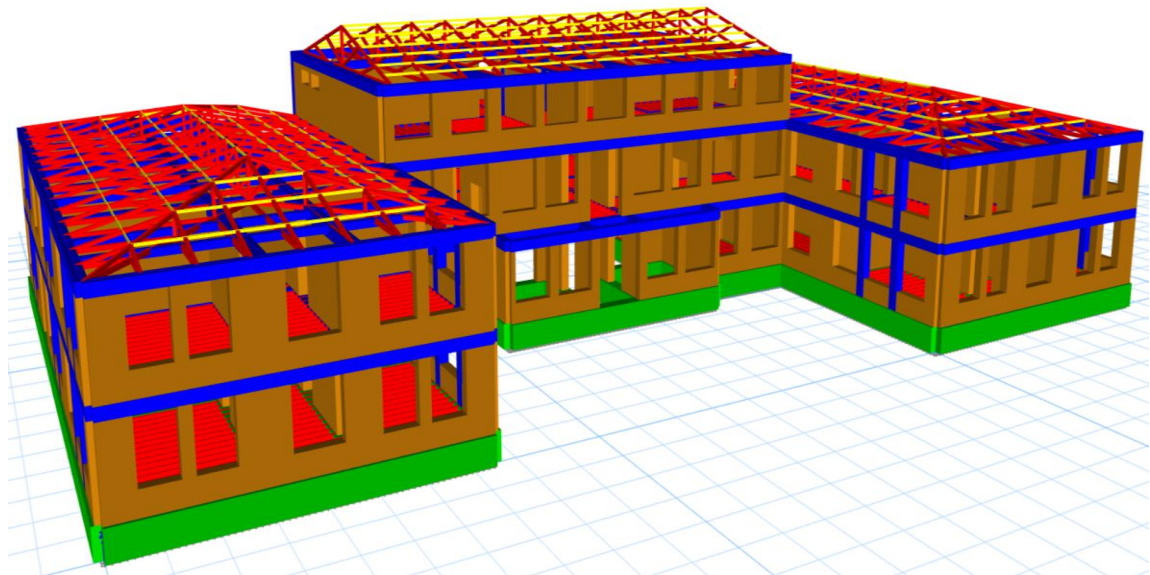
- S23. Esfuerzo de corte fuera del plano que actúa en la cara 2 y 4 en dirección al eje local 3.

**Figura 142:***Esfuerzo S23**Fuente: (ETABS, 2017)*

## **Análisis de resultados**

### ***Modelo***

El modelo estructural se lo realizó mediante software especializado para el cálculo estructural, esto conjuntamente con los criterios de dibujo y criterios de ingreso de datos llegan a representar de manera fiel el comportamiento actual de la estructura, así como las posibles fallas que esta pueda tener. A continuación, se presenta el modelo realizado y los resultados obtenidos

**Figura 143:***Modelo arquitectónico referente***Figura 144:***Modelo computacional estructura actual****Derivas de piso***

La deriva de piso se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza sísmica, con respecto al piso consecutivo, esto se lo calcula con dos puntos medidos en una misma línea vertical (NEC-SE-DS, 2015).

De acuerdo con la normativa ecuatoriana vigente, el valor permisible de la deriva inelástica para estructuras de mampostería no deberá exceder el  $\Delta_I = 1\%$  de la altura del piso, la deriva inelástica se calcula de acuerdo a la ecuación ( 53 ).

$$\Delta_I = \Delta_E * 0.75 * R \quad ( 53 )$$

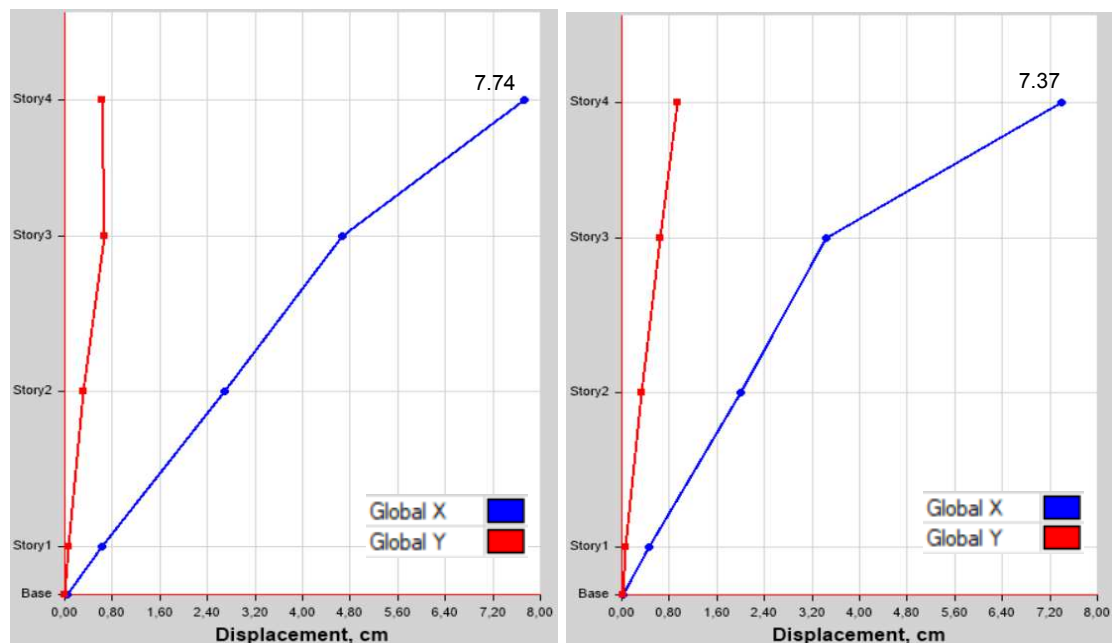
Donde

- R: Factor de reducción sísmica propuesto para el cortante basal, en este caso  $R = 2$ .
- $\Delta_E$ : Valor de la deriva elástica, obtenido mediante el programa de cálculo.

En la Tabla 72 se puede observar el resultado de las derivas obtenidas para el presente modelo estructural, el mismo que será reforzado posteriormente.

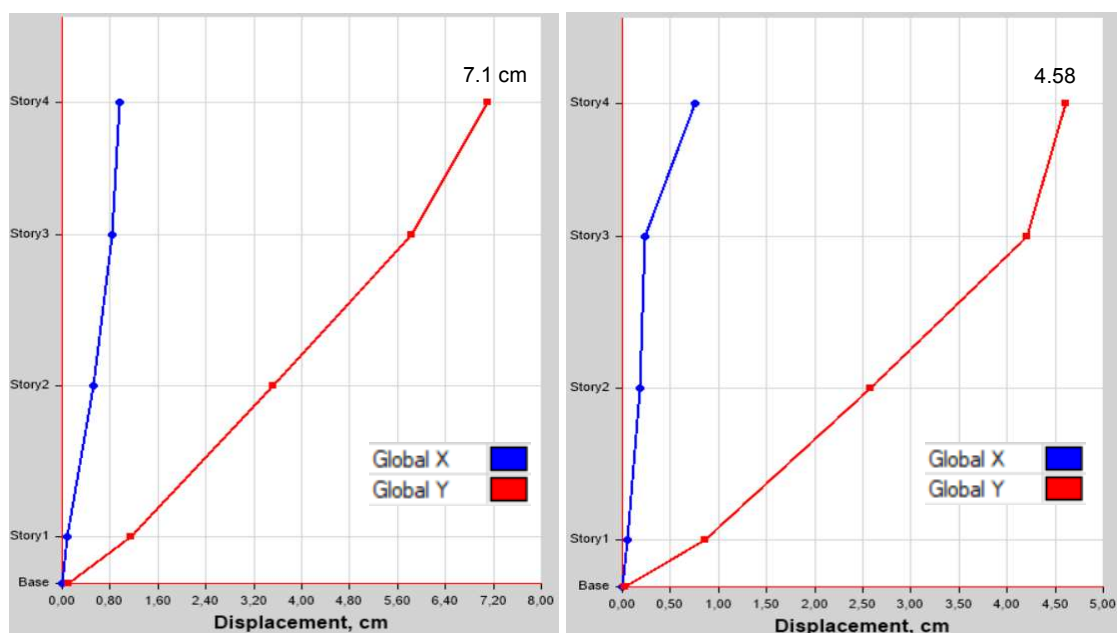
**Figura 145:**

*Desplazamientos por sismo estático y dinámico en sentido X*



**Figura 146:**

*Desplazamientos por sismo estático y dinámico en sentido Y*



Como se puede observar en la Figura 145 y Figura 146, los desplazamientos tienen un aumento homogéneo progresivo bien distribuido lo cual indica que la edificación posee un buen comportamiento ante cargas laterales en ambos sentidos, además se observa que el mayor valor de desplazamiento se da antes cargas de sismo estático tanto en sentido X como Y.

**Tabla 72:**

*Derivas de piso obtenidas del modelo estructural*

Piso	Caso de Carga	Dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Límite permisible	Criterio
Piso 4	Sismo estático	X	1,09%	1,64%	1,00%	No cumple
Piso 4	Sismo estático	Y	1,18%	1,77%	1,00%	No cumple
Piso 4	Sismo dinámico	X	0,94%	1,41%	1,00%	No cumple
Piso 4	Sismo dinámico	Y	0,87%	1,31%	1,00%	No cumple

Para concluir con el análisis de las derivas de piso se tiene que los resultados obtenidos mediante el modelamiento actual de la edificación presentan derivas superiores al límite permisible impuesto para estructuras de mampostería lo cual conlleva a que el sistema estructural de mampostería arriostrada con hormigón es mucho más flexible de lo que se esperaba para elementos tan rígidos como paredes de grosor considerable de mampostería de ladrillo, esto provoca que se presenten fisuras en zonas de tracción o en el peor de los casos se dé una falla frágil en zonas de concentración de esfuerzos.

### ***Participación de la masa en modos de vibración***

Los modos de vibración de una estructura explican el movimiento de la estructura a través del tiempo, esto se da tanto para el sentido X como Y, como una buena práctica de análisis y diseño de estructuras se debe crear las condiciones posibles para que la edificación tenga la mayor participación de la masa en los periodos de vibración fundamentales. Como explicación general se debe tener que los dos primeros modos de vibrar deberían ser únicos en traslación, es decir en las direcciones X e Y o en direcciones ortogonales sin combinarse entre sí, mientras que el tercer modo de vibrar debería ser la torsión.

**Tabla 73:**

*Participación de la masa en los modos de vibración*

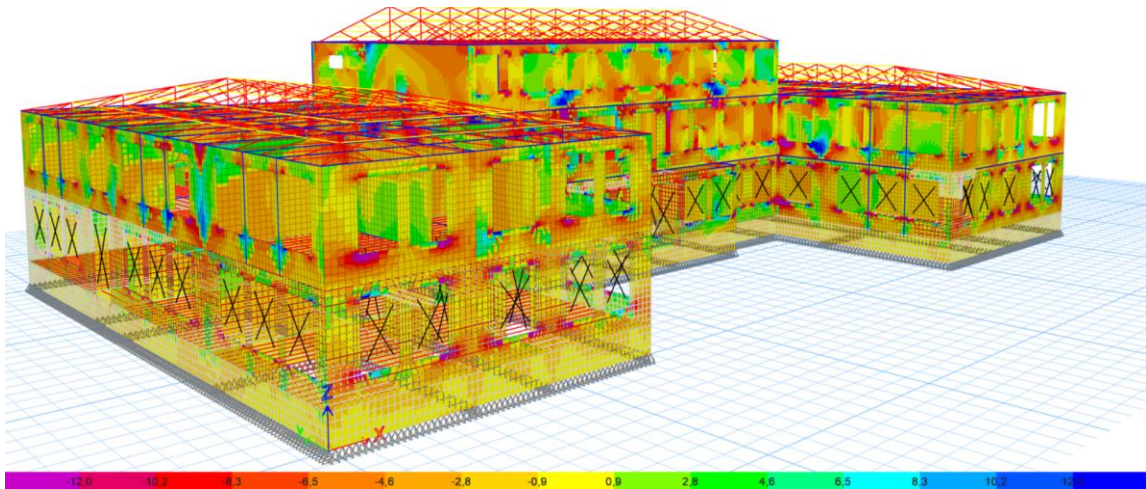
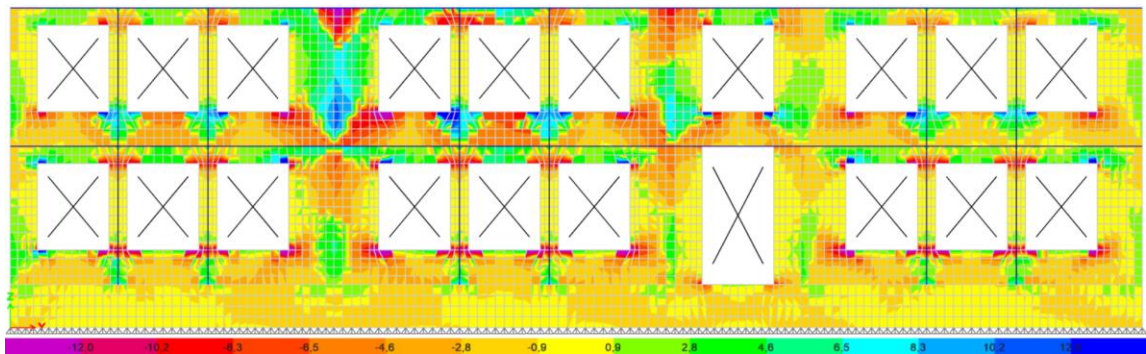
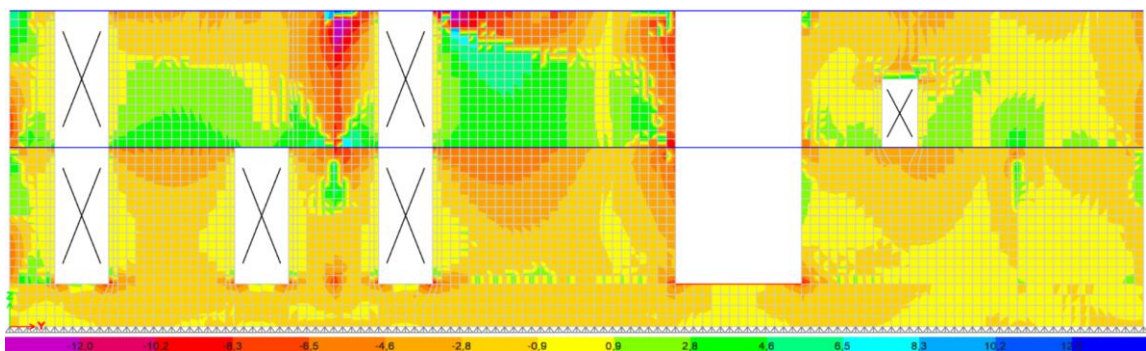
<b>Modo de vibración</b>	<b>Perio do</b>	<b>Traslación en X</b>	<b>Traslación en Y</b>	<b>Torsión en Z</b>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
<b>#</b>	seg	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>1</b>	0,34	0,0007	0,1752	0,0001	0,0007	0,1752	0,0001
<b>2</b>	0,29	0,2974	0,0003	0,0181	0,2981	0,1755	0,0181
<b>3</b>	0,26	0,0254	0,0004	0,0225	0,3234	0,1759	0,0407
<b>4</b>	0,26	0,0330	0,0015	0,0001	0,3565	0,1774	0,0408

Modo de vibración	Periodo	Traslación en X	Traslación en Y	Torsión en Z	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
5	0,25	0,0129	0,0011	0,0905	0,3694	0,1785	0,1312
6	0,23	0,0003	0,1111	0,0000	0,3697	0,2896	0,1313
7	0,21	0,0101	0,0000	0,0045	0,3798	0,2896	0,1358
8	0,20	0,2399	0,0003	0,0544	0,6196	0,2900	0,1902
9	0,20	0,0245	0,0012	0,0272	0,6441	0,2911	0,2174
10	0,19	0,0028	0,1156	0,2010	0,6469	0,4067	0,4185
11	0,19	0,0035	0,1107	0,1786	0,6504	0,5174	0,5971
12	0,19	0,0001	0,0767	0,0055	0,6505	0,5941	0,6026

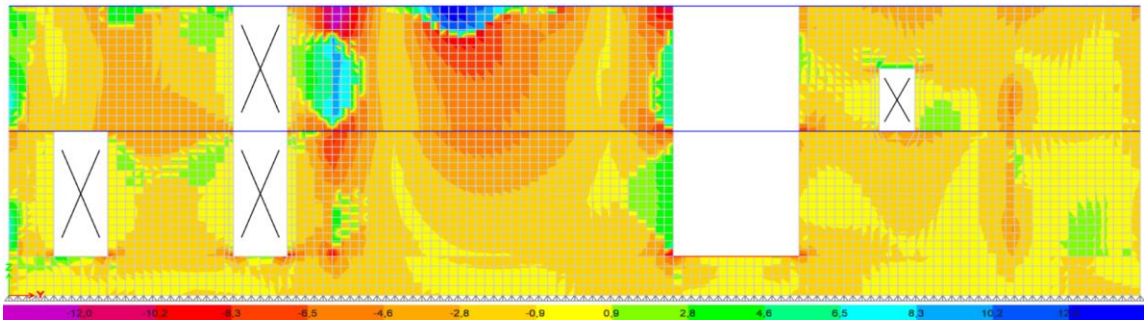
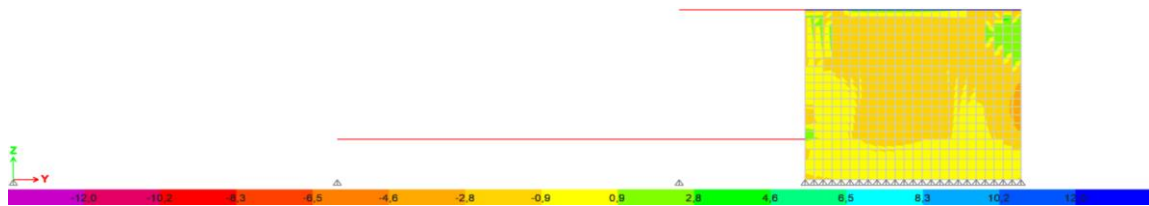
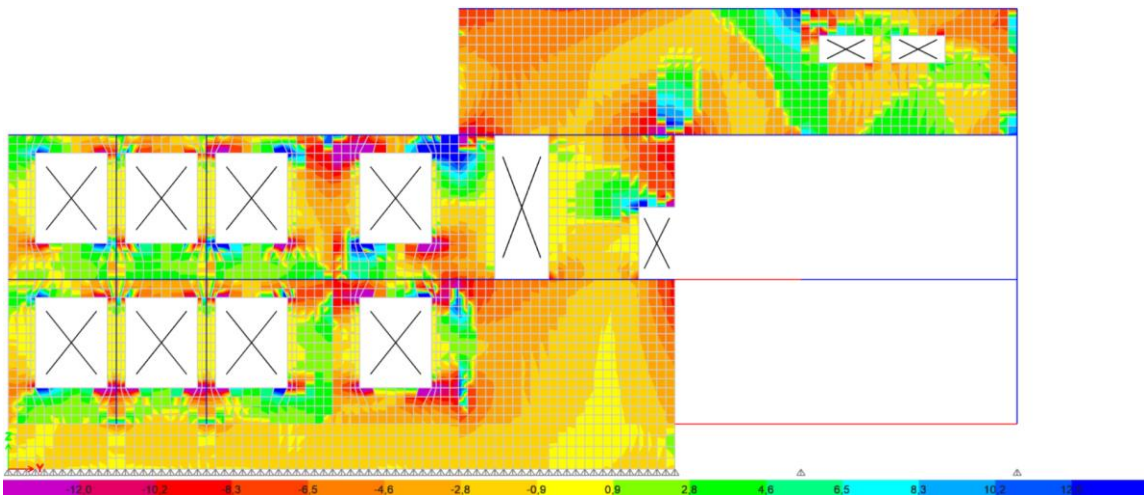
La participación de la masa, como se pudo observar en la Tabla 73, se encuentra de acuerdo a las buenas prácticas de diseño donde se propone que únicamente exista traslación en X o Y en los modos de vibrar correspondiente, la torsión en planta o rotación alrededor del eje Z se encuentra en mayor participación a partir del modo 10 esto puede deberse a la rigidez y configuración en planta de la edificación impiden la torsión inmediata de la estructura pero provoca que exista mayor participación de masa en los demás modos de vibrar. De acuerdo a la NEC-SE-DS (2015) se deberán considerar todos los modos de vibrar que involucren al menos el 90% de la participación de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas por lo cual en el caso del edificio en estudio para alcanzar el 90% de la masa se obtuvo en modo de vibración 250, esto puede deberse a la gran cantidad de elementos que debe calcular, que aunque insignificantes, aportan su condición a la iteración en cada modo.

