



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

**TEMA: "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN
PATRIMONIAL CASA DE LA ACADEMIA DE LA LENGUA DE LA
CIUDAD DE QUITO"**

AUTOR: BUSTAMANTE PAREDES, MARÍA LORENA

TUTOR: ING. ROBALINO BEDÓN, IVETH CAROLINA

SANGOLQUÍ

2018



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL CASA DE LA ACADEMIA DE LA LENGUA DE LA CIUDAD DE QUITO" realizado por la señorita **MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar a la señorita **MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 12 de diciembre del 2018

A handwritten signature in black ink, which appears to read 'Carolina Iveth Robalino Bedón', is written over a horizontal dashed line.

**CAROLINA IVETH ROBALINO BEDÓN
DIRECTORA DE TRABAJO DE TITULACIÓN**



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES**, con cédula de ciudadanía N° 171557487-5, declaro que este trabajo de titulación "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL CASA DE LA ACADEMIA DE LA LENGUA DE LA CIUDAD DE QUITO" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido y la veracidad del mismo.

Sangolquí, 12 de diciembre del 2018

A handwritten signature in blue ink that reads 'LORENA BUSTAMANTE P.' with a small 'P' at the end.

MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES
C.C 171557487-5



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación **“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL CASA DE LA ACADEMIA DE LA LENGUA DE LA CIUDAD DE QUITO”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 12 de diciembre del 2018

A handwritten signature in blue ink that reads 'LORENA BUSTAMANTE PAREDES'. The signature is written in a cursive style and is enclosed within a hand-drawn oval shape. Below the signature is a horizontal dashed line.

MARÍA LORENA BUSTAMANTE PAREDES
C.C 171557487-5

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado para todas aquellas personas que son una parte importante de mi vida, personas que han estado conmigo en los buenos y en los malos momentos. A todas aquellas personas que con un abrazo o una palabra de aliento me han ayudado a superar los obstáculos que se han suscitado tanto en la parte académica como en la personal. A través de este medio quiero mencionar a cada una de estas personas:

A mis padres Lorena y Carlos, que han sido un pilar fundamental para mí, quienes me han ayudado con el amor más puro y desinteresado, quienes me han dado su mano día con día, quienes han festejado y seguirán festejando cada logro mío como si fuera suyo, quienes me han levantado en los momentos más duros cuando uno siente desfallecer, ellos han inyectado en mí esa motivación para luchar cada día por mis sueños y metas, este trabajo y esta etapa de mi vida se los dedico con mucho amor, alegría y especial agradecimiento.

A mi hermano Christian, por ser mi mejor amigo, por escucharme y darme su total apoyo. A él dedico mi trabajo de titulación, por todo el amor y cariño que me brinda y porque sé que él se siente orgulloso de mí, así como yo soy la persona más orgullosa de ver cada paso bien logrado que da en su vida.

A mi hijo Bastian, por ser el amor de mi vida, por ser mi motivación más grande, por venir a llenarme de alegrías y hacer explotar mi corazón de amor día a día. Por ser mi motor para superarme y luchar por nuestros sueños.

A mi compañero de vida Jefferson, por estar siempre presente en cada fracaso y en cada alegría, por brindarme su apoyo incondicional, por ser la persona en quien encuentro la fuerza, por darme todo su cariño y demostrar que cree en mí y en lo que puedo llegar a ser.

A mis abuelitos, los que están mirando orgullosos cada meta alcanzada desde el cielo y los que se encuentran aún entre nosotros. Por ser la fuente de amor y de dulzura.

María Lorena Bustamante Paredes

AGRADECIMIENTO

Quiero extender un especial agradecimiento hacia mi tutora Ing. Carolina Robalino, por su apoyo incondicional, por ayudarme en cada paso del trabajo de titulación con sus conocimientos, sus experiencias y sus recomendaciones, por la confianza puesta sobre mí y por su paciencia a lo largo de este arduo trabajo.