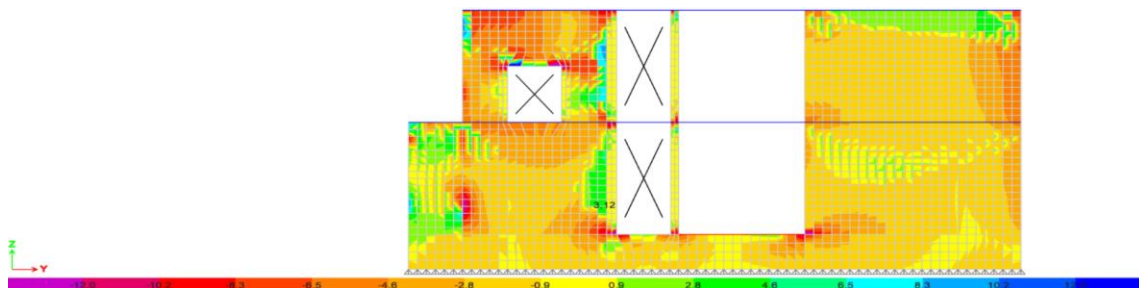
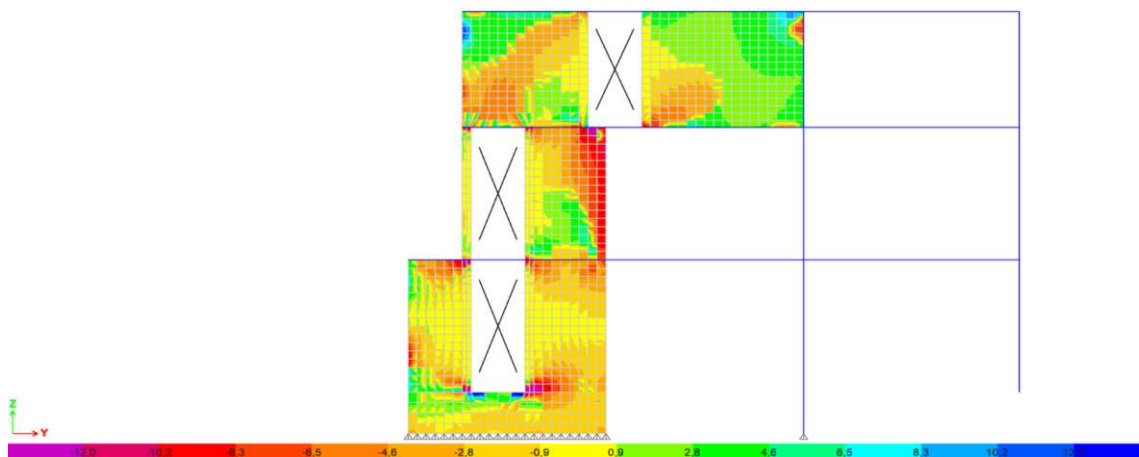
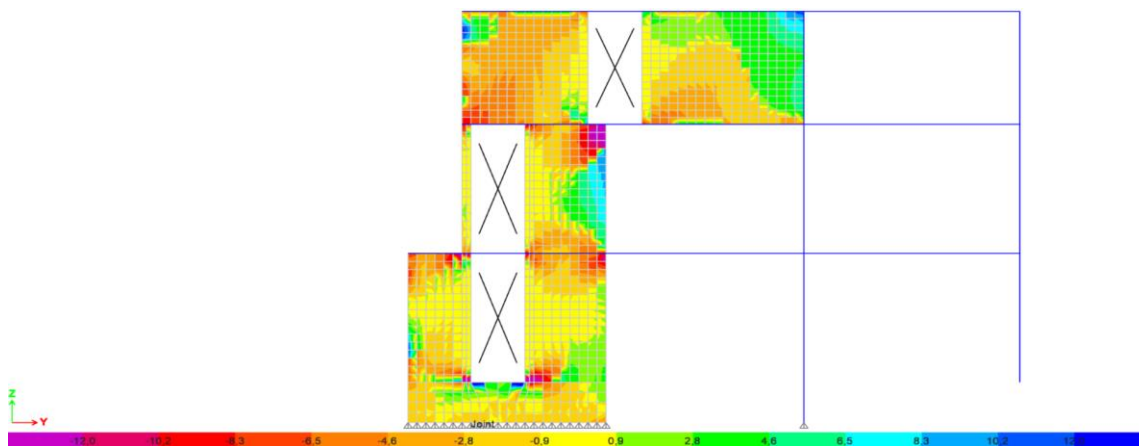
### ***Esfuerzos concentrados***

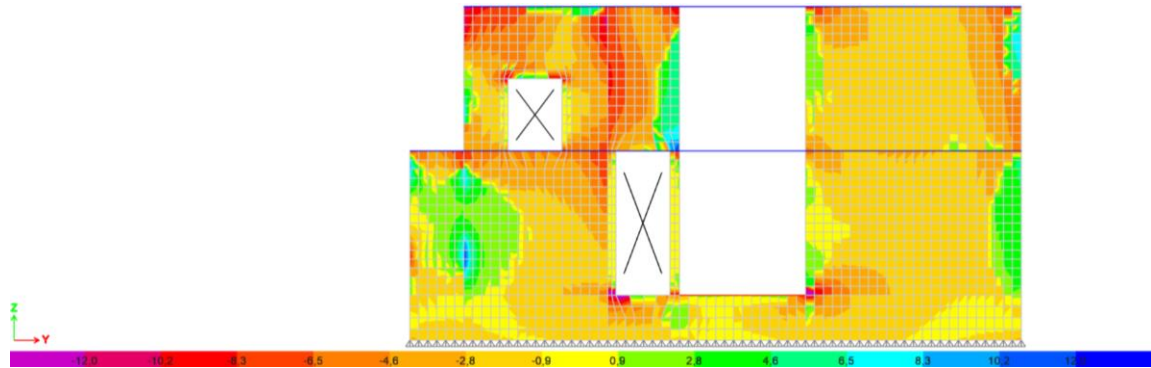
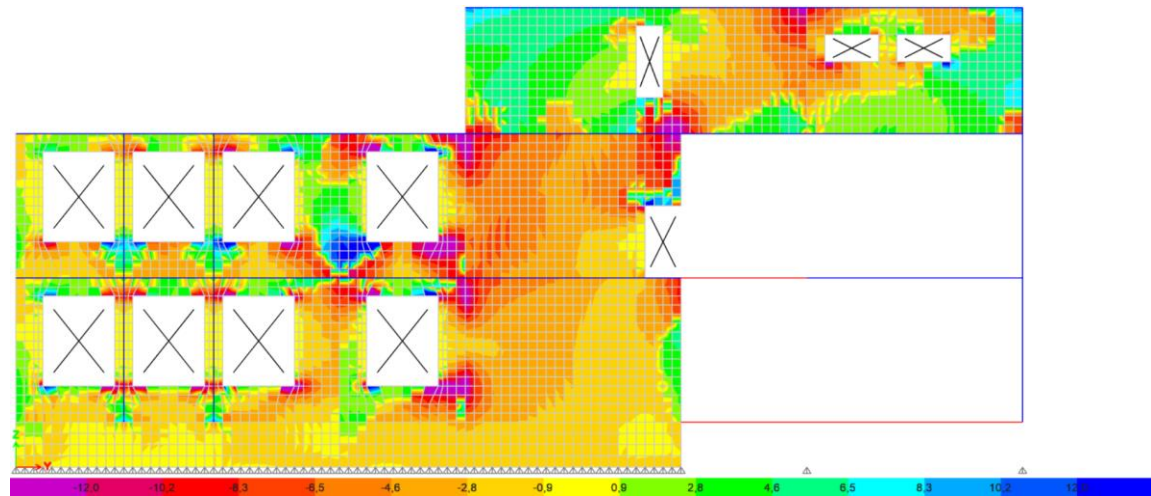
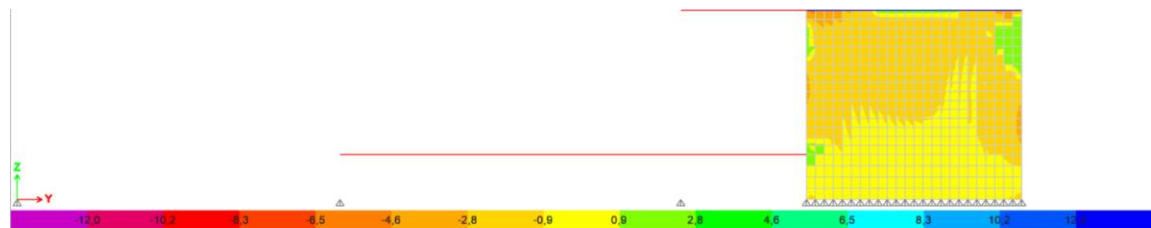
**Esfuerzo de tracción y compresión S11 en  $kg/cm^2$**

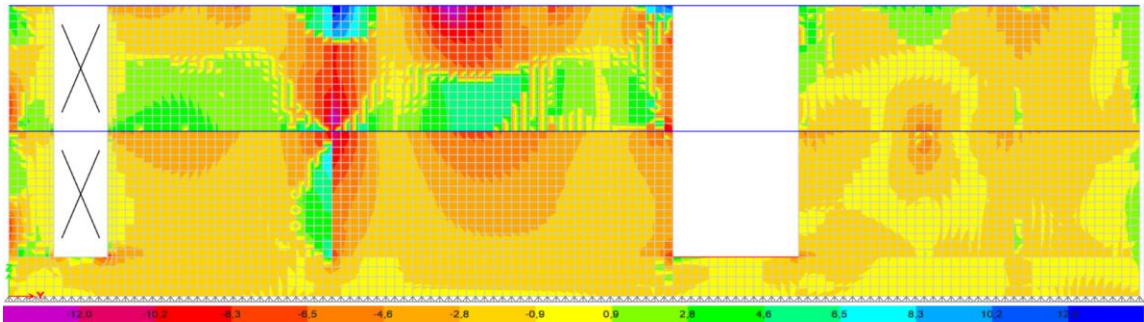
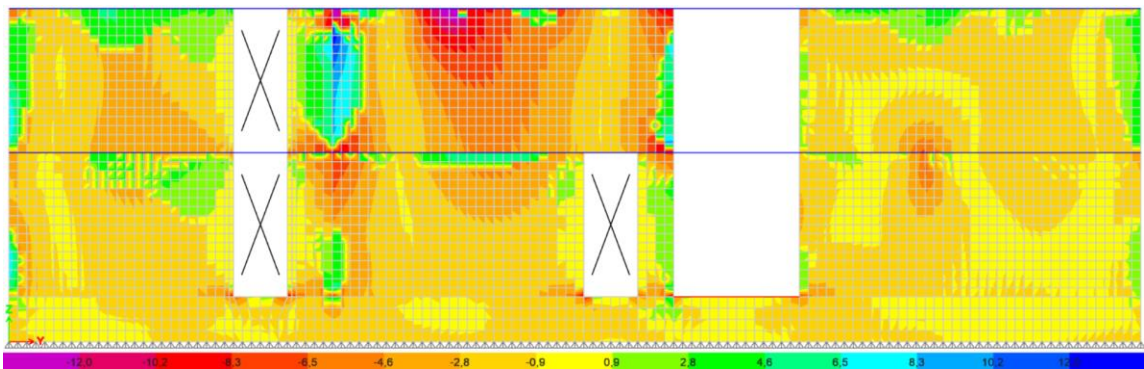
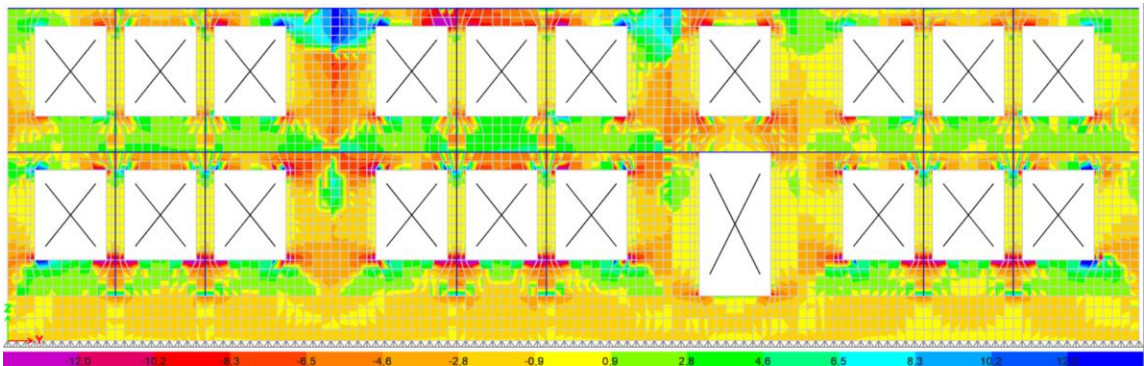
**Figura 147:***Esfuerzos de compresión y tracción (S11)***Figura 148:***Esfuerzos S11 en pórtico A***Figura 149:***Esfuerzos S11 en pórtico B*

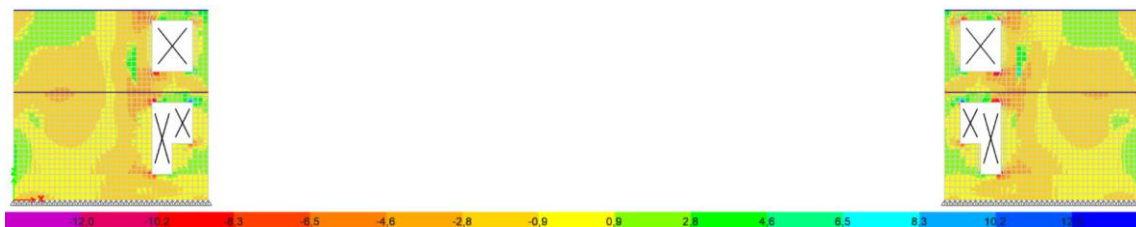
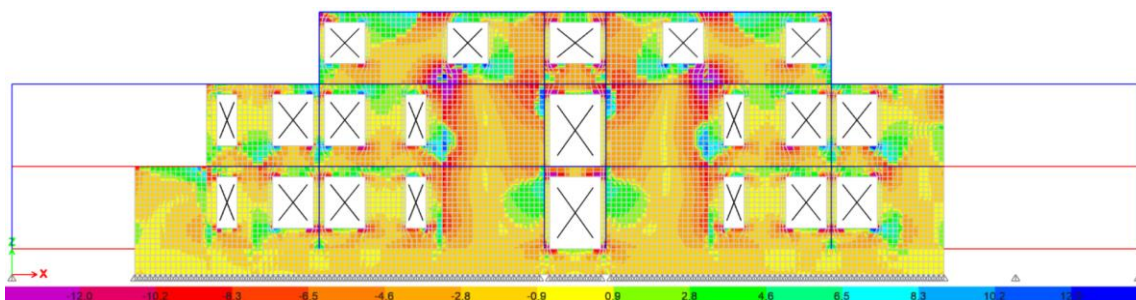
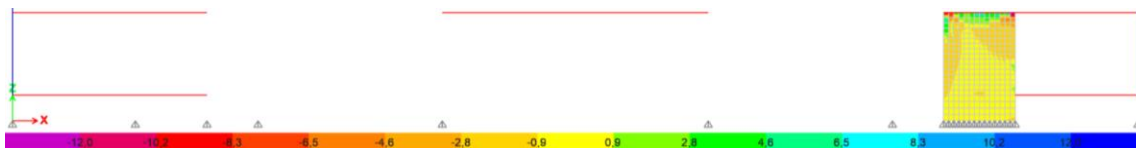
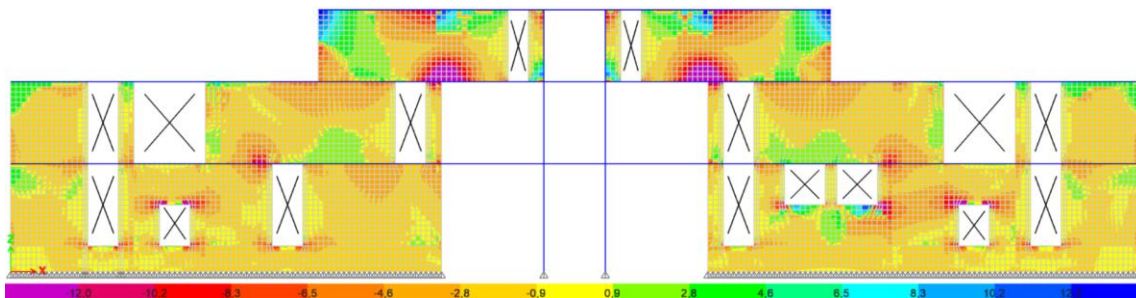


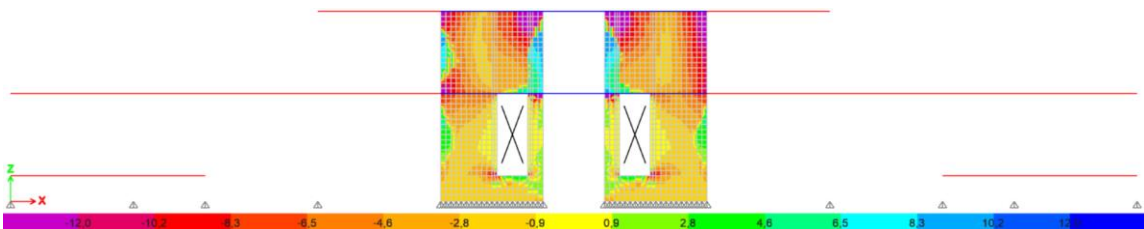
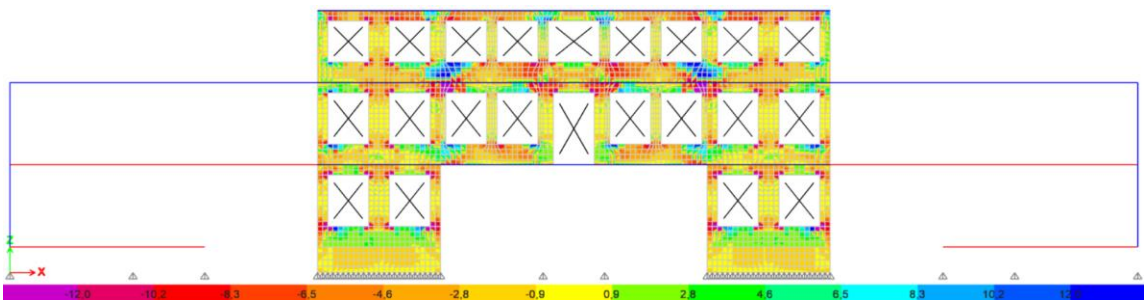
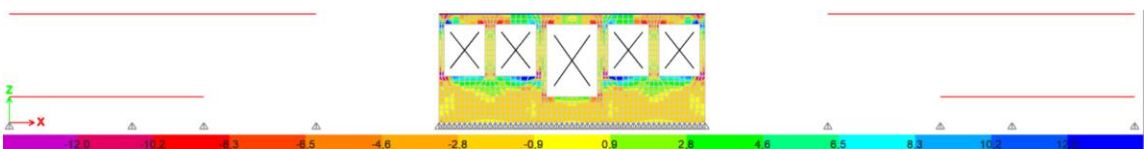
**Figura 150:***Esfuerzos S11 en pórtico C***Figura 151:***Esfuerzos S11 en pórtico C'***Figura 152:***Esfuerzos S11 en pórtico D*

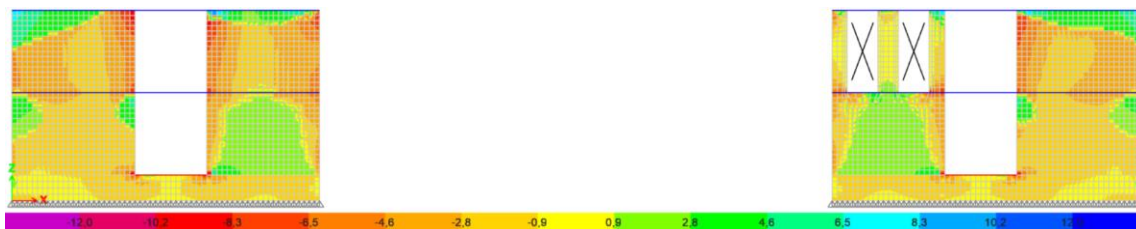
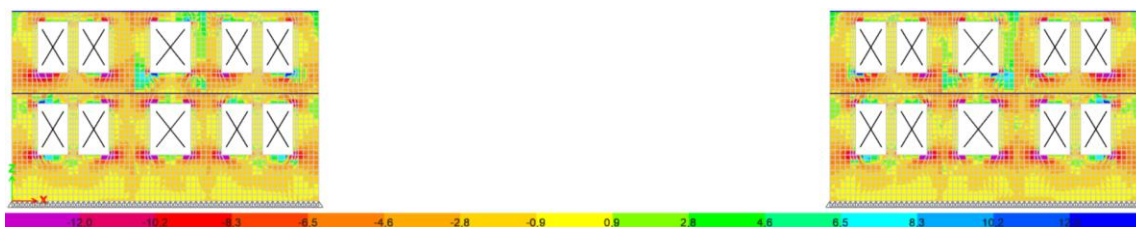
**Figura 153:***Esfuerzos S11 en pórtico E***Figura 154:***Esfuerzos S11 en pórtico F***Figura 155:***Esfuerzos S11 en pórtico G*

**Figura 156:***Esfuerzos S11 en pórtico H***Figura 157:***Esfuerzos S11 en pórtico I***Figura 158:***Esfuerzos S11 en pórtico I'*

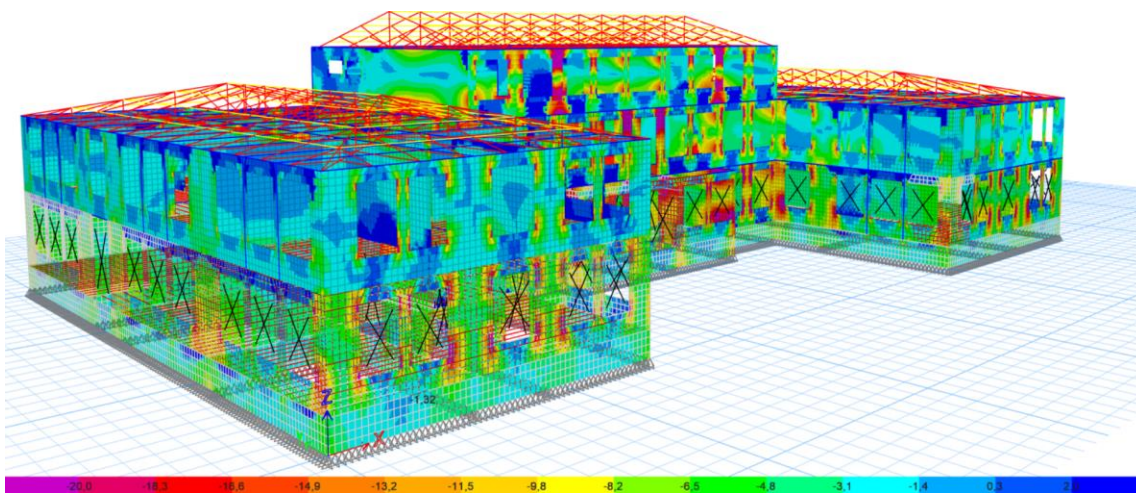
**Figura 159:***Esfuerzos S11 en pórtico J***Figura 160:***Esfuerzos S11 en pórtico K***Figura 161:***Esfuerzos S11 en pórtico L*

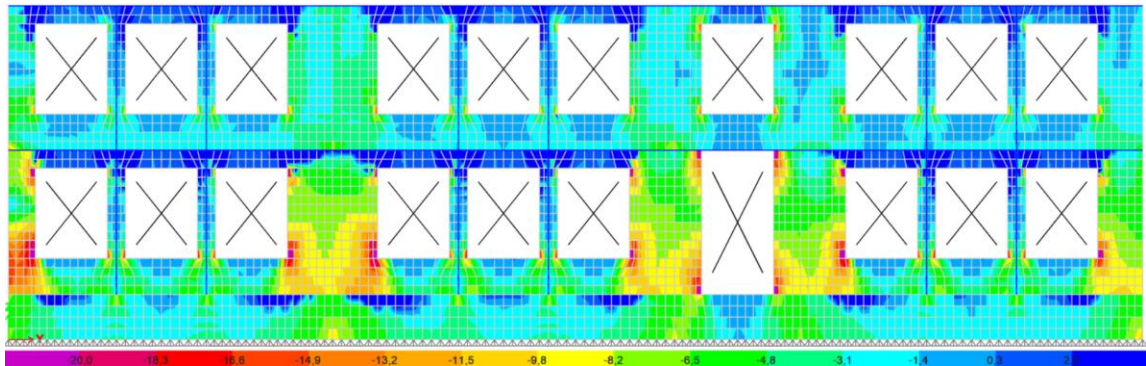
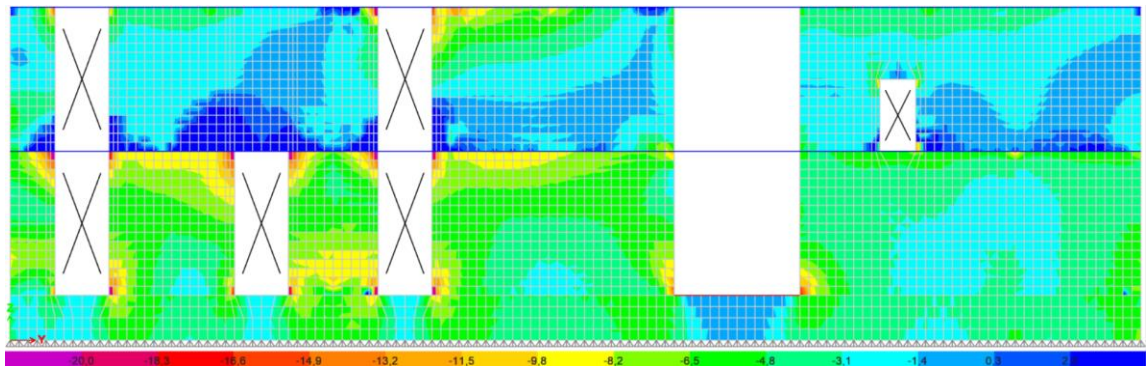
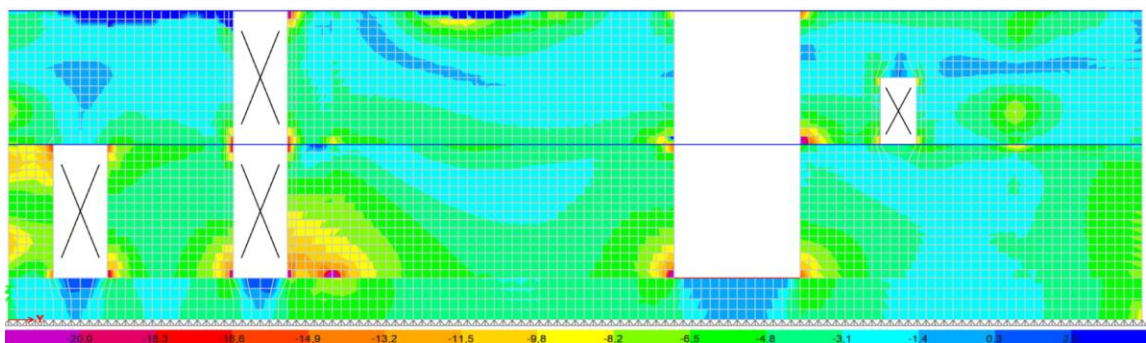
**Figura 162:***Esfuerzos S11 en pórtico 1***Figura 163:***Esfuerzos S11 en pórtico 1'***Figura 164:***Esfuerzos S11 en pórtico 1''***Figura 165:***Esfuerzos S11 en pórtico 2*