Al grupo de profesores que a lo largo de la carrera aportaron en mi vida con sus conocimientos, con sus experiencias, con su amistad, de cada uno de ellos me llevo un aprendizaje diferente.

A mis compañeros de clase, por ser la parte divertida de la universidad, por ser la parte cómplice, de cada uno de ellos me llevo un especial recuerdo y cariño.

A mis padres por brindarme los recursos necesarios para poder lograr esta meta, por ayudarme sentimentalmente y económicamente, de otra manera esto no hubiera sido posible.

A mi hijo Bastian por ser mi motor, por llenarme de fuerzas para alcanzar esta meta, porque esto es por él y para él.

A mi compañero de vida Jefferson, por el amor y la paciencia, por el apoyo, por sus consejos y por ser mi cómplice incondicional.

María Lorena Bustamante Paredes

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xxiii
ABSTRACT	xxiv
1.CAPÍTULO I: PROBLEMA.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.1.1 Formulación del problema	2
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación.....	2
1.4 Importancia	3
1.5 Área de influencia	3
1.6 Objetivos	4
1.6.1 Objetivo general.....	4
1.6.2 Objetivos específicos	4
2.CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Características de las estructuras de adobe	5
2.1.1 Comportamiento sísmico en estructuras de adobe.....	6
2.1.2 Elementos utilizados en las construcciones históricas de adobe.....	7
2.1.3 Características de las viviendas de adobe contemporáneo.....	8
2.1.4 Capas de adobe utilizadas en edificaciones históricas de adobe.....	9
2.2 Características del inmueble	9
2.2.1 Historia del inmueble.....	9
2.2.1.1 Primera restauración del inmueble.....	10
2.2.1.2 Segunda restauración del inmueble.....	10
2.2.2 Ubicación del inmueble.....	11
2.2.3 Descripción del inmueble.....	12
2.3 Características del adobe.....	17

2.4 Características de la madera.....	23
2.4.1 Características físicas y mecánicas de la madera colorado.....	25
2.4.2 Patologías comunes de la madera en edificaciones.....	29
2.4.3 La madera a lo largo del tiempo.....	36
2.4.3.1 Duración de carga+ humedad ambiental= k_{mod}	37
2.4.4 Comportamiento de la madera en estructuras de adobe.....	38
2.5 Características de la piedra.....	42
2.5.1 Propiedades físicas y mecánicas de la piedra basalto	47
2.5.2 Patologías de la piedra natural en construcción	48
2.6 Vulnerabilidad y peligro sísmico	50
2.6.1 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones- FEMA 154	52
2.6.2 Metodología italiana para el cálculo del índice de vulnerabilidad – Método Benedetti y Petrini 1984	54
2.6.2.1 Parámetros para levantar el índice de vulnerabilidad	54
2.6.2.2 Cuantificación del índice de vulnerabilidad.....	60
3. CAPÍTULO III: CÁLCULOS.....	62
3.1 Estudio de suelos.....	62
3.1.1 Refracción sísmica	62
3.1.1.1 Determinación del tipo de suelo mediante refracción sísmica.....	71
3.1.1.2 Método Activo	71
3.1.1.2.1 Método Activo 1D.....	71
3.1.1.2.2 Método Activo 2D.....	74
3.1.1.3 Método Pasivo.....	76
3.1.1.4 Método Combinado.....	77
3.1.2 Ensayo SPT	79
3.1.2.1 Determinación del tipo de suelo mediante Ensayo SPT	84
3.1.2.2 Capacidad portante del suelo	96
3.2 Levantamiento de la estructura (campo, planos).....	96
3.2.1 Identificación de reforzamientos.....	102
3.2.2 Viguetas.....	102
3.2.3 Entrepisos.....	104
3.2.4 Cubiertas	104
3.3 Características del material de construcción.....	105
3.3.1 Ensayo de Esclerometría.....	105
3.3.1.1 Tamaño muestral para columnas de piedra.....	106
3.3.1.2 Esclerometría adobe.....	109
3.3.1.3 Esclerometría ladrillo	112