**Figura 166:***Esfuerzos S11 en pórtico 3***Figura 167:***Esfuerzos S11 en pórtico 3'***Figura 168:***Esfuerzos S11 en pórtico 4***Figura 169:***Esfuerzos S11 en pórtico 4'*

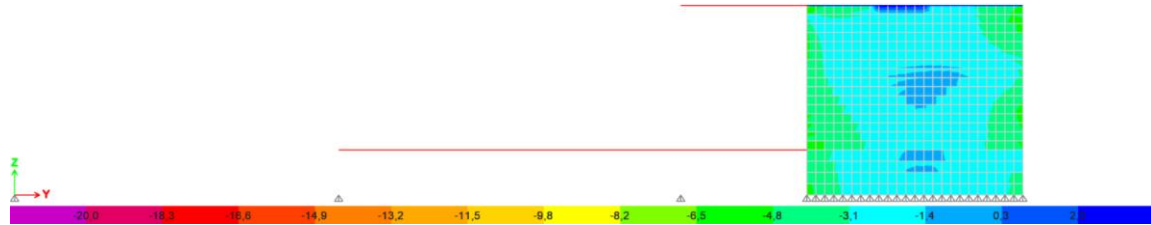
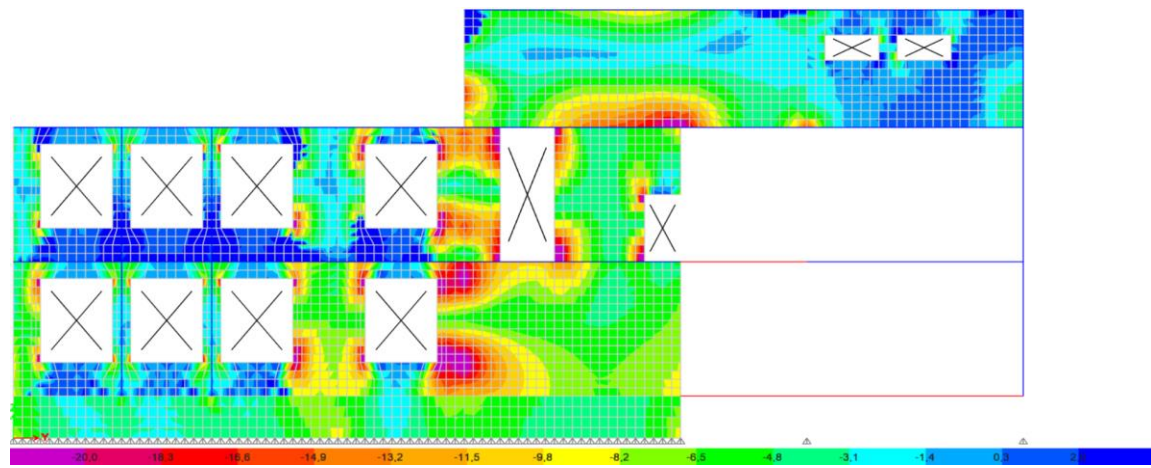
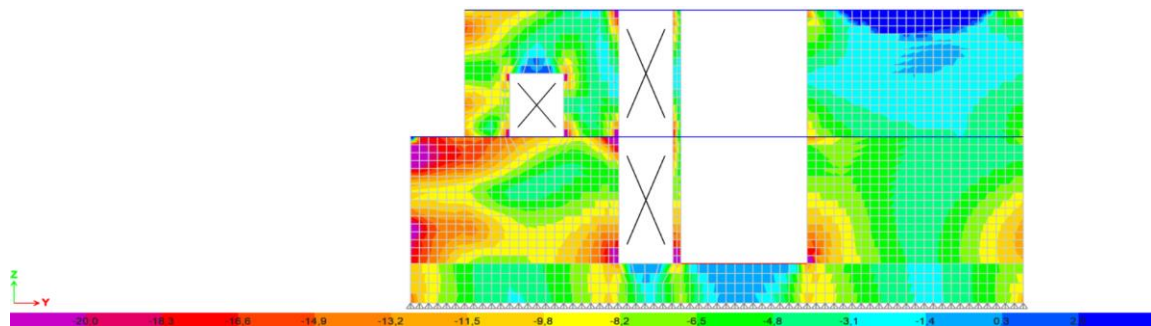
**Figura 170:***Esfuerzos S11 en pórtico 4"***Figura 171:***Esfuerzos S11 en pórtico 7*

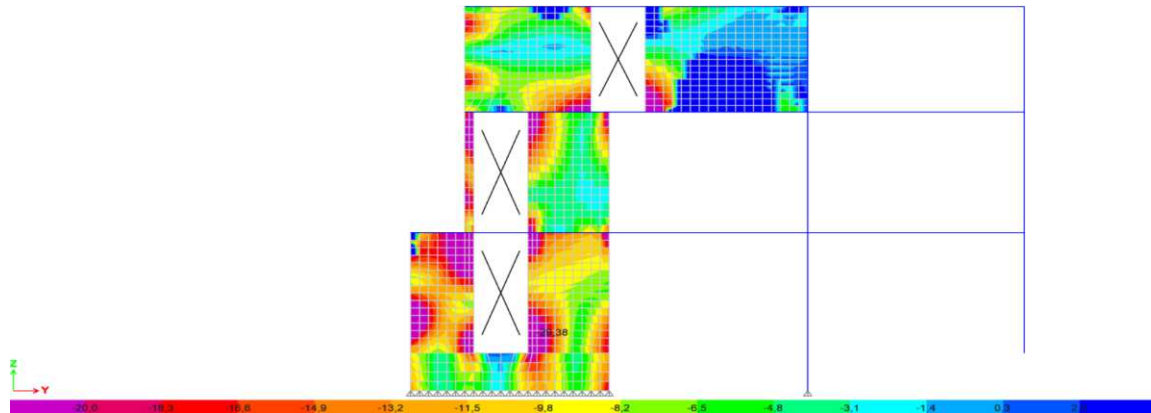
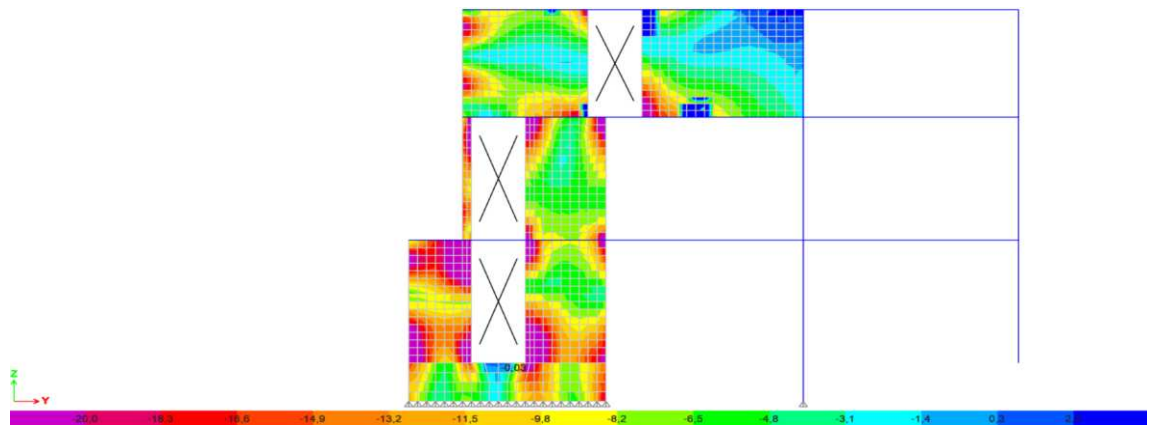
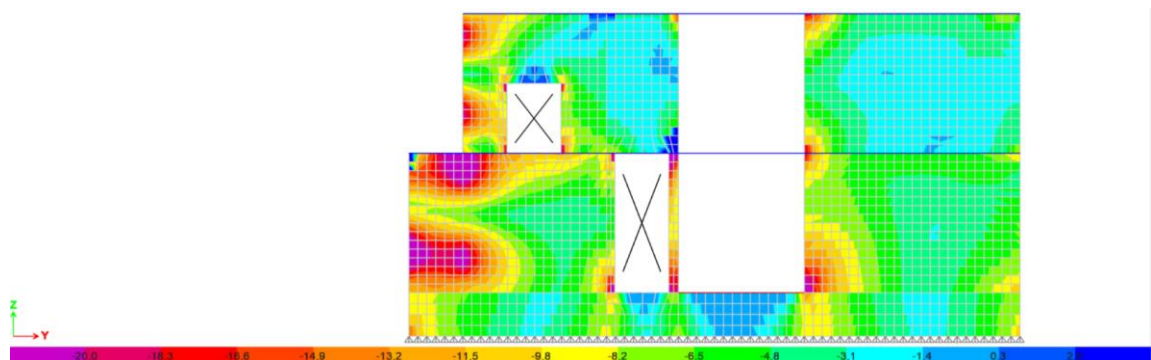
### **Esfuerzos de tracción y compresión S22 en $kg/cm^2$**

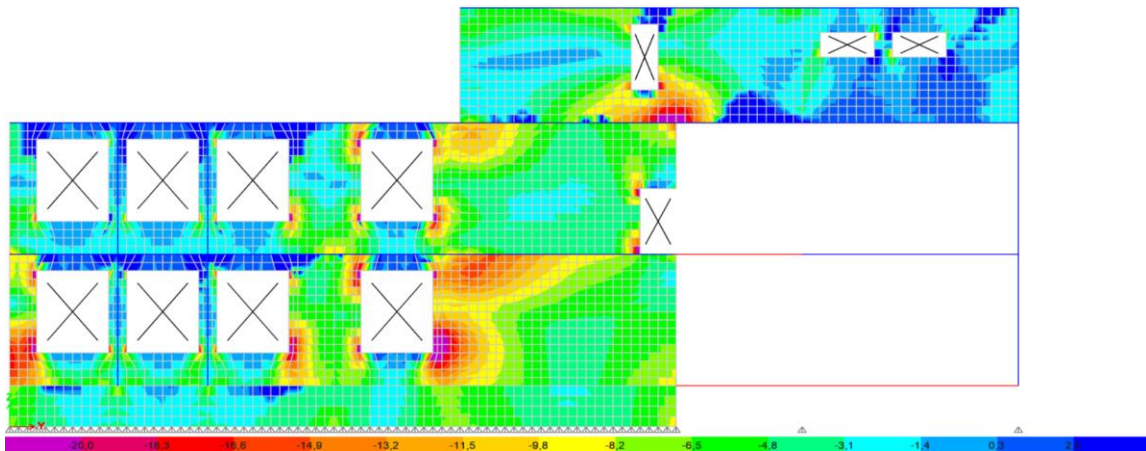
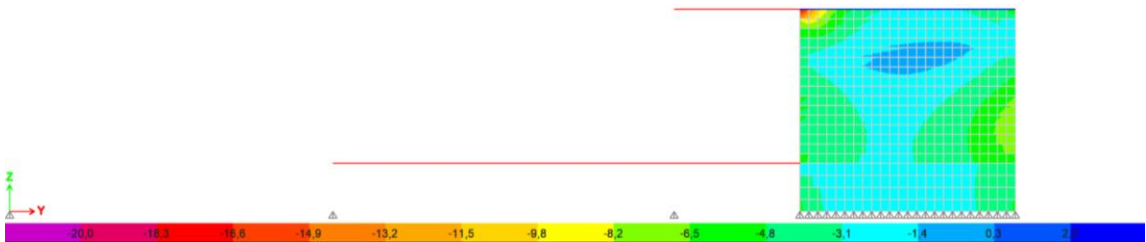
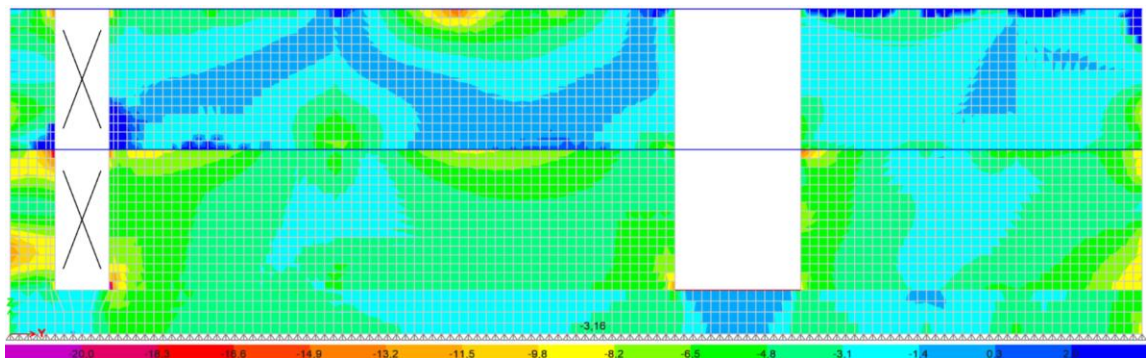
**Figura 172:***Esfuerzos de compresión y tracción (S22)*

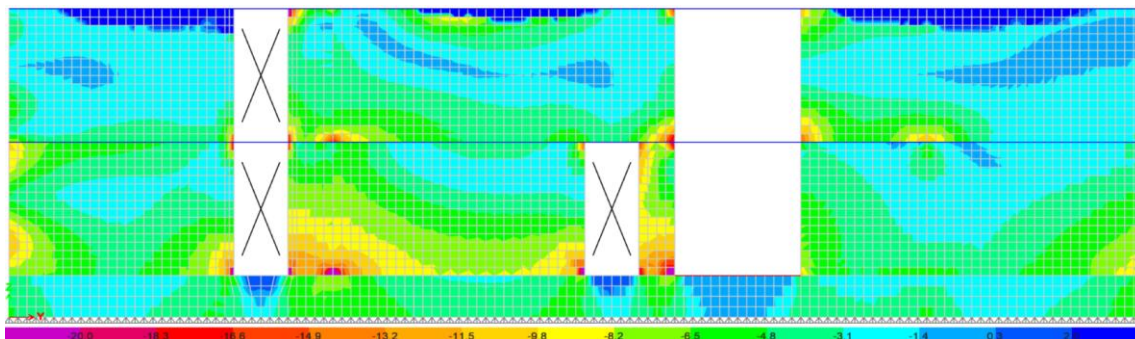
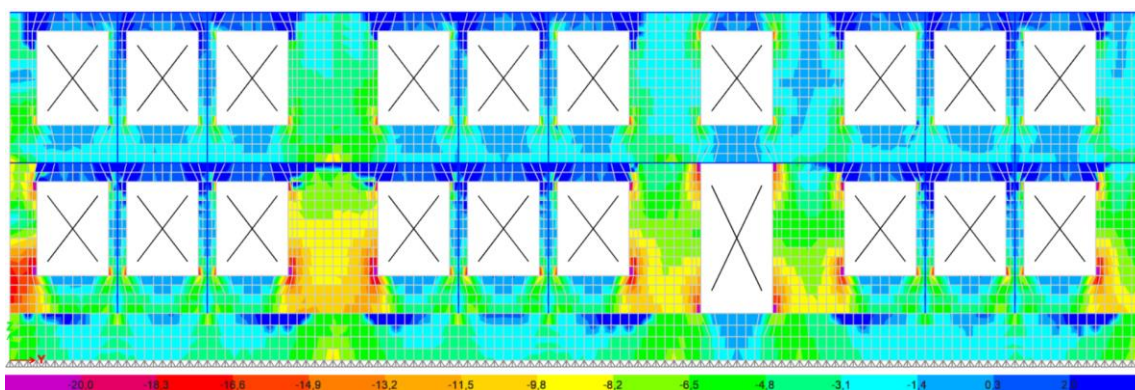
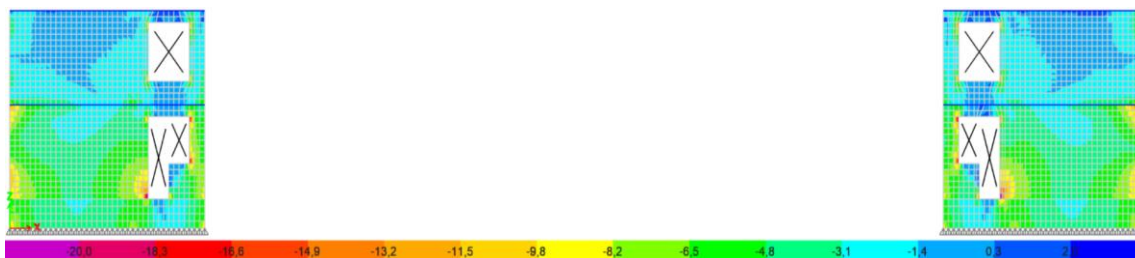
**Figura 173:***Esfuerzos S22 en pórtico A***Figura 174:***Esfuerzos S22 en pórtico B***Figura 175:***Esfuerzos S22 en pórtico C*

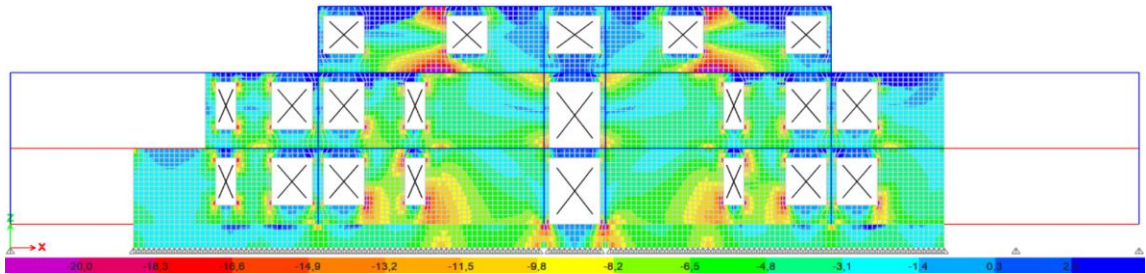
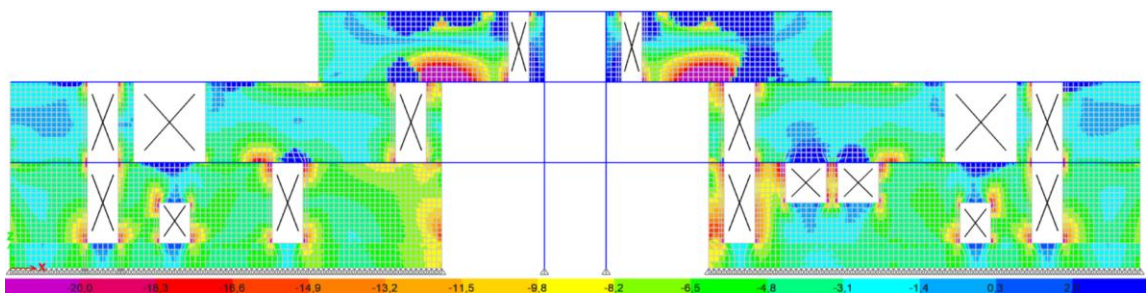


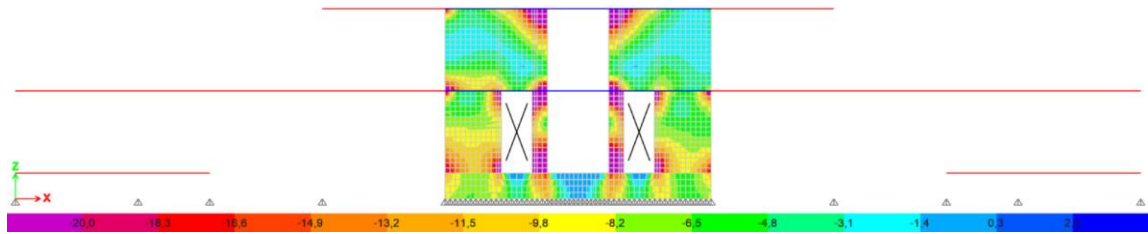
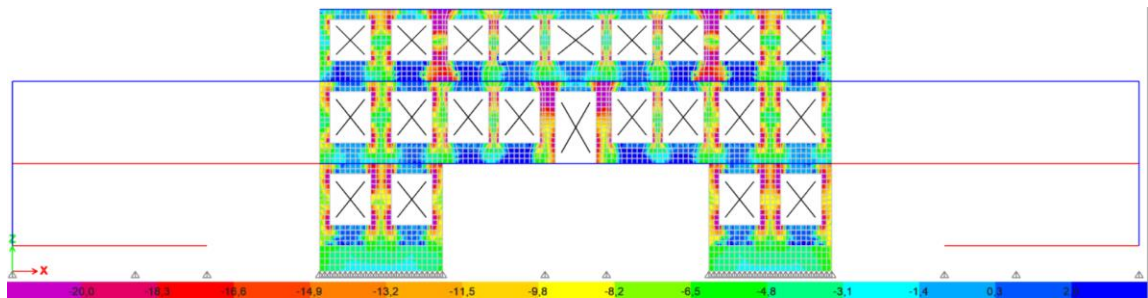
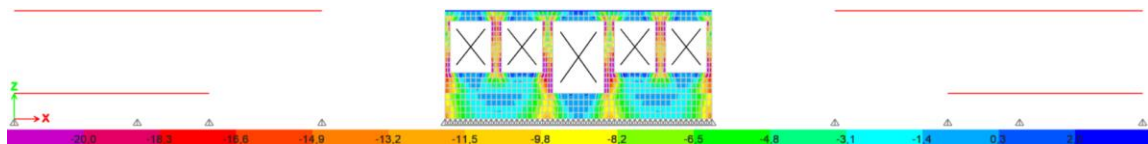
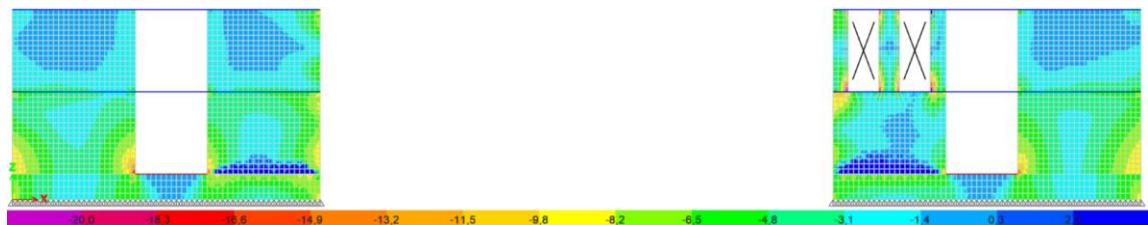
**Figura 176:***Esfuerzos S22 en pórtico C'***Figura 177:***Esfuerzos S22 en pórtico D***Figura 178:***Esfuerzos S22 en pórtico E*