3.3.2 Ensayo de compresión ladrillo de adobe.....	113
3.3.3 Ensayos de granulometría y límites de consistencia ladrillo de adobe	115
3.3.4 Patologías en la madera de la edificación	118
3.3.5 Ensayo Higrómetro- Cálculo de humedad en la madera de la edificación	120
3.3.6 Patologías en la piedra de la edificación	123
3.3.7 Vulnerabilidad sísmica según FEMA 154	125
3.3.8 Vulnerabilidad sísmica método italiano- Método Benedetti y Petrini 1984.....	139
3.3.8.1 Vulnerabilidad sísmica método italiano- Tabla resumen de calificaciones	148
3.3.9 Valores de resistencia a utilizar de los diferentes materiales de construcción.....	149
3.3.10 Determinación del tipo de análisis	150
3.4 Cargas.....	150
3.4.1 Cargas verticales	150
3.4.1.1 Carga muerta	150
3.4.1.2 Carga viva	166
3.4.2 Cargas laterales	167
3.4.2.1 Parámetros para el cálculo del cortante basal y el espectro de diseño de la estructura CAEL.....	167
3.4.2.2 Resumen de diseño sismorresistente.....	173
3.4.3 Cargas laterales: análisis estático	175
3.4.4 Cargas laterales: análisis dinámico	176
3.5 Distribución de fuerzas laterales en mampostería.....	177
3.5.1 Sistema de piso flexible	178
3.6 Modelamiento de la estructura	179
3.6.1 Configuración geométrica.....	180
3.6.1.1 Distribución de los muros en ambas direcciones	182
3.6.2 Definición de materiales	184
3.6.3 Definición de secciones.....	187
3.6.4 Discretización elementos tipo área.....	199
3.6.5 Conexión muro- viga.....	202
3.6.6 Ingreso cimentación elástica	203
3.6.7 Ingreso estados de carga.....	205
3.6.8 Ingreso cargas verticales	205
3.6.9 Participación de masa.....	209
3.6.10 Cargas laterales estáticas.....	209
3.6.11 Cargas laterales dinámicas	211
3.7 Análisis estructural.....	213
3.7.1 Combinaciones de carga	213

3.7.2 Análisis modal espectral	215
3.7.3 Análisis estático vs dinámico.....	216
3.7.4 Parámetros para el análisis de resultados.....	218
3.7.4 .1 Control derivas.....	218
3.7.4 .2 Control de esfuerzos.....	219
3.8 Determinación del tipo de refuerzo.....	220
4. CAPÍTULO IV: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	228
4.1 Análisis de resultados.....	228
4.1.2 Análisis de resultados en cuanto a esfuerzos	228
4.1.3 Análisis de resultados en cuanto a derivas.....	265
4.2 Discusión de resultados.....	279
4.2.1 Discusión de resultados en cuanto a esfuerzos	279
4.3 Comprobación de hipótesis.....	296
5. CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	298
5.1 CONCLUSIONES	298
5.2 RECOMENDACIONES.....	300
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	301

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Proporciones de la mezcla arena- arcilla en distintos países.</i>	18
Tabla 2 <i>Caracterización física del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2005</i>	21
Tabla 3 <i>Características mecánicas del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2005</i>	21
Tabla 4 <i>Caracterización física, adobe extraído de la capilla doctrinera de Tausa</i>	22
Tabla 5 <i>Características mecánicas del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2015</i>	22
Tabla 6 <i>Humedad en la madera</i>	23
Tabla 7 <i>Esfuerzos Admisibles</i>	24
Tabla 8 <i>Valores de Flexión Estática del Colorado- Grupo A</i>	26
Tabla 9 <i>Valores a Compresión del Colorado- Grupo A</i>	26
Tabla 10 <i>Valores de Cizallamiento del Colorado- Grupo A</i>	27
Tabla 11 <i>Propiedades mecánicas del Colorado</i>	27
Tabla 12 <i>Valores factor K_{mod}</i>	38