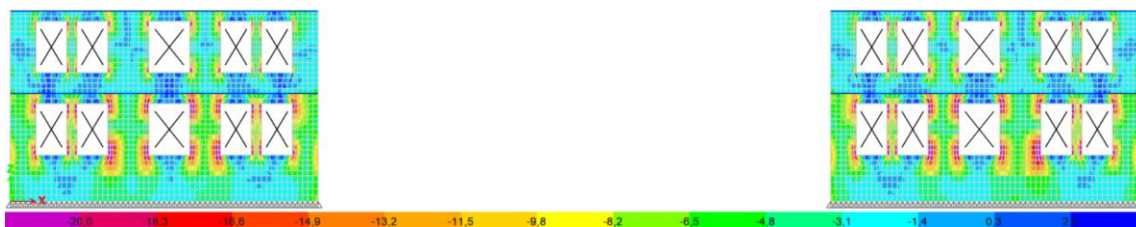
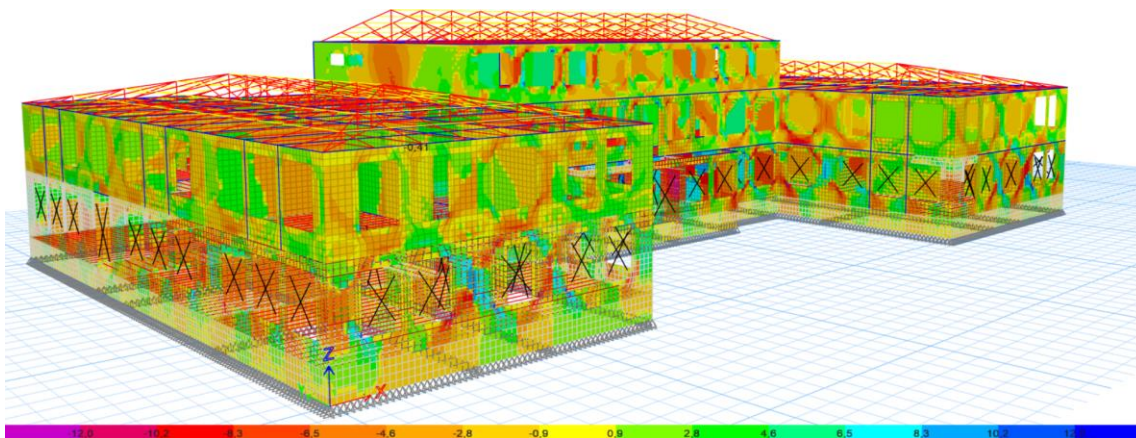
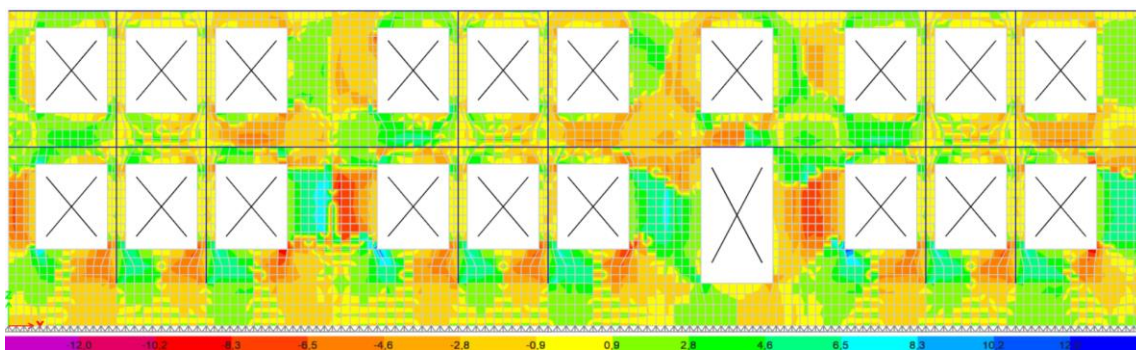
**Figura 179:***Esfuerzos S22 en pórtico F***Figura 180:***Esfuerzos S22 en pórtico G***Figura 181:***Esfuerzos S22 en pórtico H*

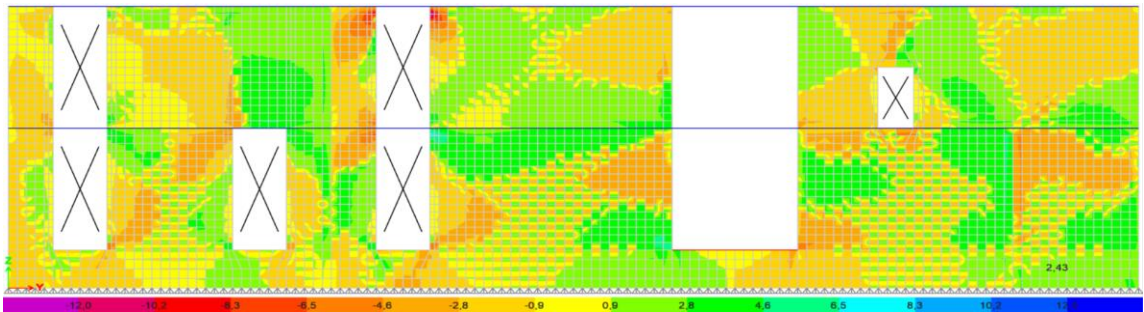
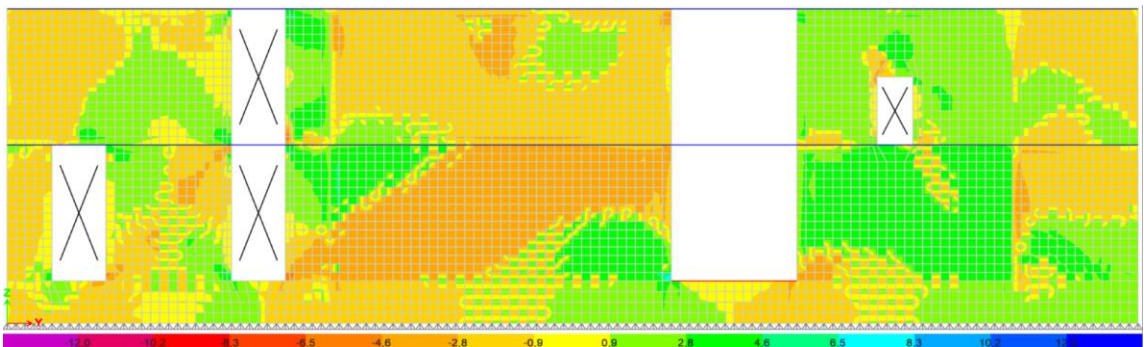
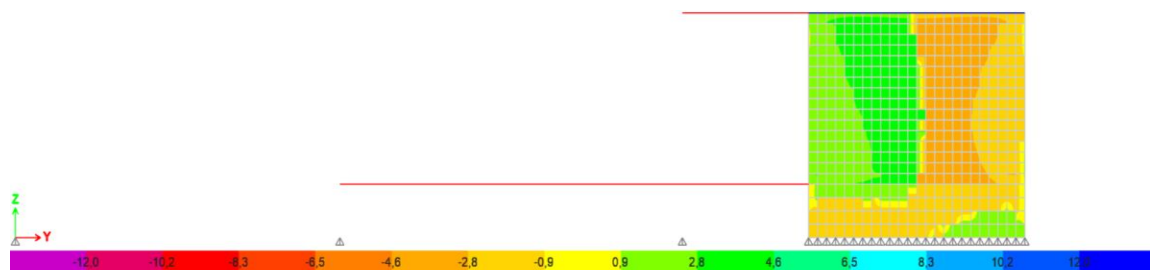
**Figura 182:***Esfuerzos S22 en pórtico I***Figura 183:***Esfuerzos S22 en pórtico I'***Figura 184:***Esfuerzos S22 en pórtico J*

**Figura 185:***Esfuerzos S22 en pórtico K***Figura 186:***Esfuerzos S22 en pórtico L***Figura 187:***Esfuerzos S22 en pórtico 1*

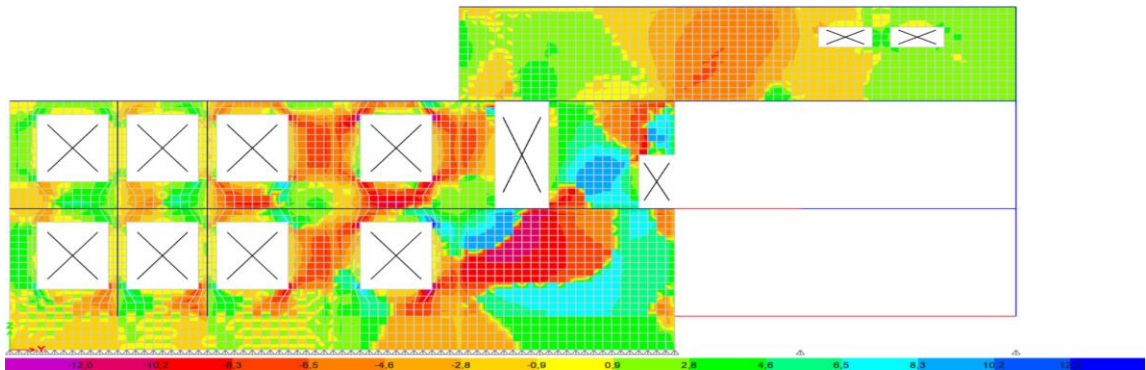
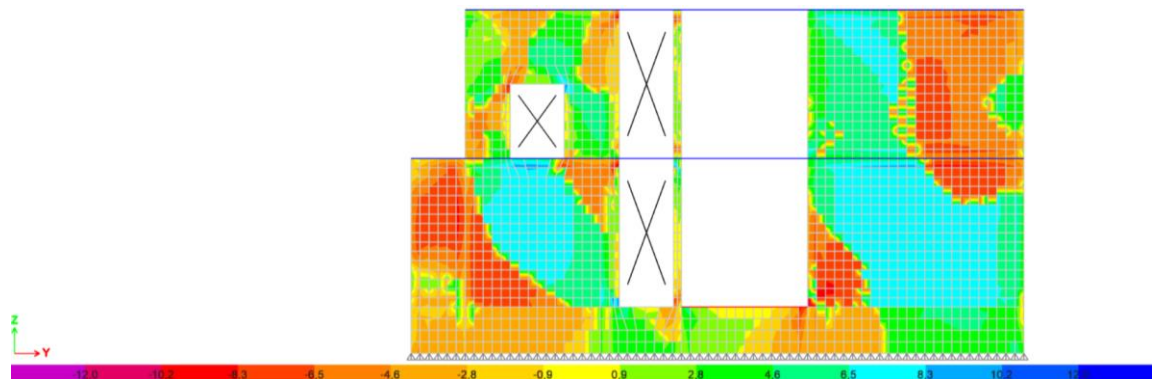
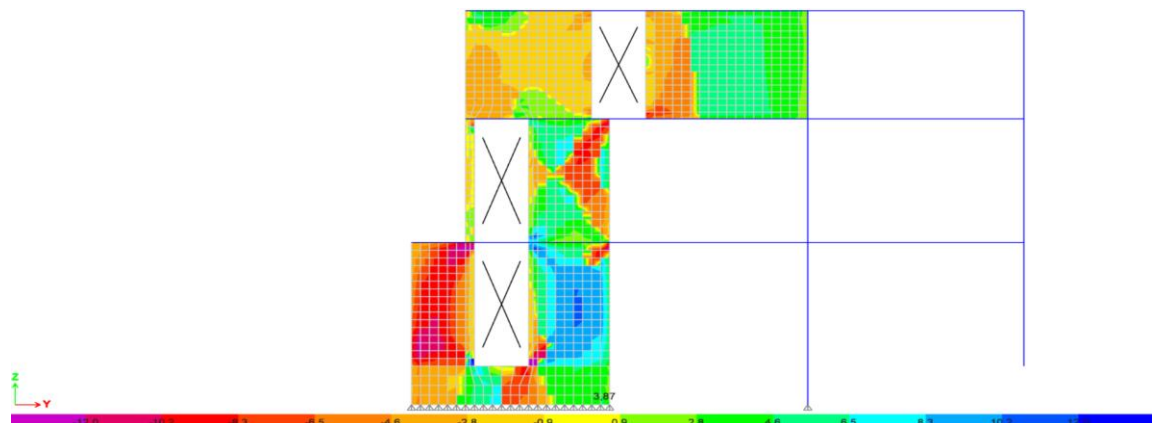
**Figura 188:***Esfuerzos S22 en pórtico 1'***Figura 189:***Esfuerzos S22 en pórtico 1''***Figura 190:***Esfuerzos S22 en pórtico 2***Figura 191:***Esfuerzos S22 en pórtico 3*

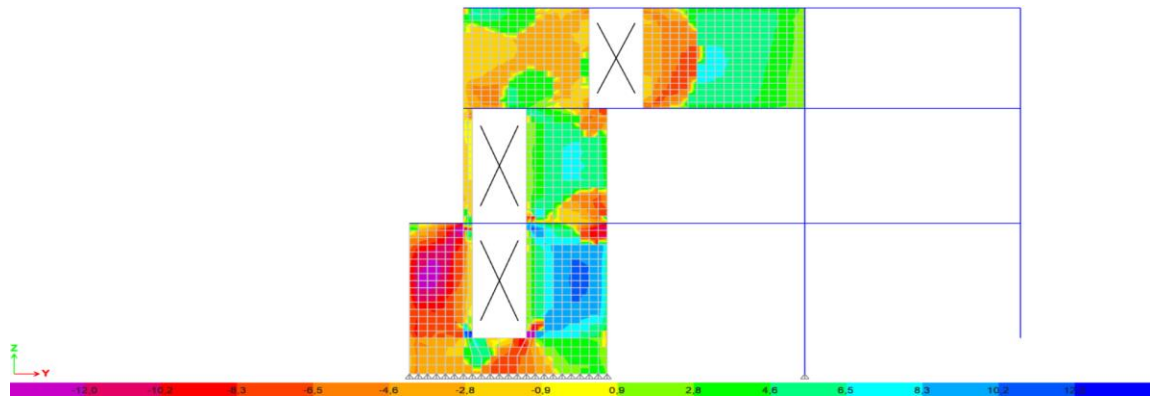
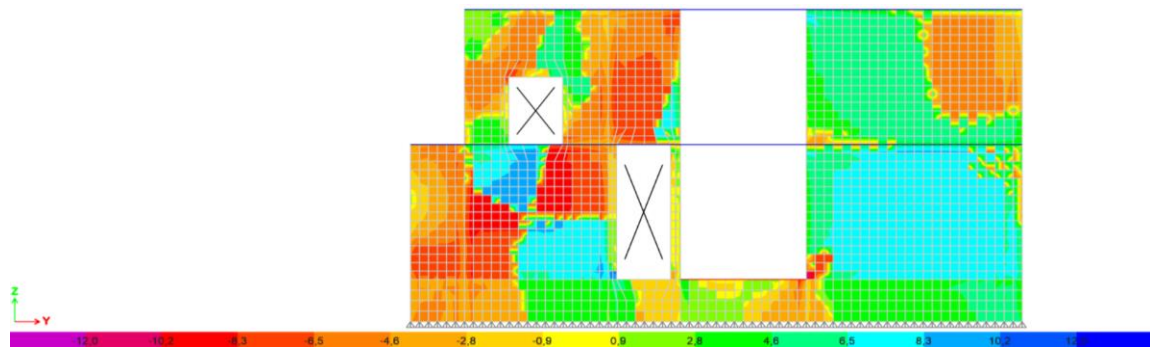
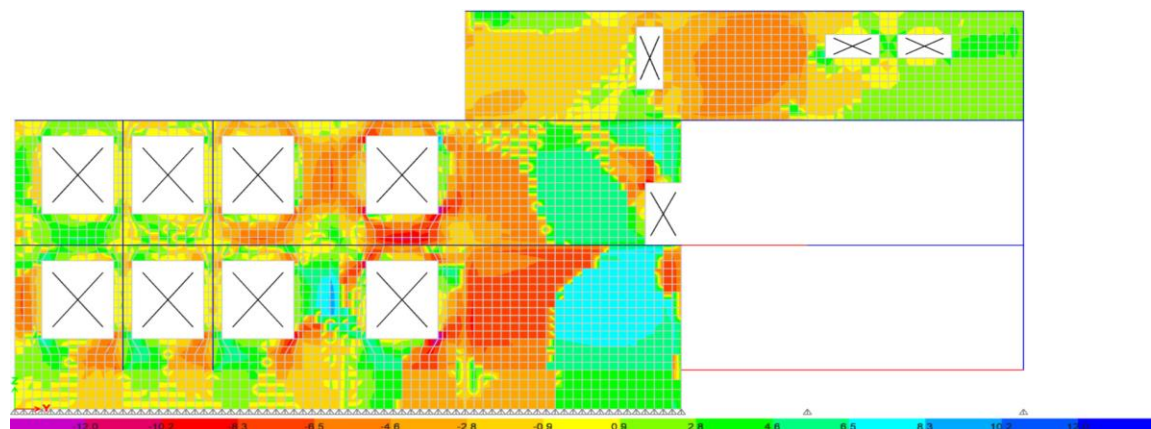
**Figura 192:***Esfuerzos S22 en pórtico 3'***Figura 193:***Esfuerzos S22 en pórtico 4***Figura 194:***Esfuerzos S22 en pórtico 4'***Figura 195:***Esfuerzos S22 en pórtico 4''*

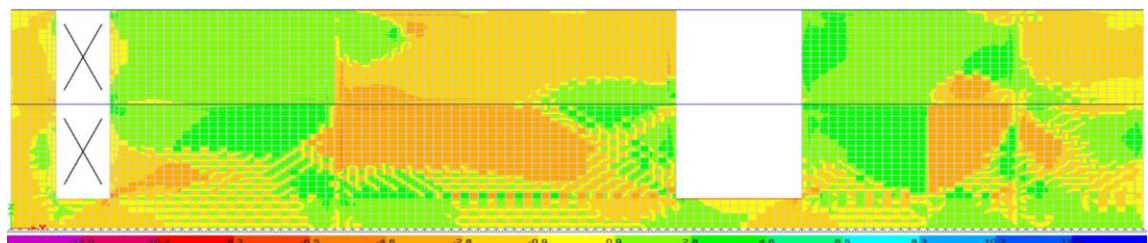
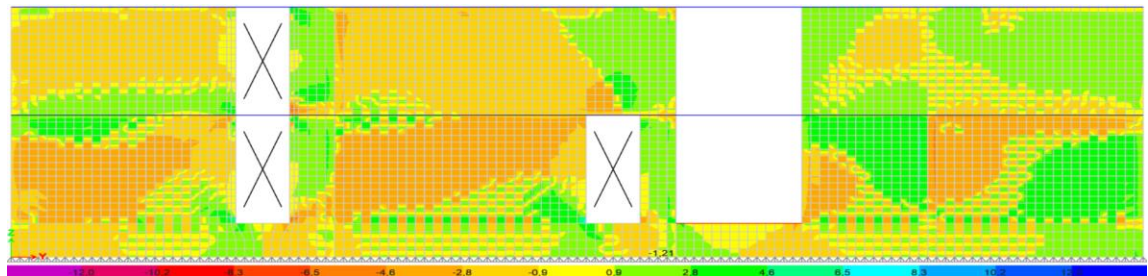
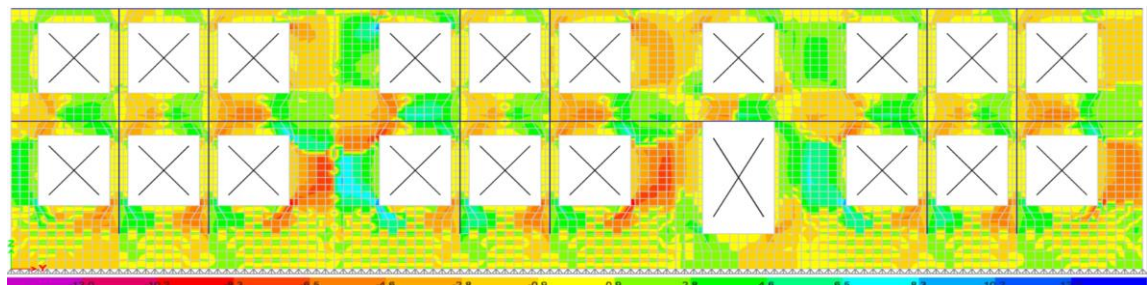
**Figura 196:***Esfuerzos S22 en pórtico 7***Esfuerzos de corte S12 en  $kg/cm^2$** **Figura 197:***Esfuerzos de corte (S12)***Figura 198:***Esfuerzos S12 en pórtico A*

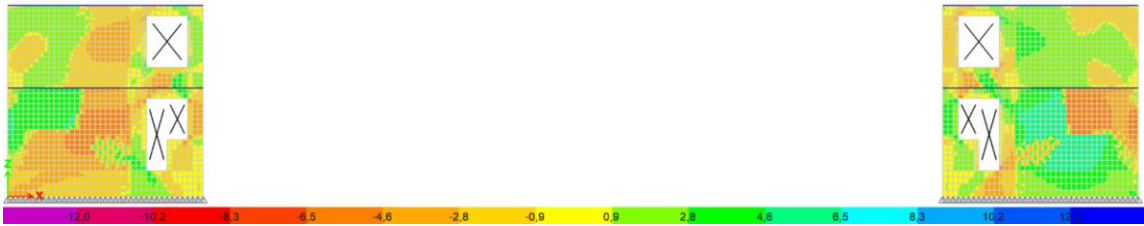
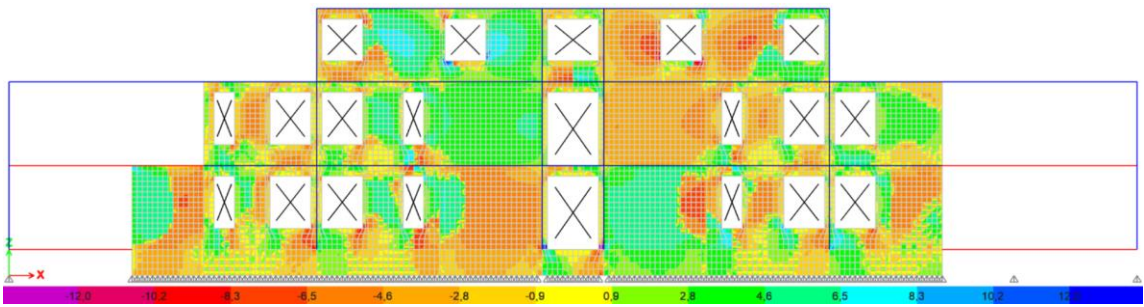
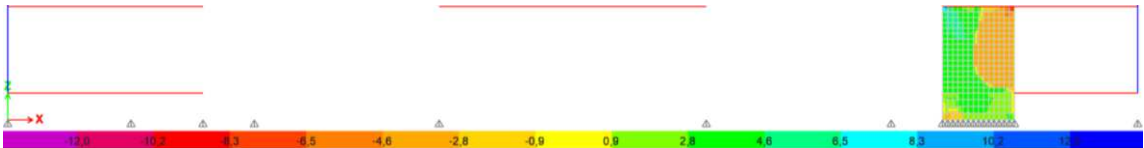
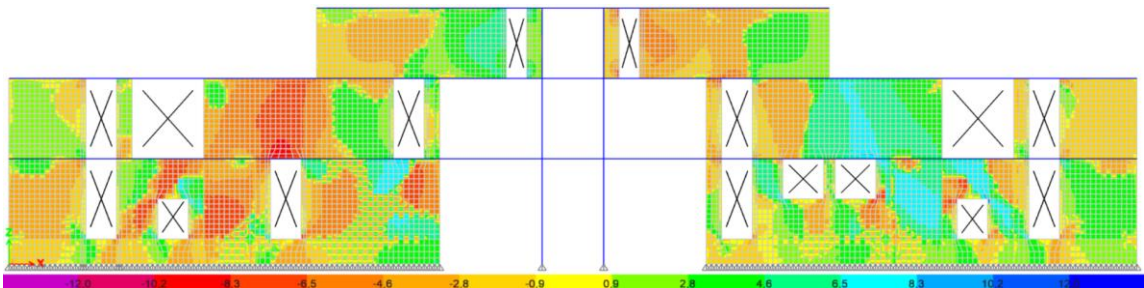
**Figura 199:***Esfuerzos S12 en pórtico B***Figura 200:***Esfuerzos S12 en pórtico C***Figura 201:***Esfuerzos S12 en pórtico C'*

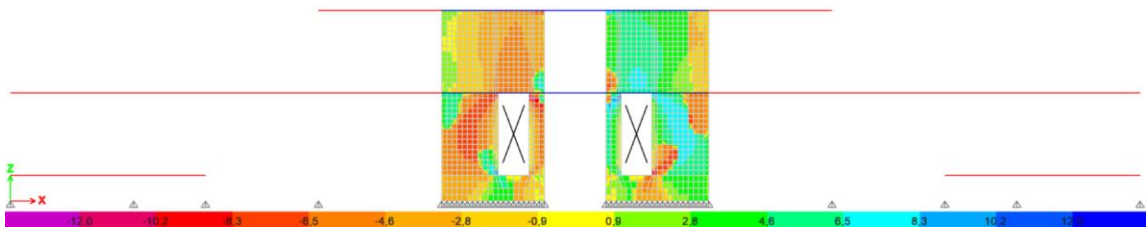
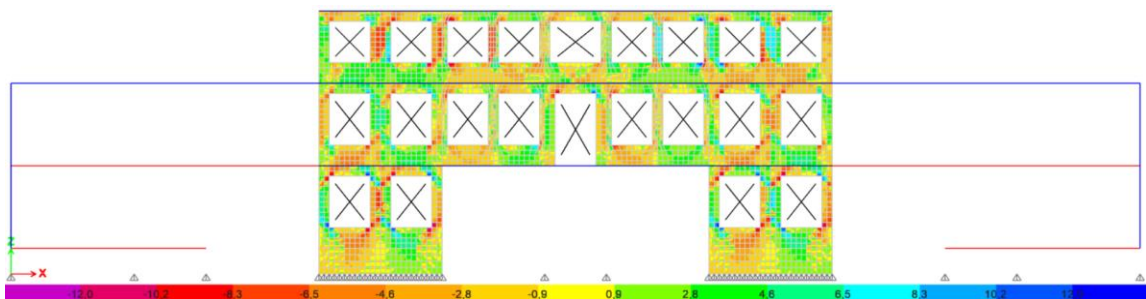
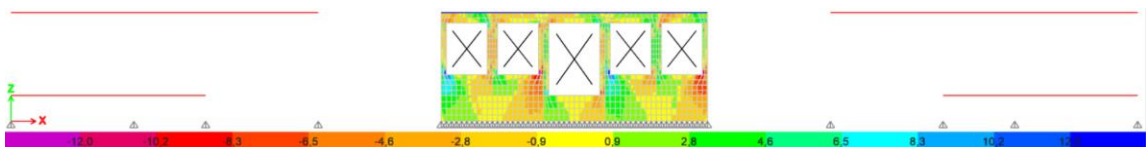


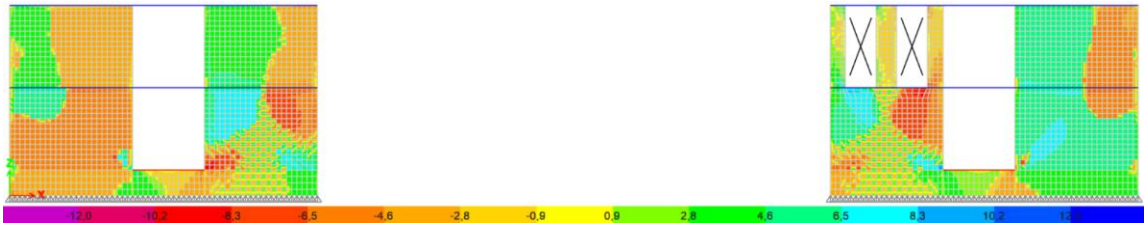
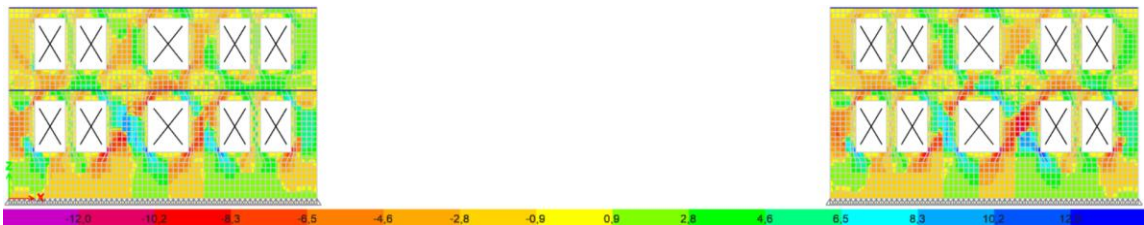
**Figura 202:***Esfuerzos S12 en pórtico D***Figura 203:***Esfuerzos S12 en pórtico E***Figura 204:***Esfuerzos S12 en pórtico F*

**Figura 205:***Esfuerzos S12 en pórtico G***Figura 206:***Esfuerzos S12 en pórtico H***Figura 207:***Esfuerzos S12 en pórtico I*

**Figura 208:***Esfuerzos S12 en pórtico I'***Figura 209:***Esfuerzos S12 en pórtico J***Figura 210:***Esfuerzos S12 en pórtico K***Figura 211:***Esfuerzos S12 en pórtico L*

**Figura 212:***Esfuerzos S12 en pórtico 1***Figura 213:***Esfuerzos S12 en pórtico 1'***Figura 214:***Esfuerzos S12 en pórtico 1''***Figura 215:***Esfuerzos S12 en pórtico 2*

**Figura 216:***Esfuerzos S12 en pórtico 3***Figura 217:***Esfuerzos S12 en pórtico 3'***Figura 218:***Esfuerzos S12 en pórtico 4***Figura 219:***Esfuerzos S12 en pórtico 4'*

**Figura 220:***Esfuerzos S12 en pórtico 4"***Figura 221:***Esfuerzos S12 en pórtico 7***Esfuerzos admisibles**

Como parte del análisis de la edificación en estudio, se hace necesario utilizar como márgenes comparativos los rangos máximos de compresión y tracción que tienen los elementos no dúctiles, tomando en cuenta que deben mantener el rango elástico para evitar deformaciones permanentes a causa de las cargas a las que son sometidas. Es así como se ha obtenido mediante una investigación bibliográfica, los esfuerzos admisibles a los que pueden ser sometidos estos elementos, los mismos que no deben ser sobrepasados con el objetivo de conseguir un desempeño adecuado de la edificación. Los esfuerzos admisibles utilizados para el análisis se detallan a continuación en la siguiente tabla:

**Tabla 74:***Esfuerzos admisibles en mampostería de roca y mampostería de ladrillo*

<b>Material</b>	<b>Resistencia a compresión [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Resistencia a cortante y tracción [kg/cm<sup>2</sup>]</b>
Adobe	2 – 5	0.5
Bloques de tepetate con mortero de cal	5 – 10	0.5
Ladrillo con mortero de lodo	5 – 10	1.0
Ladrillo con mortero de cal	15 – 20	2.0
Mampostería de piedra regular con mortero de cal	10 – 15	0.5
Mampostería de piedra de buena calidad	30	2.0

*Fuente: (Meli, 1998)***Esfuerzo de rotura**

El esfuerzo de rotura representa la última resistencia a tensión que puede soportar un elemento antes de la falla del material. Para el presente análisis se ha considerado la formula descrita en el ACI 318-14, donde  $f_m$  representa el esfuerzo a compresión de la mampostería y  $\lambda = 1$ . En el caso de la mampostería de estudio se tiene la ecuación ( 54 ).

$$\tau = 2 * \lambda * \sqrt{f_m} = 2 * 1 * \sqrt{34,95} = 11,82 \text{ kg/cm}^2 \quad ( 54 )$$

Los valores descritos en este apartado conciernen a los valores de revisión para catalogar las zonas críticas o zonas que puedan afectarse luego de un evento sísmico, por lo cual, se considera zona a ser reforzada aquella zona que sobrepase la gama de colores indicada en cada gráfico; entre los esfuerzos más perceptibles a simple vista existen los de compresión y tracción en el sentido vertical (esfuerzos S22) y los esfuerzos de rotura (esfuerzos S12) de los cuales se tomarán las zonas más críticas para su reforzamiento.

## Capítulo V

### Reforzamiento estructural

#### Propuesta del sistema de reforzamiento

El reforzamiento estructural de una edificación se da a partir de los resultados obtenidos de la caracterización y clasificación de las propiedades intrínsecas de la estructura; en el caso del edificio administrativo del Colegio Militar “Eloy Alfaro” debido a su carácter de edificación con el grado de protección más alto y catalogada como bien patrimonial de la ciudad de Quito, además de su vulnerabilidad al ser una estructura antigua, se deberá tornar el reforzamiento de acuerdo a las solicitudes tanto estructurales como de bien patrimonial implicando estrictamente que el reforzamiento se adapte a la edificación, que pueda reducir los efectos por fuerzas internas de la estructura, un reforzamiento adaptativo que contemple la mejor y más óptima intervención.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis y modelamiento estructural, se puede afirmar la estructura presenta fallas por cortante, tracción y compresión en zonas catalogadas como críticas, esto quiere decir que existe fragilidad en zonas que no posean apoyo suficiente o zonas donde exista un cambio de sección, aberturas pronunciadas o cambio de pendiente; en el contexto se puede considerar que tanto aberturas para ventanas como puertas están afectadas por eventos sísmicos, sus aberturas en paredes de grosor considerable pueden provocar acumulación de esfuerzos en esquinas y partes superiores si no se posee un refuerzo adecuado debido a la distorsión de la continuidad de las paredes. Para el caso de la edificación en estudio, se tiene que existen 57 puertas y 129 ventanas, de las cuales su mayoría se encuentran ubicadas en los muros perimetrales de la edificación, siendo esto

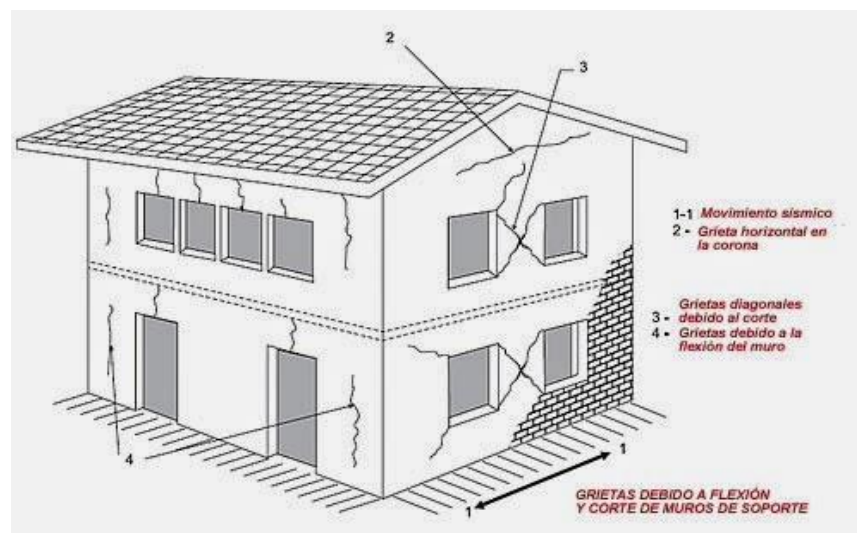


claramente un punto de desventaja para la edificación en el aspecto resistente, y debido a las grandes magnitudes que estas poseen; de igual manera, la edificación posee una gran altura de entrepiso lo que aumenta la carga de peso propio por el aumento de material de construcción y la masa a mover debido a los efectos sísmicos.

Como se puede apreciar en la Figura 222, existen varias fisuras que se pueden presentar debido a sobre esfuerzos en zonas de abertura para puertas y ventanas.

**Figura 222:**

*Fallas en muros con aberturas*



*Fuente: (Anónimo, 2014b)*

Para el reforzamiento del edificio se instó en la utilización de elementos que puedan reducir los esfuerzos de compresión, tracción y corte por lo cual se optó por la utilización de anclajes compuestos por varillas de acero para zonas donde existan sobre esfuerzos por tracción y cortante, esto mediante la perforación de núcleos paralelos a las paredes por donde atravesarán las varillas; para zonas de aberturas con sobre esfuerzos por compresión tanto en puertas y ventanas se optó por la utilización de

placas de acero que puedan ayudar en una mejor redistribución y absorción parcial de los esfuerzos que predominan en las esquinas.

## **Caracterización de los materiales de reforzamiento**

### ***Varillas de acero***

La utilización de refuerzo de acero o mejor conocido como inyección armada que atraviesa las paredes paralelamente es una técnica de reforzamiento recomendada en edificaciones donde no se pueda intervenir paredes exteriormente, enchapar o cambiar las propiedades de la misma, mediante la ayuda de las propiedades intrínsecas del acero de refuerzo se pueden obtener resultados favorables para las zonas intervenidas como una uniformización en la distribución de esfuerzos de tensión, así como aumento de la ductilidad del sistema.

Para el cálculo del refuerzo se debe tomar en cuenta ciertos conceptos base estudiados en hormigón reforzado; de acuerdo con McCormac & Brown (2011) se pueden observar tres diferentes etapas por las que pasan los elementos sometidos a flexión, siendo estas:

- Etapa del concreto no agrietado
- Etapa de hormigón agrietado con esfuerzos elásticos
- Etapa de resistencia última

Para el presente reforzamiento se aplicará las definiciones de hormigón agrietado y esfuerzos elásticos debido a las posibles fisuras que pueda sufrir las paredes de mampostería al llegar a su estado límite, a esto se le agrega algunos

conceptos de deformaciones unitarias y esfuerzos límites de acuerdo al modelo de Whitney (Estrella & Narváez, 2018; McCormac & Brown, 2011).

Como es de conocimiento técnico en estructuras de hormigón armado, el hormigón desarrolla grietas en la parte inferior de la sección cuando se ha sobrepasado el esfuerzo de rotura del hormigón por el incremento de carga, esto técnicamente se da cuando el momento provocado por los esfuerzos de tensión superan al momento de agrietamiento o  $M_{agr}$ . Una vez producidas las grietas en altura, el eje neutro se traslada hacia arriba de su posición original. (Estrella & Narváez, 2018; McCormac & Brown, 2011).

Obteniéndose así la respuesta del acero en un estado de tensión de acuerdo a la ecuación ( 55 ).

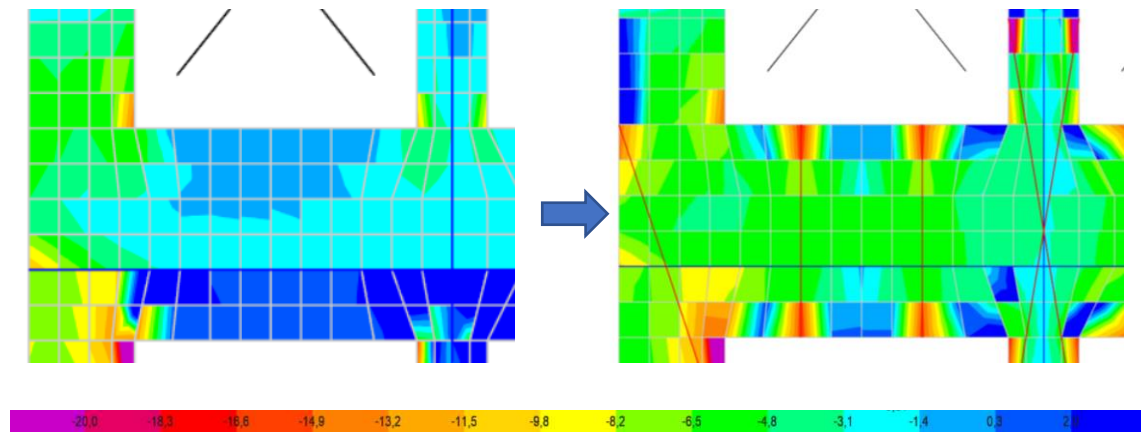
$$T = As * fy \rightarrow As = \frac{T}{fy} \quad ( 55 )$$

Una vez obtenida la tensión generada por los esfuerzos en la estructura, esto gracias al modelo computacional ya reforzado, se podrá utilizar la ecuación mencionada iterando la cantidad de acero.

La aplicación del refuerzo en el modelo estructural contempla un cambio contundente, como se aprecia en la Figura 223, logrando cambiar el estado de esfuerzos, de tensión a compresión, lo cual permite tomar con mayor fiabilidad los datos del modelo como las cargas axiales que se encuentran soportando las varillas de acero colocadas.

**Figura 223:**

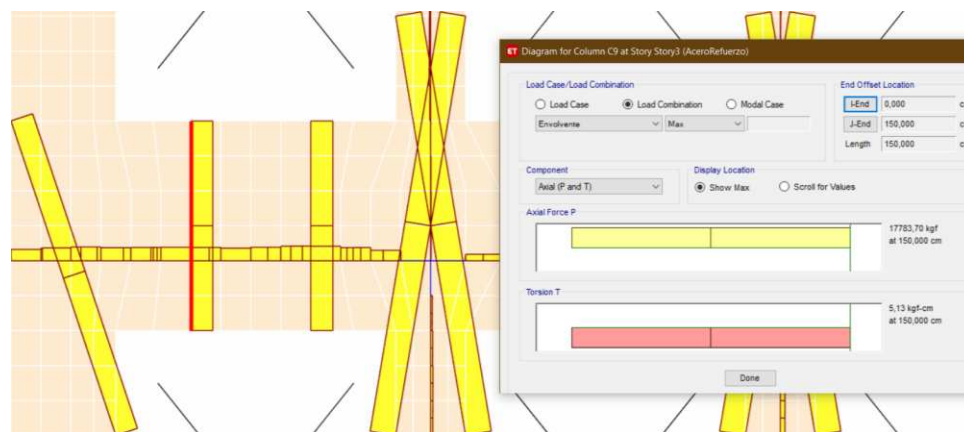
*Comparación modelo no reforzado y reforzadas varillas*



De la herramienta utilizada se puede obtener el dato exacto de la carga que soporta la varilla como se muestra en la Figura 224 para el posterior cálculo del acero requerido para soportar dichas cargas.

**Figura 224:**

*Fuerzas axiales en los miembros de refuerzo*

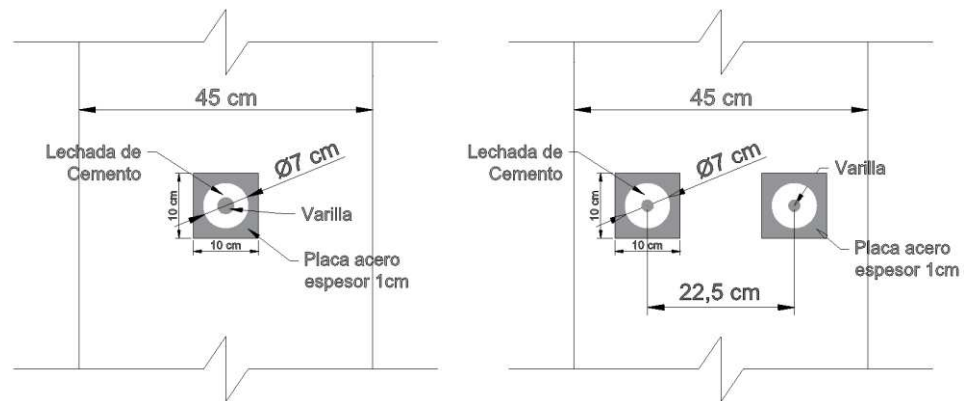


$$A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{17783,70}{4200} = 4,23 \text{ cm}^2 \approx 2\emptyset 18\text{mm} \text{ ó } 1\emptyset 25\text{mm}$$

Mediante este proceso se logra determinar la cantidad de acero que se ocupará atravesando el muro de mampostería.

**Figura 225:**

*Detalle de aplicación para una o dos varillas*



El sistema en conjunto está compuesto por varillas recubiertas de lechada de alta resistencia, y protegiendo ante posible corrosión, esto de acuerdo con las recomendaciones dadas en la Tabla 75; teniendo un diámetro entero de 7cm de perforación.