Tabla 13 Resistencia mínima a compresión de ciertas rocas (norma DIN 1053)	44
Tabla 14 Caracterización del tipo de roca de la CAEL.....	46
Tabla 15 Sismos de análisis de acuerdo a FEMA 273 y NEHRP (2003).....	51
Tabla 16 Escala numérica del índice de vulnerabilidad de Benedetti et al.....	61
Tabla 17 Cuantificación del índice de vulnerabilidad.....	61
Tabla 18 Valores típicos de V_p y V_s	69
Tabla 19 Valores Promedio de V_p	70
Tabla 20 Relación entre N y la clasificación del suelo.....	83
Tabla 21 Relación entre N y la clasificación del suelo.....	83
Tabla 22 Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 1	96
Tabla 23 Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 2	98
Tabla 24 Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 3	99
Tabla 25 Material y dimensiones de los diferentes elementos de la cubierta.....	101
Tabla 26 Valores mediana de las 16 columnas con su respectiva resistencia característica.....	108
Tabla 27 Valores mediana de los 15 elementos de adobe con su respectiva resistencia característica.....	111
Tabla 28 Valores mediana de los 6 elementos de ladrillo con su respectiva resistencia característica.....	113
Tabla 29 Resultados obtenidos del ensayo de compresión	114
Tabla 30 Comparación de resistencias obtenidas por esclerometría y ensayo a compresión.....	114
Tabla 31 Datos muestra de adobe para granulometría por lavado.....	115
Tabla 32 Granulometría adobe	116
Tabla 33 Límite líquido adobe	117
Tabla 34 Límite plástico adobe	117
Tabla 35 Evaluación visual de las 16 columnas de madera del primer piso de la edificación	119
Tabla 36 Variación de las propiedades mecánicas de la madera según la variación del contenido de humedad de la misma.....	121
Tabla 37 Contenido de humedad de madera colorado en la edificación.....	122
Tabla 38 Propiedades mecánicas del colorado afectados por el % de variación del contenido de humedad.....	123
Tabla 39 Patologías encontradas en las diferentes columnas de piedra de la planta baja de la edificación	124
Tabla 40 Formulario FEMA 154. Datos de la edificación	126
Tabla 41 Tipología del sistema estructural- 13 grupos de tipos de estructuras	127
Tabla 42 Rigidez Piso 3, Sentido X.....	133
Tabla 43 Rigidez Piso 3, Sentido Y	133
Tabla 44 Rigidez Piso 2, Sentido X.....	133

Tabla 45 Rigidez Piso 2, Sentido Y	134
Tabla 46 Rigidez Piso 1, Sentido X	134
Tabla 47 Rigidez Piso 1, Sentido Y	134
Tabla 48 Resumen de parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico C	141
Tabla 49 Cálculo de masas por piso	145
Tabla 50 Tabla resumen de calificaciones de vulnerabilidad sísmica con el método italiano a la CAEL	148
Tabla 51 Resultado de vulnerabilidad sísmica de la estructura CAEL según el método italiano	148
Tabla 52 Resumen de características mecánicas de los diferentes materiales a usar en el modelado de la estructura	149
Tabla 53 Peso muros eje X, piso 1	151
Tabla 54 Peso muros eje X, piso 2	152
Tabla 55 Peso muros eje X, piso 3	155
Tabla 56 Peso muros eje Y, piso 1	157
Tabla 57 Peso muros eje Y, piso 2	158
Tabla 58 Peso muros eje Y, piso 3	160
Tabla 59 Peso de los muros de adobe y paredes de bloque de la estructura CAEL	161
Tabla 60 Carga por metro cuadrado de acabados de pisos y paredes	161
Tabla 61 Carga por metro cuadrado de instalaciones	162
Tabla 62 Carga por metro cuadrado de cielo falso	162
Tabla 63 Peso por m ² del entrepiso 1 de ladrillo	163
Tabla 64 Peso por m ² del entrepiso 2 de ladrillo	165
Tabla 65 Cálculo de carga viva según norma NEC-SE-CG	166
Tabla 66 Resumen filosofía de diseño sismoresistente	174
Tabla 67 Cálculo cortante basal	175
Tabla 68 Valores espectro elástico y espectro reducido	176
Tabla 69 Desglose de área por piso de la estructura CAEL	181
Tabla 70 Espesores de muros y material que conforman la estructura CAEL	181
Tabla 71 Configuración de elementos estructurales	182
Tabla 72 Densidad Piso 1	183
Tabla 73 Densidad Piso 2	183
Tabla 74 Densidad Piso 3	184
Tabla 75 Densidad total	184
Tabla 76 Resumen de resultados obtenidos en las diferentes discretizaciones en cuanto a deformaciones y esfuerzos en los muros de los ejes 8 y K	200
Tabla 77 Carga viva por metro lineal	206
Tabla 78 Carga entrepiso de ladrillo en T/m	208
Tabla 79 Carga de acabados e instalaciones por metro lineal	208
Tabla 80 Valores de cortante basal mediante análisis estático y dinámico	217