**Tabla 75:**

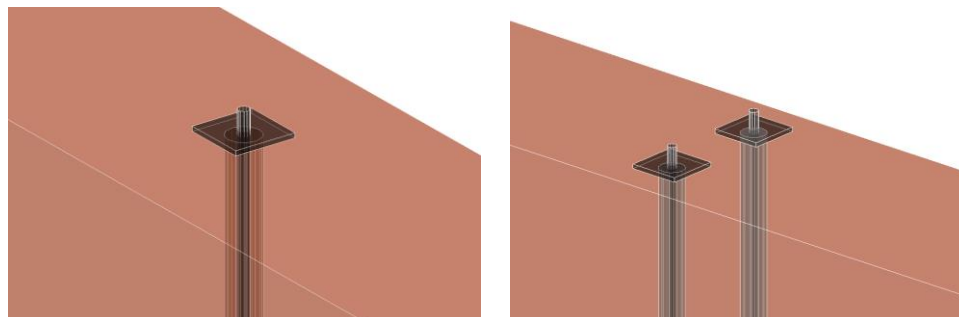
*Recubrimientos mínimos micropilotes*

	Lechada (mm)	Mortero (mm)
<b>Compresión</b>	20	30
<b>Tracción</b>	25	35

*Fuente: (Lorente Fernández, 2013)*

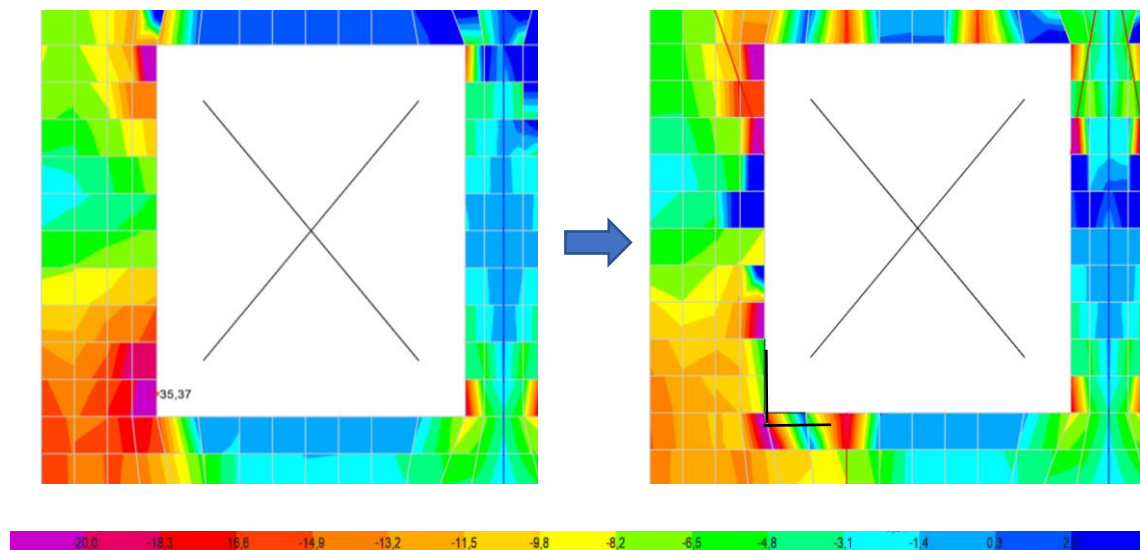
**Figura 226:**

*Detalle de perforación para varillas paralelas*



**Figura 227:***Detalle constructivo***Placas de acero**

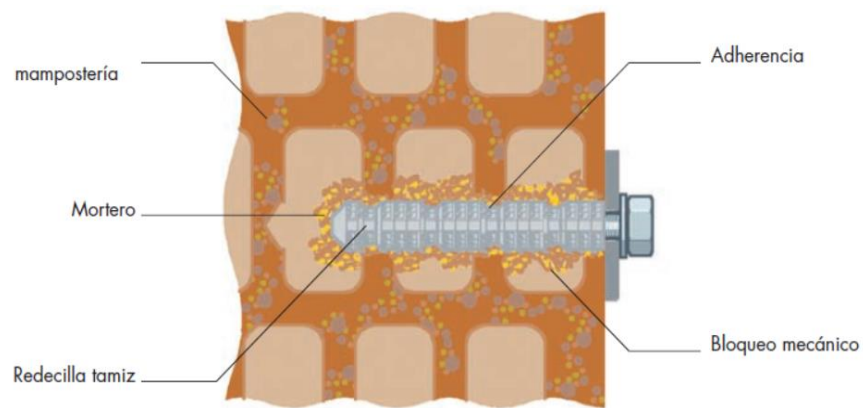
Se optó por la utilización de placas de acero debido a su efectividad trabajando en conjunto para soportar cargas de compresión gracias al anclaje que éstas deberán llevar; este problema se genera por los esfuerzos concentrado en las esquinas de aberturas para ventanas y puertas.

**Figura 228:***Comparación modelo no reforzado y reforzado placas de acero*

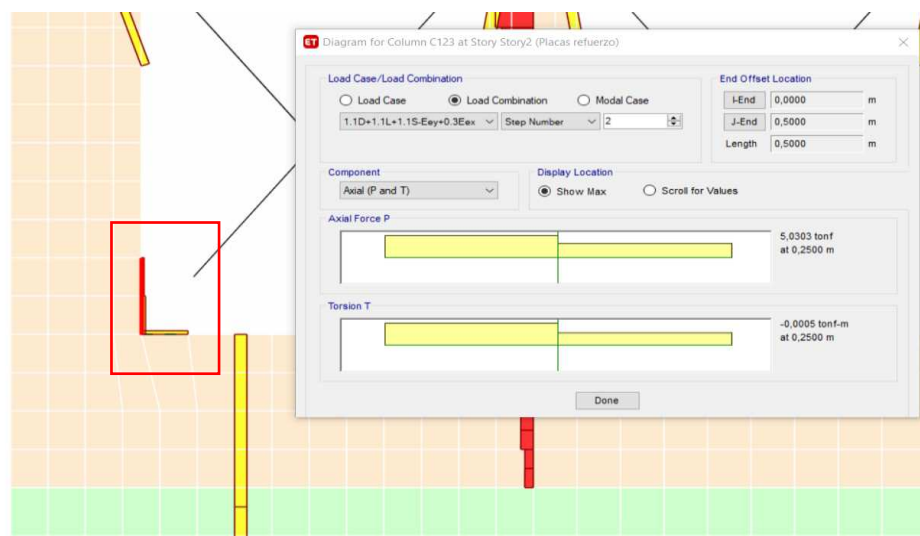
Se utilizaron planchas de acero en ángulo con un espesor de 8 mm tomando en cuenta el modelo computacional realizado, este fue modificado con el fin de que los esfuerzos en la mampostería puedan ser transmitidos hacia las placas de acero y a su vez éstas puedan absorber dichos esfuerzos juntamente con la mampostería. Para que esto pueda suceder en realidad se deberá tomar en cuenta que los anclajes colocados deberán ser los adecuados para que se logre la perfecta armonización entre el muro de mampostería y la placa.

**Figura 229:**

*Detalle de anclaje en mampostería*



Como se muestra en la Figura 229, se deberá tomar en cuenta todos los parámetros involucrados en la colocación de anclajes, esto se puede simplificar de acuerdo a las especificaciones técnicas que se posean sobre los anclajes a colocar, así como los parámetros de diseño dados por los fabricantes que conllevan tensiones de servicio, profundidades efectivas, diámetros sugeridos, parámetros constructivos, indicaciones y recomendaciones. Para el caso en estudio se utilizarán varillas roscadas y anclaje adhesivo químico para asegurar la sujeción entre la varilla y la mampostería.

**Figura 230:***Detalle de placa de acero con anclajes***Figura 231:***Fuerza axial crítica, combinación 1,1D+1,1L+1,1S+Esy+0,3Ey*

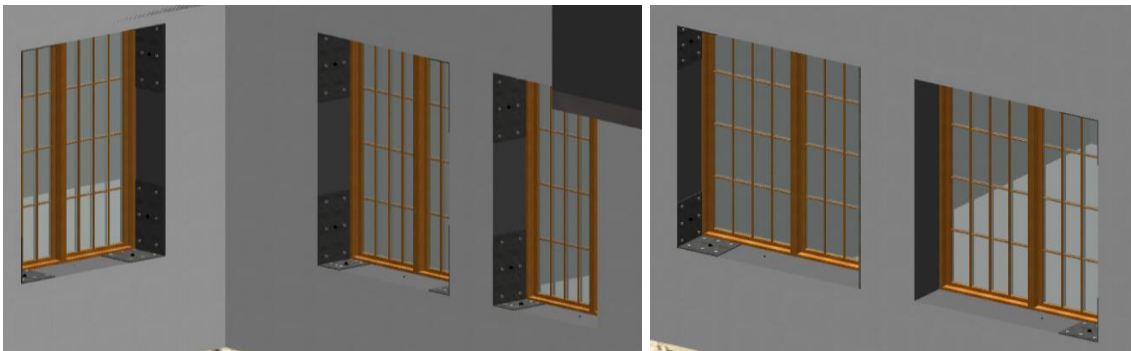
Para el diseño de los anclajes se tomó en cuenta las fuerzas que se ejercían sobre la placa, siendo la única fuerza aquella que es ejercida por la placa perpendicular a la misma, esta fuerza igual a 5,03 ton (dato obtenido del modelo computacional siendo este el valor más crítico en la primera ventana del primer piso del pórtico A ejercido por transmisión de fuerzas internas de la mampostería hacia la placa mediante los anclajes) y reducido por el aporte resistente en dirección contraria dado por los pernos de la placa



perpendicular, tomando estos conceptos en cuenta se deberá realizar una combinación de estados, siendo el primer estado en el cual en la placa "A" exista únicamente tracción mientras que en la placa B exista esfuerzos de corte; y el segundo estado cuando la placa A presenta esfuerzos de corte y la placa "B" esfuerzos de tensión.

**Figura 232:**

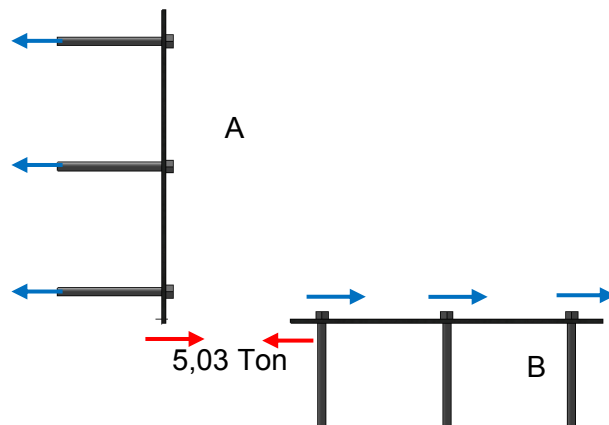
*Detalle en perspectiva de placas de refuerzo en pórtico 4'*

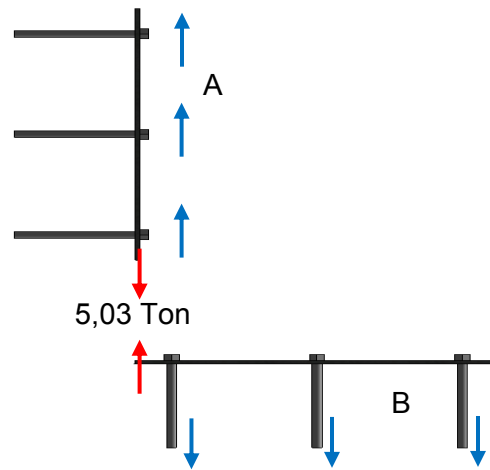


En la Figura 233 y Figura 234 se aprecia la actuación de los esfuerzos en las placas con el fin de que se diseñen coherentemente de acuerdo a los estados que estas soportan.

**Figura 233:**

*Primer estado de cargas*



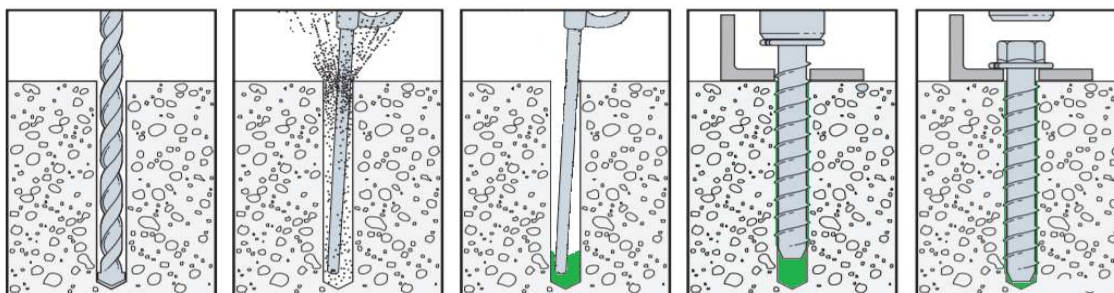
**Figura 234:***Segundo estado de cargas*

Por lo tanto, la fuerza de 5,03 ton deberá ser repartida para cada placa y después para cada varilla roscada del sistema resistente, teniendo una fuerza neta por varilla de 420 kg tanto para tensión en la placa “A” como para corte en la placa “B” y viceversa, estas fuerzas deberán ser resistidas por las propiedades del acero de refuerzo que, para este caso se eligió una varilla de roscada de 20mm de diámetro con una profundidad de anclaje de 20 cm debido a las sollicitaciones de esfuerzos en la pared y por recomendación del fabricante de aumentar la profundidad si las acciones provienen de efectos sísmicos, esto debido a recomendaciones de proporcionar al menos 10 veces el diámetro de la varilla colocada para optimizar los efectos de sujeción entre la mampostería y el anclaje, esto de acuerdo a investigaciones realizadas por la al Código Internacional de Construcción (IBC, 2018), Sociedad de la Mampostería (TMS-420, 2002), Instituto Americano del Concreto (ACI-530, 2011), Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE-5, 2011), Código Residencial Internacional (IRC-R301, 2018). Se utilizaron los datos de fabricantes de pernos de anclaje quienes sugieren que se utilice un agente químico adhesivo para fijar la varilla roscada a la mampostería como se muestra en la Figura 235, esto de acuerdo con el catálogo de la

compañía Simpson Strong-Tie Company Inc. llamado Sistemas de anclaje y sujeción para concreto y mampostería.

**Figura 235:**

*Proceso de inserción del anclaje con adhesivo químico*



*Fuente: (SIMPSON Strong-Tie, 2015)*

**Tabla 76:**

*Cargas de tensión/corte admisibles en varillas roscadas en mampostería*

Diámetro (mm) de varilla de refuerzo	Diámetro de broca (mm)	Empotramiento mínimo (cm)	Carga permitida en base a la resistencia de la adherencia	
			Carga de tensión (kg)	Carga de corte (kg)
10	12	8,5	675	520
12	16	11,5	830	615
16	20	14,5	860	615
20	22	16,5	860	615

*Fuente: (SIMPSON Strong-Tie, 2015)*

Como se puede apreciar en la Tabla 76, los límites de corte y tensión permisibles son superiores a los solicitados por los anclajes de la placa, siendo esto el diseño final de los anclajes para todas las placas de refuerzo de la edificación; además de estas recomendaciones, se deberá tomar en cuenta que los ensayos realizados para

obtener los datos de límites tanto para tensión como corte de los anclajes contemplan una resistencia mínima a tensión de  $3,5 \text{ kg/cm}^2$  para la mampostería donde se sujetará el anclaje, esto concuerda con la resistencia de la mampostería del Colegio Militar “Eloy Alfaro” que es igual a  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ .

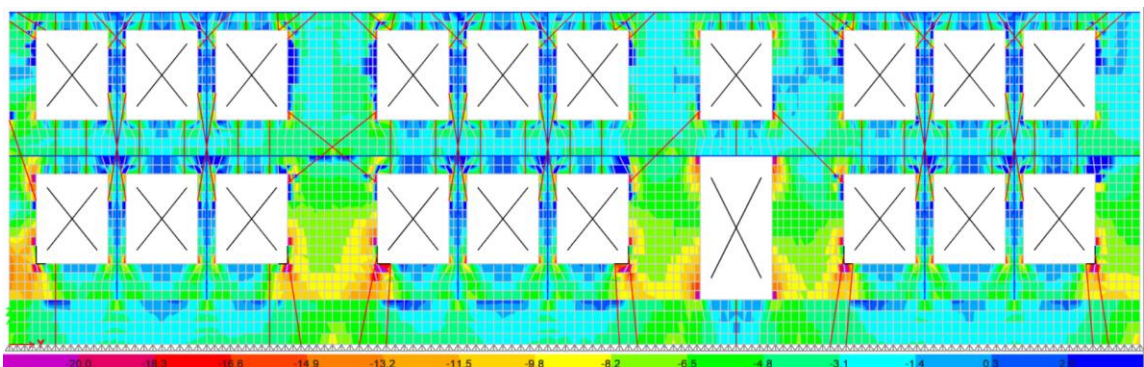
### Reforzamiento del modelo estructural

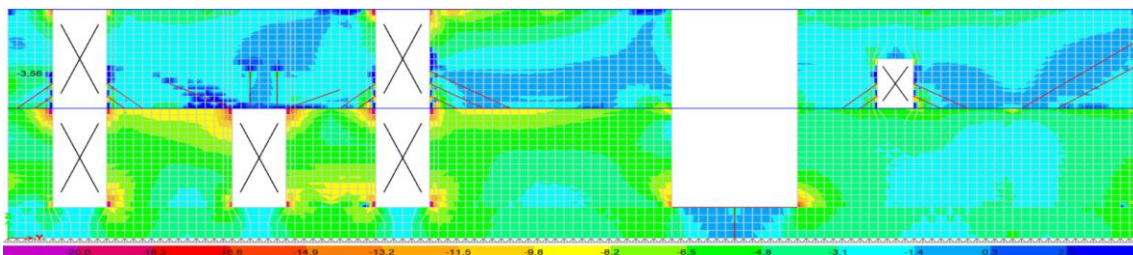
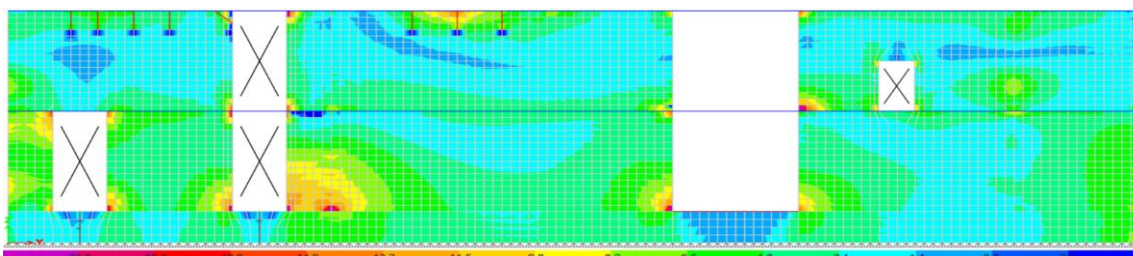
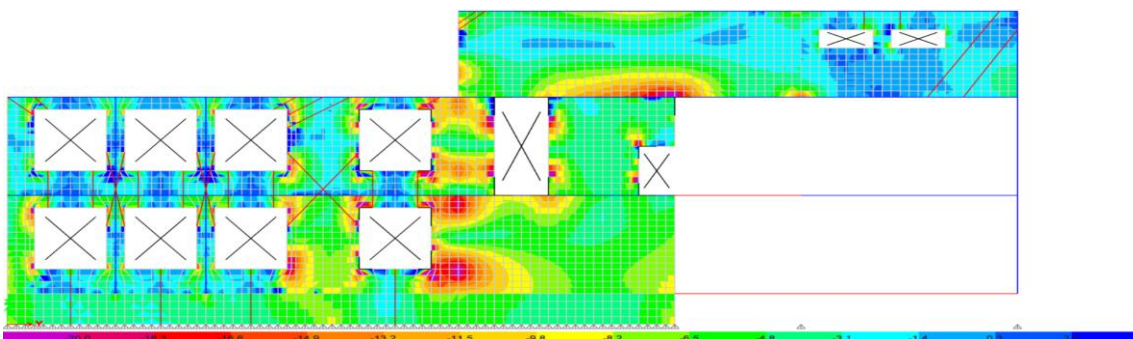
Se realizó las respectivas modificaciones al modelo estructural con el fin de observar el comportamiento de éste una vez añadido el reforzamiento, como se mencionó en el apartado anterior, se colocó acero de refuerzo (varillas de acero) en zonas de tracción y corte; en zonas que poseen compresión se utilizó placas metálicas con un espesor de 8mm y grosor de 30 cm.

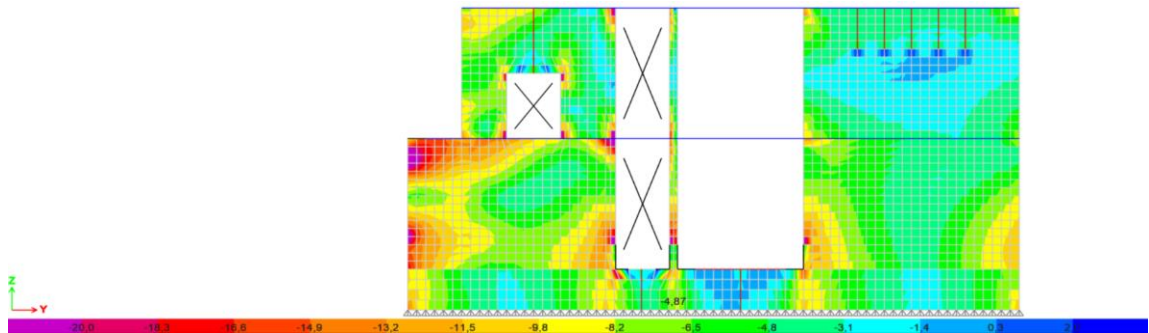
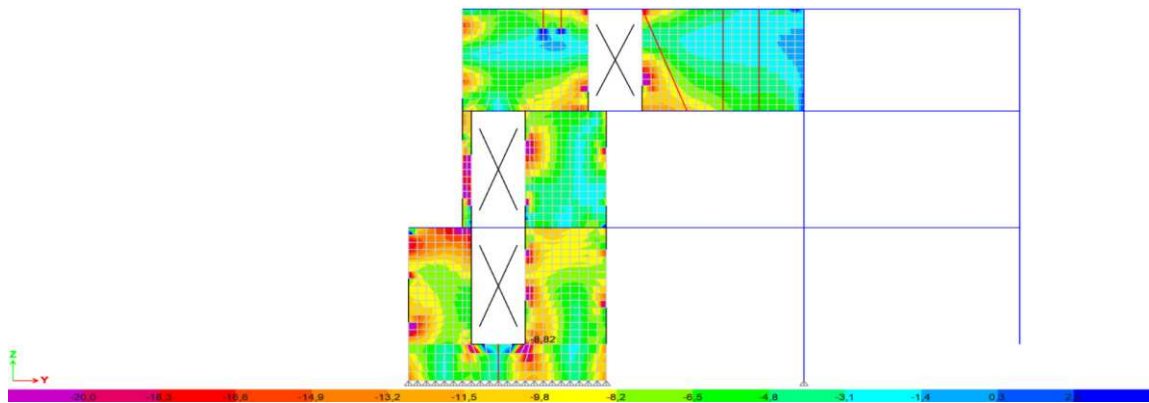
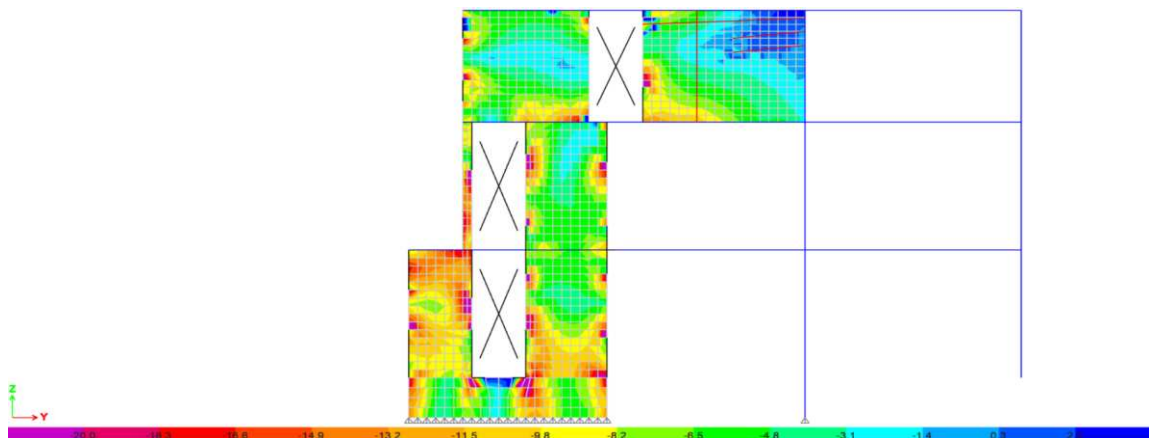
A continuación, se presentan los pórticos reforzados de acuerdo con la metodología mencionada.

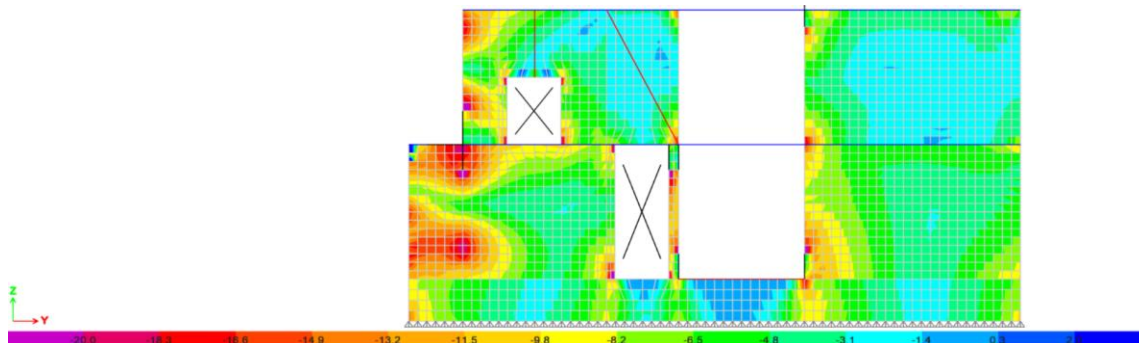
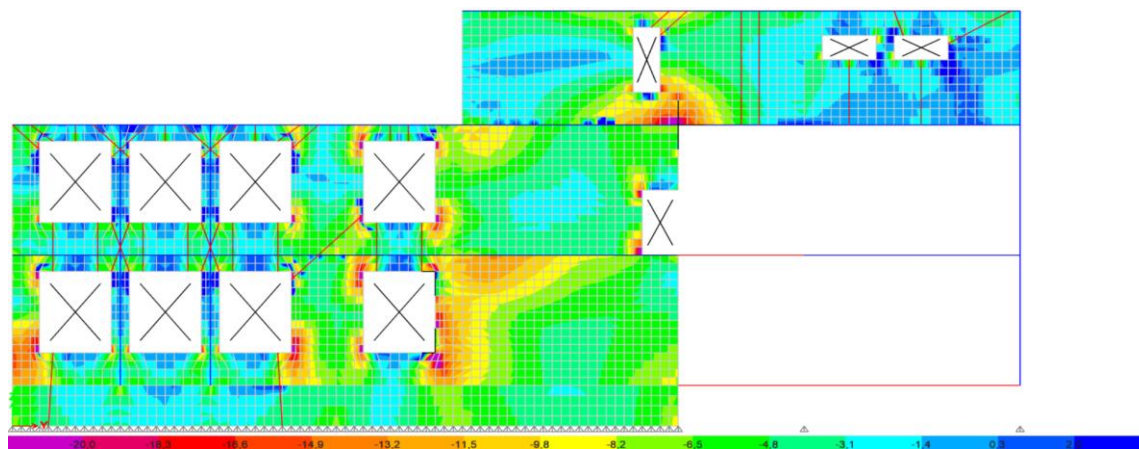
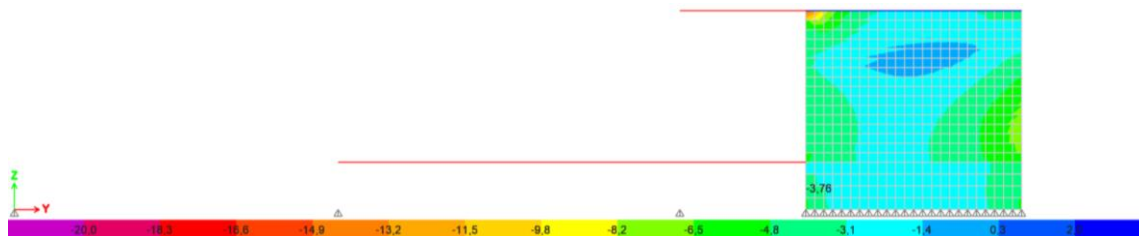
#### Figura 236:

*Esfuerzos S22 en pórtico A reforzado*



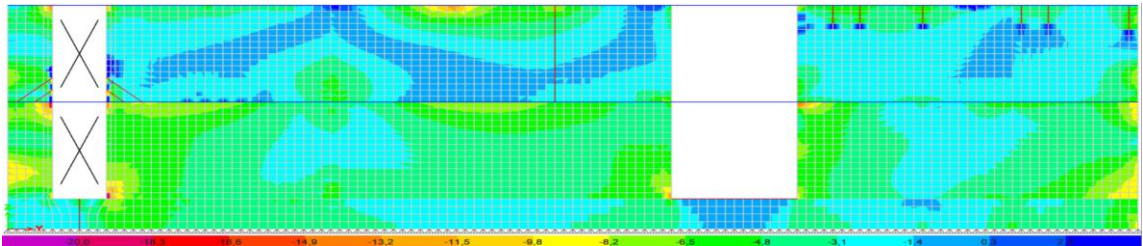
**Figura 237:***Esfuerzos S22 en pórtico B reforzado***Figura 238:***Esfuerzos S22 en pórtico C reforzado***Figura 239:***Esfuerzos S22 en pórtico C' reforzado***Figura 240:***Esfuerzos S22 en pórtico D reforzado*

**Figura 241:***Esfuerzos S22 en pórtico E reforzado***Figura 242:***Esfuerzos S22 en pórtico F reforzado***Figura 243:***Esfuerzos S22 en pórtico G reforzado*

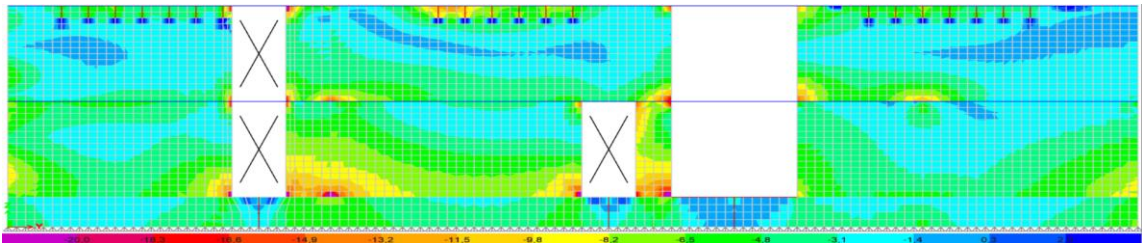
**Figura 244:***Esfuerzos S22 en pórtico H reforzado***Figura 245:***Esfuerzos S22 en pórtico I reforzado***Figura 246:***Esfuerzos S22 en pórtico I' reforzado*

**Figura 247:**

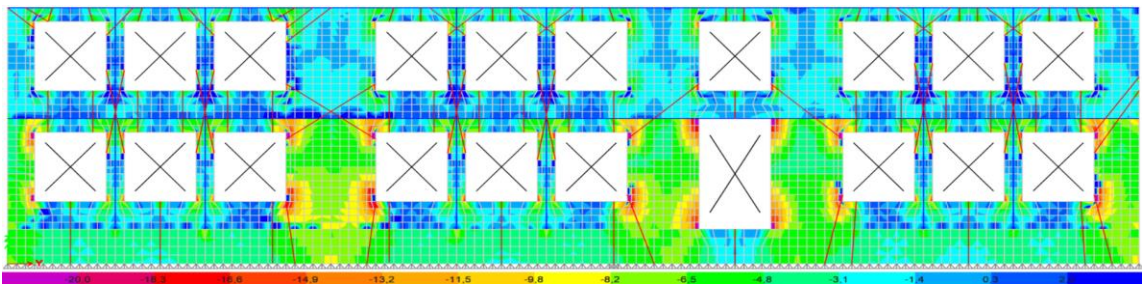
*Esfuerzos S22 en pórtico J reforzado*

**Figura 248:**

*Esfuerzos S22 en pórtico K reforzado*

**Figura 249:**

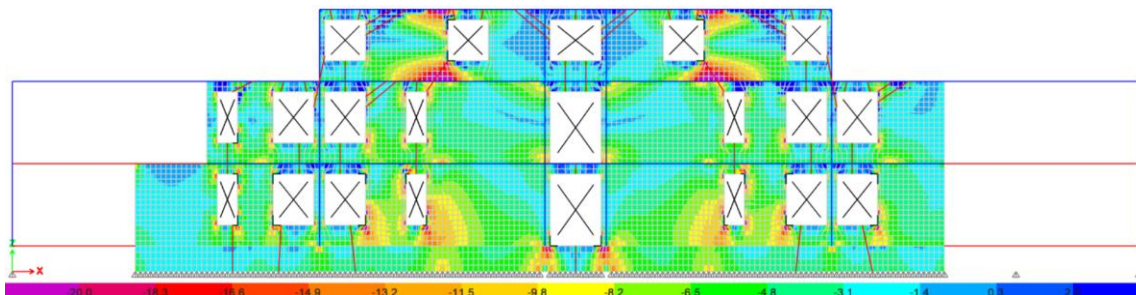
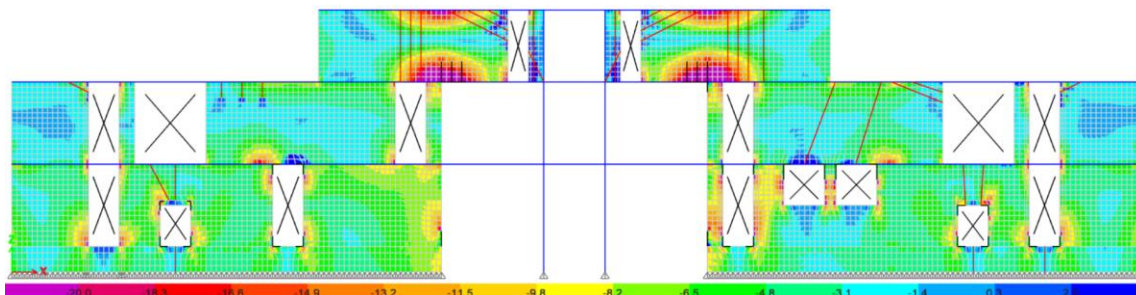
*Esfuerzos S22 en pórtico L reforzado*

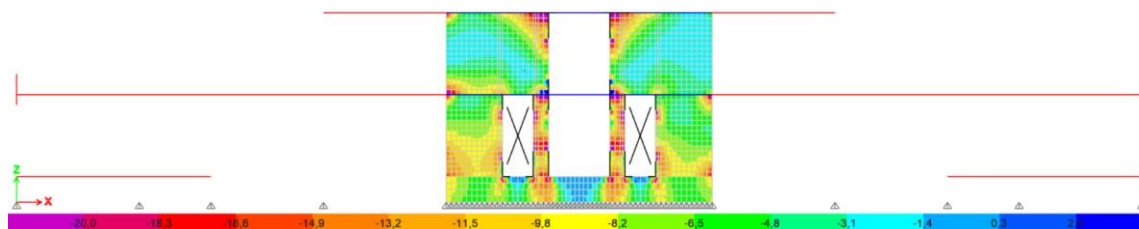
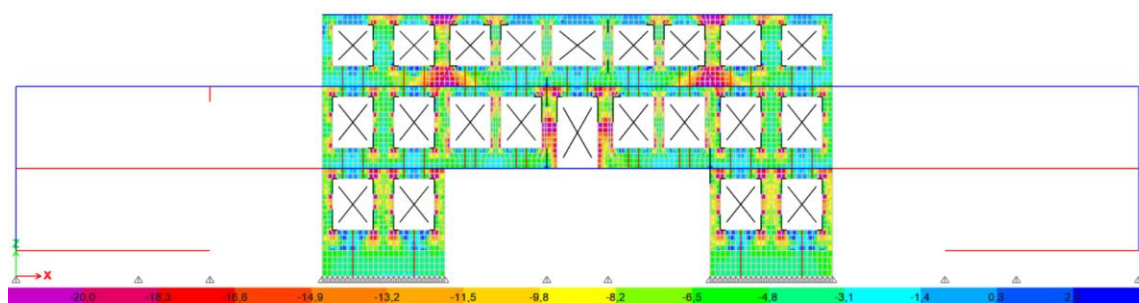
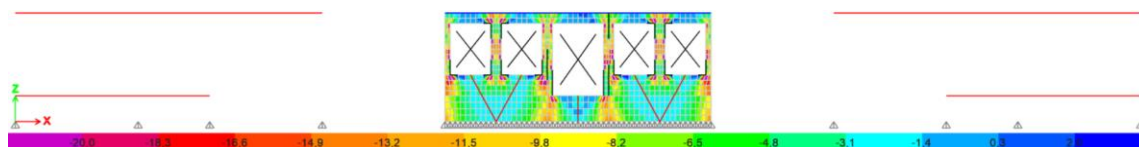
**Figura 250:**

*Esfuerzos S22 en pórtico 1 reforzado*





**Figura 251:***Esfuerzos S22 en pórtico 1' reforzado***Figura 252:***Esfuerzos S22 en pórtico 1'' reforzado***Figura 253:***Esfuerzos S22 en pórtico 2 reforzado***Figura 254:***Esfuerzos S22 en pórtico 3 reforzado*

**Figura 255:***Esfuerzos S22 en pórtico 3' reforzado***Figura 256:***Esfuerzos S22 en pórtico 4 reforzado***Figura 257:***Esfuerzos S22 en pórtico 4' reforzado***Figura 258:***Esfuerzos S22 en pórtico 4'' reforzado*

**Figura 259:**

*Esfuerzos S22 en pórtico 7 reforzado*



Como se puede observar en las anteriores figuras, a comparación de los esfuerzos resultantes en pórticos no reforzados, existe la disminución de gran porcentaje de estos, lo cual significa que, si en un punto reforzado existía esfuerzos de tracción mediante la aplicación de acero de refuerzo pasó a ser una zona con menores esfuerzos logrando que se transmita eficientemente las cargas de la mampostería a los elementos colocados.

### **Análisis de derivas y desplazamientos totales en sistema reforzado**

**Tabla 77:**

*Comparación de desplazamientos totales*

<b>Piso</b>	<b>Caso de Carga</b>	<b>Dirección</b>	<b>Desplazamientos totales en sistema reforzado (cm)</b>	<b>Desplazamientos totales en Sistema no reforzado (cm)</b>
<b>Piso 4</b>	Sismo estático	X	6,89	7,74
<b>Piso 4</b>	Sismo dinámico	X	6,59	7,37
<b>Piso 4</b>	Sismo estático	Y	6,56	7,1
<b>Piso 4</b>	Sismo dinámico	Y	3,90	4,58

El aporte de rigidez mediante la colocación del refuerzo se muestra como resultados evidentes en los desplazamientos totales que sufrirá la edificación por eventos sísmicos, esto incide directamente en las derivas de piso que son un claro indicador de la ductilidad de esta.

**Tabla 78:**

*Derivas de piso obtenidas del modelo estructural reforzado*

Piso	Caso de Carga	Dirección	Deriva Elástica reforzada	Deriva Inelástica reforzada	Deriva Inelástica sin reforzar	Reducción
Piso 4	Sismo estático	X	0,97%	1,45%	1,64%	11,01%
Piso 4	Sismo dinámico	X	0,84%	1,26%	1,41%	10.64%
Piso 4	Sismo estático	Y	1,09%	1,64%	1,77%	7,63%
Piso 4	Sismo dinámico	Y	0,74%	1,11%	1,31%	14.94%

Como se puede observar en la Tabla 78 el aumento de la rigidez debido al reforzamiento contempla una reducción promedio en cuanto a derivas del 11.05% del valor sin reforzamiento, esto implica que existe un aporte eficaz de los elementos colocados y dando mayor efectividad en comportamiento ante actividad sísmica.

### **Refuerzo final**

De acuerdo con los cálculos mencionados en los anteriores apartados, se realizó el diseño final del reforzamiento para el edificio administrativo del Colegio Militar “Eloy Alfaro”, obteniéndose los resultados se podrán observar mejor en los planos del Anexo 4 el cual contiene los planos finales del reforzamiento por cada pórtico.

## Capítulo VI

### Análisis presupuestario

Como parte importante del presente trabajo de investigación, se ha considerado la presentación de un presupuesto referencial basado en los requerimientos existentes en la propuesta de reforzamiento. Se ha tomado como referencias los precios reales y las condiciones de trabajo que ofrecen empresas especialistas en perforaciones y anclajes, las mismas que de acuerdo con su experiencia y capacidad técnica están en condiciones de materializar esta propuesta.

Se debe analizar que, al tratarse de un trabajo especial y extremadamente técnico, no se puede confiar la ejecución de este proyecto a personal no capacitado, que a pesar de disponer del material necesario no tiene la experticia requerida. Por esta razón, las empresas consultadas ofrecen un asesoramiento y supervisión de calidad durante la ejecución de todo el proyecto, situación que brinda al usuario la tranquilidad de un trabajo bien realizado.

Como se indicó en los capítulos anteriores, el edificio central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” constituye un bien patrimonial que tiene un alto nivel de protección, situación que obligó a presentar una propuesta que afecta mínimamente a la estructura y que sea ejecutable en el tiempo. Por esta razón, se solicitó la presencia de los técnicos para que evalúen la factibilidad del proyecto analizado desde la parte constructiva, considerando la experiencia que disponen sobre el tema, los trabajos que deben ser realizados y la disponibilidad de medios para su ejecución. Al finalizar la visita, se confirmó la ejecución del proyecto con los lineamientos presentados,

realizando ciertas recomendaciones que mejorarían la aplicación de los anclajes, en especial por el tipo de material en el que se va a trabajar (ladrillo).

Para la ejecución del reforzamiento, se utilizará materiales que respeten la normativa nacional y que cumplan con los requerimientos presentados en el proyecto. En lo que se refiere a las varillas corrugadas, las empresas recomiendan que sean ellas mismas las que provean el material, tomando en cuenta el desperdicio que genera el uso de sus equipos y que en ciertos casos difiere de la tradicional cuando se utiliza como acero de refuerzo. Sin embargo, esto no significa que sea un impedimento para el cliente que puede entregar el material y supervisar su colocación; eso sí, deberá cumplir con la normativa para evitar responsabilidades futuras. La misma consideración se aplicará para las placas y los pernos que forman parte del reforzamiento.

Se recibió la recomendación técnica de utilizar un mortero de alta calidad para el anclaje de varillas y un epóxico de alta resistencia para el anclaje de los pernos de las pletinas, considerando que el mortero tradicional no tiene una buena unión con el ladrillo y podría ocasionar un anclaje defectuoso. Además, en vez de pernos se utilizará varillas roscadas de 5/8 que presentan un mejor desempeño en la mampostería de la edificación, manteniendo el uso de tuercas y arandelas. Finalmente, se utilizará un recubrimiento en las platinas para protegerlas de los efectos del clima (humedad principalmente), a pesar de que para la colocación de estas se deberá retirar el recubrimiento de casi 5 cm que tienen las paredes y anclarlas directamente en el ladrillo. Para mejorar la fachada del edificio, se procederá a cubrir esas pletinas y dejarlas como inicialmente se encontraban, trabajo que podrá ser realizado por personal de albañilería.

Para terminar, se debe incluir al presupuesto los costos indirectos generados durante la ejecución del proyecto. Este valor dependerá de la empresa con la que se contrate y bajo los términos de negociación que se apliquen y legalicen durante la firma del contrato. No se podrá dejar de negociar los requerimientos especiales como bodegaje del material, seguridad e inclusive privacidad del lugar de trabajo, ítems indispensables que deberán finiquitarse antes del inicio del proyecto.

Actualmente, el Colegio Militar “Eloy Alfaro” es una institución educativa ubicada en el centro financiero de la ciudad de Quito, un sector con una alta plusvalía y con un importante desarrollo inmobiliario que se proyecta hacia el futuro. Por tal razón, el avalúo catastral del colegio incluido sus terrenos y construcciones asciende a los 73'447.067 dólares, valor registrado en la base de datos el Municipio de Quito. Sin embargo, es importante aclarar que el valor comercial de este predio y sus instalaciones superaría aún más esa cantidad, debido al significativo valor histórico que tiene esta institución para el país y la ciudad por su registro como patrimonio histórico de esta.

Tomando como referencia el área de construcción que consta en el catastro del predio, existen 22.412 m<sup>2</sup> de áreas cubiertas valoradas en 6'214.606 dólares, dentro de las cuales están incluidas las instalaciones patrimoniales y las nuevas que fueron edificadas en los últimos 20 años. Además, el predio en su conjunto tiene un área de terreno de 105.376 m<sup>2</sup> que están valorados en los 67'177.200 dólares. Con todos estos valores de referencia y procurando hacer relaciones de proporción entre metraje y costo, el valor final del edificio central del Colegio Militar “Eloy Alfaro” ascendería a 1'350.000 dólares aproximadamente, considerando el valor del área de construcción y terreno.

Es muy importante destacar que el valor que proporcionalmente se ha obtenido en función del avalúo catastral del Municipio de Quito, no correspondería al valor real comercial que tiene la edificación, debido a que no se ha considerado la oferta inmobiliaria en el sector ni la importancia histórica y patrimonial que en muchos de los casos no se puede valorar. Sin embargo, utilizando estos registros y el costo referencial del reforzamiento, este correspondería al 8% del valor total del edificio y al 27% del valor del área de construcción. Todos estos datos obtenidos deberán ser corroborados y certificados con un peritaje realizado exclusivamente a la edificación parte del proyecto.

Los presentes valores fueron obtenidos de la cédula catastral de unipropiedad que posee el edificio central del Colegio Militar “Eloy Alfaro”, misma que se encuentra en el Anexo 5 que dispone además de datos adicionales de la edificación.

A continuación, se muestran los valores del presupuesto referencial para la aplicación del reforzamiento.

**Tabla 79:**

*Presupuesto referencial de reforzamiento estructural*

#	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
<b>ANCLAJE ESTRUCTURAL DE CON VARILLA CORRUGADA ASTM A36</b>					
1	Perforaciones especiales de 2 pulgadas.	ml	840,00	\$27,00	\$22.680,00
2	Varilla corrugada ASTM A36 de ø22 y ø25.	ml	840,00	\$8,19	\$6.879,60
3	Empotramiento de varilla con mortero expansivo de alta calidad	ml	840,00	\$16,50	\$13.860,00
<b>ANCLAJE ESTRUCTURAL CON PLETINAS PREFABRICADAS</b>					
4	Pletinas prefabricadas con espesor de 8 mm (incluye corte y perforación 2.44x6 m).	u	6,00	\$1.847,48	\$11.084,88
5	Perforación en pletinas de 8mm.	u	3552,00	\$1,10	\$3.907,20
6	Revestimiento de pletina de 8mm.	ml	234,98	\$11,50	\$2.702,27



#	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
7	Anclajes estructurales con varilla roscada de 5/8 (incluye tuercas, arandelas y adhesivo epóxico de alta resistencia - sísmico)	u	3552,00	\$9,50	\$33.744,00
<b>SUPERVISIÓN DE CALIDAD</b>					
8	Incluye: operadores técnicos, equipos de perforación, herramientas secundarias, suministros consumibles, bioseguridad, viáticos y transporte.				\$3.900,00
				<b>Subtotal</b>	\$98.757,95
	<b>Valores no incluyen IVA.</b>			<b>Costos indirectos</b>	\$5.900,00
				<b>Total</b>	\$104.657,95

## Capítulo VII

### Conclusiones y recomendaciones

#### Conclusiones

- El edificio administrativo del Colegio Militar “Eloy Alfaro” constituye un símbolo de buenas prácticas de la metodología constructiva, que para la época en la que fue diseñado y construido (1935) representan un hito en el sistema constructivo ecuatoriano. El edificio es de hormigón armado, con vigas descolgadas de gran peralte y columnas de dimensión significativa en el sentido corto de mayor rigidez. Posee un alto porcentaje de muros portantes de mampostería de ladrillo en ambas direcciones, malla de cimentación de piedra cuya robustez contrarresta la baja resistencia del suelo, simetría en el sentido corto y demás prácticas que hasta el día de hoy permiten que la estructura se mantenga operable.
- En edificaciones antiguas es común encontrarse con sistemas constructivos deficientes que han sido levantados con técnicas basadas en la experiencia, carentes de continuidad en sus elementos e ineficiente sujeción entre ellos. En tal virtud, para encontrar su vulnerabilidad tanto cualitativa como cuantitativa se emplean métodos que las caractericen, de tal manera que intervengan las propiedades intrínsecas de la estructura. En este sentido, se utilizó el método FEMA P-154 para edificaciones de mampostería no reforzada y el método italiano de *Benedetti & Petrini*, dando como resultado en ambas evaluaciones que la edificación posee un alto grado y alto índice de vulnerabilidad.

- Los ensayos geotécnicos, ensayos destructivos y no destructivos brindaron la información necesaria para caracterizar con gran precisión los materiales de los que está compuesta la estructura; con los mismos ahora se conoce que el suelo es tipo D y está compuesto por arena no uniforme con capacidad portante de  $11,4 \text{ Ton}/\text{m}^2$ . El hormigón estructural posee varillas lisas y estribos conformados por cuarterones de madera con una resistencia a la compresión de  $117,1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ . La madera que compone el piso tiene una sección reducida debido al deterioro por la edad y sobreesfuerzos y la mampostería alcanza una resistencia a la compresión de  $34,9 \text{ kg}/\text{cm}^2$ .
- El método de los elementos finitos aplicado al modelo computacional del edificio permitió la respuesta más acertada a la realidad sobre el comportamiento de la mampostería ante esfuerzos, esto gracias a la discretización en micromodelos representativos (elementos tipo *shell*) que permiten una mejor percepción de la distribución de esfuerzos en los planos de acción de la mampostería.
- El reforzamiento estructural se basó principalmente en las restricciones que el edificio posee al ser considerado un bien patrimonial con un grado de protección que impide la intervención destructiva. De igual forma, se tomó en cuenta el impedimento existente para ejecutar cambios sustanciales en los sistemas constructivos, por lo que se utilizó elementos adicionales que aportan a una mejor redistribución de los esfuerzos en zonas donde estos se concentran.
- Los efectos de tracción, compresión y corte (S11, S22 y S12) en la mampostería producen estados de discontinuidad entre los elementos, impidiendo la distribución

eficaz de cargas entre los subelementos que los componen. Estos efectos en la edificación se evidencian en zonas como juntas entre muros perpendiculares, dinteles, antepechos y esquinas de aberturas como puertas y ventanas, situación que se apreció en el modelo computacional realizado.

- Los refuerzos presentados como propuesta están dispuestos de tal manera que se anticipan a las posibles fallas evidenciadas en el modelo matemático. Además, estos aportan a la rigidez de la estructura logrando reducir en promedio un 11,05% el porcentaje de derivas de piso.
- Se proporcionó un sistema de reforzamiento único en su tipo que solventará en gran medida los problemas estructurales que se puedan presentar en caso de un sismo de magnitud considerable.

### **Recomendaciones**

- Debido a la falta de información que se posee sobre el diseño y construcción del edificio es recomendable que se utilice metodologías observacionales y fuentes bibliográficas de registros históricos para obtener aquellos datos relevantes para el posterior análisis de esta.
- Al analizar edificaciones antiguas es recomendable realizar en primera instancia, la evaluación del Índice de vulnerabilidad de *Benedetti & Petrini*, debido a que este tipo de evaluación incorpora en sus parámetros datos intrínsecos de la situación de la edificación, así como datos tabulados a partir de su geometría general y específica;

esto con el fin de poseer un resultado fiable y proceder a emitir el criterio sobre si la edificación requiere o no una intervención.

- Con el objetivo de disponer de mayor cantidad de datos relevantes para el análisis estructural de cualquier edificación patrimonial, se recomienda la elaboración de varios ensayos in situ que permitan caracterizar con bastante exactitud la edificación que se requiere estudiar.
- El método de los elementos finitos es aplicable en varias instancias de la ingeniería durante el modelamiento de estructuras, por lo que se debe considerar que la discretización de sus elementos afecta proporcionalmente al tiempo de procesamiento. En tal virtud, se recomienda realizar una adecuada discretización para no sacrificar tiempo y los medios tecnológicos que se están utilizando.
- En las edificaciones de carácter patrimonial que posean un alto grado de protección, se recomienda que la intervención estructural se fundamente en las restricciones que se encuentran estipuladas para estas, procurando mantener lo más intacto posible los elementos que forman parte del patrimonio cultural e histórico que se encuentran protegidos.
- El modelo computacional se presenta como una herramienta que nos permite percibir de una mejor manera la situación actual de la estructura, así como predecir su comportamiento ante alguna eventualidad, esto en función del criterio que se haya utilizado al ingresar todos los parámetros de modelamiento. Sin embargo, no se garantiza que dicho comportamiento se presente en la realidad, por lo que se

recomienda que al modelo se lo someta a un análisis comparativo del estado actual, incluyendo las condiciones de materiales y de la estructura, en especial la presencia de grietas y daños significativos que podrían afectar en su comportamiento.

- Se recomienda que, para reforzamientos sobre esfuerzos ubicados en aberturas de ventanas y puertas, se analice la posibilidad de rigidizar los marcos para proporcionar mayor soporte a estas zonas que son las más afectadas por eventos sísmicos.
- Es recomendable que, para la implementación y posible reducción del costo total del proyecto, se analice detenidamente la opción de focalizar el reforzamiento exclusivamente a zonas donde exista una mayor concentración de esfuerzos, considerando la posibilidad de asumir daños controlados en las zonas donde no se coloque reforzamiento.

### Referencias

- Abdulsalam, B., & Ali, A. H. (2015). The Preservation of Historical Masonry Heritage Structures Using Advanced. *International Journal of Engineering Science*, 4(8), 14–24.
- Aguilar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica De Quito* (CEINCI (ed.); Primera).
- Aguilar, J. (2012). *Elementos Finitos*.  
<https://sites.google.com/site/norbertodominguezpublic/Home/docencia/elementos-finitos>
- AISC 341-05. (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Including

- Supplement No. 1). *American Institute of Steel Construction*.  
<https://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=29248>
- Anomohanran, O. (2013). Seismic refraction method: A technique for determining the thickness of stratified substratum. *American Journal of Applied Sciences*, 10(8), 857–862. <https://doi.org/10.3844/ajassp.2013.857.862>
- Anónimo. (2014a). *Excavación para cimientos: Cimientos de piedras*.  
<http://excavacionparacimientos.blogspot.com/2014/12/cimientos-de-piedras.html>
- Anónimo. (2014b, mayo 23). *TIPOS E IDENTIFICACIONES DE GRIETAS*. Fuerzas de la Naturaleza. <http://fuerzasdelanaturalezamx.blogspot.com/2014/05/tipos-e-identificaciones-de-grietas.html>
- Arango, S. (2009). *Secuencia del proceso de análisis pushover*.  
[https://www.researchgate.net/figure/Figura-2-Secuencia-del-proceso-de-analisis-pushover\\_fig1\\_41816267](https://www.researchgate.net/figure/Figura-2-Secuencia-del-proceso-de-analisis-pushover_fig1_41816267)
- Aristizábal, J. A., & Mendoza, N. A. (2017). Obtención de propiedades mecánicas a partir de la relación  $V_p/V_s$  para depósitos superficiales de ceniza volcánica en Manizales Colombia. *Espacios*, 38(32).
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. En *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE.  
<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- 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.
- Beauval, C., Yepes, H., Audin, L., Alvarado, A., Nocquet, J.-M., Monelli, D., & Danciu, L.

- (2014). *Probabilistic Seismic-Hazard Assessment in Quito , Estimates and Uncertainties*. November. <https://doi.org/10.1785/0220140036>
- Benedetti, D., & Petrini, V. (1984). Sulla vulnerabilità sísmica di edifici in muratura: Prioste di un método di valutazione. *Lindustria delle Costruzioni*.
- Bonett, R. L. (2003). *Capítulo 2 Vulnerabilidad y daño sísmicos: concepto y evaluación*  
*2.1 Introducción*. 9–46.
- Brigante, D., & Brigante, D. (2014). Reinforcement of Masonry Structures. En *New Composite Materials* (pp. 95–118). Springer International Publishing.  
[https://doi.org/10.1007/978-3-319-01637-5\\_6](https://doi.org/10.1007/978-3-319-01637-5_6)
- C.I.B. Commission. (2010). *Guide for the Structural Rehabilitation of Heritage Buildings* (335°).
- Carmona Álvarez, J. E., & Ruge Cárdenas, J. C. (2015). Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. *TecnoLógicas*, 18(35), 93.  
<https://doi.org/10.22430/22565337.191>
- Carrión, J. (2016). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia “Nuestra Señora de la Merced”, Ubicada en el Centro Histórico de la Ciudad de Quito* [Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”]. <https://doi.org/10.1093/brain/117.3.607>
- Cassano, A. M. (2009). Analisis De Estructuras Bajo Acciones Dinámicas. En *Facultad Regional Paraná – Universidad Tecnológica Nacional*.  
<http://www.edutecne.utn.edu.ar>
- Castori, G., Borri, A., De Maria, A., Corradi, M., & Sisti, R. (2017). Seismic vulnerability assessment of a monumental masonry building. *Engineering Structures*, 136, 454–



465. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.035>

Celigiüeta, J. T. (2008). *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*.

<https://doi.org/84-921970-2-1>

CENAI. (2012). *Grupo de Vulnerabilidad Sísmica*.

[http://www.cenais.cu/index.php?option=com\\_content&view=article&id=215&Itemid=10050](http://www.cenais.cu/index.php?option=com_content&view=article&id=215&Itemid=10050)

Centro de Estudios Históricos del Ejército Ecuatoriano. (2013). *Reseña Histórica Gráfica Escuela Superior Militar “Eloy Alfaro” by Centro de Estudios Históricos del Ejército - issuu*. 24 de Febrero.

Colegio Militar “Eloy Alfaro”. (2015). *Honroso historial*. 19 Enero.

Concejo Metropolitano de Quito. (2011). *La Ordenanza Metropolitana Reformatoria De La Sección Iv, Capítulo Ii, Título Innumerado “De Las Áreas Y Bienes Patrimoniales” Del Libro Segundo Del Código Municipal Para El Distrito Metropolitano De Quito, Incorporado Por La Ordenanza Metropolitana N° 26. Ic*.

<https://doi.org/10.1016/j.diabres.2013.11.010>.

Consejo Metropolitano de Quito. (s/f). *ORDM-260 - AREAS Y BIENES*

*PATRIMONIALES.pdf*.

Corradi, M., Osofero, A. I., & Borri, A. (2019). Repair and reinforcement of historic timber structures with stainless steel—A review. *Metals*, 9(1), 1–23.

<https://doi.org/10.3390/met9010106>

Corradi, M., Osofero, A. I., Borri, A., & Castori, G. (2017). Strengthening of historic masonry structures with composite materials. En *Materials Science and*

*Engineering: Concepts, Methodologies, Tools, and Applications* (Vols. 2–3, Número

March). <https://doi.org/10.4018/978-1-5225-1798-6.ch025>

D'Ayala, D. (2013). Assessing the seismic vulnerability of masonry buildings. En *Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems* (pp. 334–365). Elsevier Inc. <https://doi.org/10.1533/9780857098986.3.334>

D'Ayala, D., & Benzoni, G. (2012). Historic and traditional structures during the 2010 Chile earthquake: Observations, codes, and conservation strategies. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1), 425–451. <https://doi.org/10.1193/1.4000030>

De Maquinas y Herramientas. (2015). *Medidor de Espesor por Ultrasonido*. <https://www.demaquinasyherramientas.com/herramientas-de-medicion/medidor-de-espesor-por-ultrasonido>

Diario El Mercurio. (2019). *Proponen plan de gestión de riesgos ante terremotos*. <https://ww2.elmercurio.com.ec/2019/02/07/proponen-plan-de-gestion-de-riesgos-ante-terremotos/>

Domínguez, A. F., & Albear, J. J. H. (2017). Factores de corrección a la resistencia a compresión de testigos de hormigón. Análisis crítico de las normas cubanas e internacionales. *Informes de la Construcción*, 69(547), e212. <https://doi.org/10.3989/id53723>

Domínguez, N. (2012). *Elementos Finitos*. <https://sites.google.com/site/norbertodominguezpublic/Home/docencia/elementos-finitos>

El Comercio. (2010). *Ecuador, entre los países vulnerables a sismos en América Latina* | *El Comercio*. <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador-paises-vulnerables-sismos-america.html>

- El Telégrafo. (2018). *Más de 4.500 réplicas a dos años del terremoto de magnitud 7,8 en Ecuador*. <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/regional/1/replicas-terremoto-ecuador>
- El Telégrafo. (2019a). *Descripción del sistema de Fallas de Quito*. <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/quito/1/quito-sismos-institutogeofisicodelaescuelapolitecnicanacional>
- El Telégrafo. (2019b). *Quito es ahora la ciudad más poblada de Ecuador*. <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/editoriales/1/quito-ciudad-maspoblada-ecuador>
- Escuela Superior Militar “Eloy Alfaro”. (s/f). *Historia de la ESMIL – ESMIL*.
- Estrella, M., & Narváez, E. (2018). *Estudio de Vulnerabilidad Estructural de las Torres de los Campanarios de la Iglesia San Francisco de Quito ubicada en el Centro Histórico*. Escuela Politécnica Nacional.
- ETABS, A. (2017). *Masonry Desing Example*. 321.
- Félix, E., Carrazedo, R., & Possan, E. (2017). *Análisis paramétrico de la carbonatación en estructuras de hormigón por Redes Neuronales Artificiales*. [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2007-68352017000300302](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-68352017000300302)
- Fernández, C. (2013). *Resistencia del hormigón mediante esclerómetro, ensayo y valor Fc*. <https://www.patologiasconstruccion.net/2013/11/resistencia-del-hormigon-mediante-esclerometro-2-ensayo-y-valor-fc/>
- Fernandez, I., Gómez, A., Carchipulla, N., Bonucci, Y., & Pavón, M. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de 97 edificaciones de la “Comuna de Santa Clara de*

*San Millán”, Quito. (Vol. 1).*

Fondo de Salvamento del Patrimonio Cultural. (2003). *Reforzamiento estructural en las edificaciones patrimoniales.*

Google Maps. (2019). *Colegio Militar “Eloy Alfaro”* .

<https://www.google.com.ec/maps/place/Colegio+Militar+%22Eloy+Alfaro%22/@-0.1953435,-78.4915165,17z/data=!4m5!3m4!1s0x0:0x68d5617570c138bf!8m2!3d-0.196116!4d-78.4904326?hl=es-419&authuser=0>

Guida, A., Pagliuca, A., & Tranquillino, A. (2012). *Non-Invasive” Technique for Qualifying the Reinforced Concrete Structure.*

[https://www.researchgate.net/publication/258386237\\_A\\_Non-Invasive\\_Technique\\_for\\_Qualifying\\_the\\_Reinforced\\_Concrete\\_Structure](https://www.researchgate.net/publication/258386237_A_Non-Invasive_Technique_for_Qualifying_the_Reinforced_Concrete_Structure)

Hammoum, H., Bouzelha, K., & Slimani, D. (2016). Seismic risk of RC water storage elevated tanks: Case study. *Handbook of Materials Failure Analysis with Case Studies from the Chemicals, Concrete and Power Industries.*

Hilti Chile. (2019). *Equipo de Detección Hilti PROFIS.*

<https://www.hilti.cl/content/hilti/W2/CL/es/engineering/design-center/detection-systems/profis-detection.html>

Icomos. (1964). International Charter for the conservation and restoration of monuments and sites (The Venice Charter 1964). *IInd International Congress of Architects and Technicians of Historic Monuments*, 1–4.

INEC. (2019). *Contador Poblacional, Ecuador en Cifras.*

<https://www.ecuadorencifras.gob.ec/estadisticas/>

INN-Chile. (2012). *NCh 433.Of1996 Mod-2012* (p. 65).

- ISCARSAH. (2003). Principles for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage. *International Council on Monuments and Sites*, 3–6.
- Korany, Y. (2011). Effective techniques for restoration of heritage Masonry. *International Journal of Materials and Structural Integrity*, 5(2–3), 136–150.  
<https://doi.org/10.1504/IJMSI.2011.041931>
- Lizundia, B., Durphy, S., Griffin, M., Hortacsu, A., Kehoe, B., Porter, K., & Welliver, B. (2014). Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: FEMA 154 and FEMA 155 updates. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering, January*.  
<https://doi.org/10.4231/D3M90238V>
- López Menardi. (2003). *Esquema básico de sondeo SPT*.  
<http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/sondeos-a-percusion/>
- Lorente Fernández, R. (2013). *Ejecución De Micropilotes En Recalce De Cimentaciones*. 225.
- Martínez, N. (2008). *Mecánica de Sólidos*. <http://matematicas-nestor.blogspot.com/2008/02/tarea-5-mecnica-de-slidos.html>
- Mcaleavey, A., Coles, G., Edwards, R. L., & Sharpe, W. N. (1999). Mechanical properties of SU-8. *Materials Research Society Symposium - Proceedings*, 546, 213–218. <https://doi.org/10.1557/proc-546-213>
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado (8°)*. Alfaomega.
- Meli, R. (1998). *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos* (Primera Ed).  
FUNDACIÓN ICA. A.C.
- Ministerio de Cultura y Patrimonio. (2019). *Información general*. QuitoCultura.info

Moretta e Associati, F. (s/f). *Geotechnical analysis of soil | Services | FOPPOLI*

*MORETTA E ASSOCIATI.*

Navarro, C., & Pérez, J. (2015). *Introducción al Método de los Elementos Finitos.*

NEC-SE-CG. (2015). *Cargas (No Sísmicas).*

NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico-Diseño sismo resistente.*

NEC-SE-GM. (2015). *Geotécnia y Cimentaciones.*

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>  
[http://www.cicp-ec.com/documentos/NEC\\_2015/NEC\\_SE\\_CG\\_Cargas\\_Sismicas.pdf](http://www.cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_CG_Cargas_Sismicas.pdf)

NEC-SE-MP. (2015). *Mampostería Estructural.* 1–56.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-MP.pdf>

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. En *Norma Ecuatoriana de la Construcción.*

Normativa tecnica de bienes inmuebles patrimoniales. (2019). *Acuerdo-094-2019* (p. 24).

NOVACERO. (2019). *Catálogo de Producto Estilpanel.*

Oliver, J. (2013). 濟無No Title No Title. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudi del riesgo sísmico en Quito.* Universidad Politécnica de Madrid.

- Patel, A. (2019). Case examples of some geotechnical applications. En *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions* (pp. 167–191). Elsevier.  
<https://doi.org/10.1016/b978-0-12-817048-9.00011-1>
- Patiño, S. (2014). *Análisis Estructural De Diafragmas De Madera*. Universidad de Cuenca.
- Pompeu, S. (2010). Guide for the Structural Rehabilitation of Heritage Buildings. En *CIB Publication 335*.
- Przewłócki, J., Dardzińska, I., & Świniański, J. (2005). Review of historical buildings' foundations. *Géotechnique*, 55(5), 363–372.  
<https://doi.org/10.1680/geot.55.5.363.66017>
- Przewlocki, J., & Zielinska, M. (2016). Analysis of the Behavior of Foundations of Historical Buildings. *Procedia Engineering*, 161, 362–367.  
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.575>
- Quinteros, R., Bellomo, F., Nallim, L., & Oller, S. (2014). Modelo para el Análisis Estructural del Comportamiento de Mampostería mediante Técnicas de Homogeneización. *Mecánica Computacional*, 33(19), 1253–1269.
- Rivera, R. (2010). Método del Índice de Vulnerabilidad. *Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado*, 2, 38–60.  
[https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/04CAPITULO\\_3.pdf?sequence=4&isAllowed=y](https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/04CAPITULO_3.pdf?sequence=4&isAllowed=y)
- SIMPSON Strong-Tie. (2015). *Sistemas de anclaje y sujeción para concreto y mampostería* (p. 340). <https://www.strongtie.com/>
- Sísmica de suelos. (2020). *Sondeo de Penetración Estándar (SPT)* .

<https://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>

- Skempton, A. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation* (36a ed.). Thomas Telford Limited.
- Suárez-Burgoa, L. (2014). *Estimación de la variabilidad mecánica de placas de roca por ensayos no destructivos*.  
[http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1794-91652014000100012](http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-91652014000100012)
- Tsatsanifos, C. (2008). *Building in Ancient Cities : Geotechnical Engineering Challenges*.
- Umar, M. U., Hanafi, M. H., & Latip, N. A. (2015). Analysis of Non-Destructive Testing of Historic Building Structures. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, January 2017, 326–330.
- Umar, M. U., Hanafi, M. H., Latip, N. A., & Ahmad, A. G. (2015). Strengthening of Historic Buildings through Structural Repair Works: Review of the Methods and Process. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, February, 358–362.
- USGS. (2019). *Latest Earthquakes*. <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/>
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., & Silva, J. A. R. M. (2011). Seismic vulnerability and risk assessment: Case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(4), 1067–1096.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-010-9233-3>
- Víctor, A. N. (2010). *El Riesgo Sísmico En Quito : Análisis Y Simulaciones*. 55.  
[http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins\\_textes/divers11-12/010053328.pdf](http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers11-12/010053328.pdf)
- Yepez, F., Barbat, A., & Canas, J. (1995). *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad de*



*edificios de mampostería* (A. Barbat (ed.); Monografía).

Yepez, H., Chatelain, J. L., & Guillier, B. (1994). *Estudio del riesgo sísmico en el Ecuador*. 3, 161–164.

[https://www.google.es/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&cad=rja&uact=8&ved=0CC4QFjAE&url=http://www.researchgate.net/profile/Bertrand\\_Guillier/publication/236143718\\_Estudio\\_del\\_riesgo\\_sismico\\_en\\_el\\_Ecuador/links/00b495165641004500000000.pdf&ei=QIXf](https://www.google.es/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=5&cad=rja&uact=8&ved=0CC4QFjAE&url=http://www.researchgate.net/profile/Bertrand_Guillier/publication/236143718_Estudio_del_riesgo_sismico_en_el_Ecuador/links/00b495165641004500000000.pdf&ei=QIXf)

### **Anexos**

- **Anexo 1:** Ficha de caracterización del Colegio Militar “Eloy Alfaro”
- **Anexo 2:** Formulario FEMA P-154 para recolección de datos
- **Anexo 3:** Planos en planta, corte y fachadas del edificio administrativo del Colegio Militar “Eloy Alfaro”
- **Anexo 4:** Planos de detalle del reforzamiento estructural
- **Anexo 5:** Cédula catastral de unipropiedad del edificio central del Colegio Militar “Eloy Alfaro”