Tabla 81 Comparación cortante basal dinámico vs cortante basal estático	217
Tabla 82 Límites de esfuerzos	219
Tabla 83 Comparación de resultados de esfuerzos a compresión, tracción y corte del muro original y el muro reforzado	227
Tabla 84 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de muros en eje X, con el caso de envolvente X. Estructura original.....	236
Tabla 85 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de muros en eje Y, con el caso de envolvente X.....	243
Tabla 86 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en dirección 'X', con el caso envolvente en Y.....	249
Tabla 87 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en dirección del eje 'Y', con el caso envolvente Y	252
Tabla 88 Comparación refuerzos compresión, tracción y corte de los muros en el eje Y con envolvente X de la estructura original y la estructura con agrietamiento.....	254
Tabla 89 Comparación refuerzos compresión, tracción y corte de los muros en el eje X con envolvente Y de la estructura original y la estructura con agrietamiento.....	255
Tabla 90 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje x con envolvente X, con y sin refuerzo de Muros Abiertos	257
Tabla 91 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje Y con envolvente X, con y sin refuerzo	258
Tabla 92 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje X con envolvente Y, con y sin refuerzo, estructura muros agrietados.....	259
Tabla 93 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje Y con envolvente Y, con y sin refuerzo, estructura muros agrietados.....	260
Tabla 94 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje X, envolvente X de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada	261
Tabla 95 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje Y, envolvente X.....	262
Tabla 96 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje X, envolvente Y de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada	263
Tabla 97 Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje Y, envolvente Y de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada.....	264
Tabla 98 Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje X, con envolvente X. Estructura original.....	265
Tabla 99 Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje Y, con envolvente X. Estructura original.....	267
Tabla 100 Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje X, con envolvente Y. Estructura original.....	269

Tabla 101	<i>Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje Y, con envolvente Y. Estructura original.....</i>	270
Tabla 102	<i>Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje X, con envolvente X. Estructura muros abiertos</i>	272
Tabla 103	<i>Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje Y, con envolvente X. Estructura muros abiertos</i>	274
Tabla 104	<i>Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje X, con envolvente Y. Estructura muros abiertos</i>	275
Tabla 105	<i>Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje Y, con envolvente Y. Estructura muros abiertos</i>	277
Tabla 106	<i>Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje X con refuerzos, caso envolvente X Estructura original</i>	280
Tabla 107	<i>Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje Y con refuerzos, caso envolvente X. Estructura original</i>	280
Tabla 108	<i>Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje X con refuerzos, caso envolvente Y. Estructura original.....</i>	281
Tabla 109	<i>Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje Y con refuerzos, caso envolvente Y. Estructura original.....</i>	281
Tabla 110	<i>Porcentaje de mejoramiento en estructura muros agrietados en Muros Eje X e Y con refuerzos, caso envolvente X. Estructura agrietada.....</i>	286
Tabla 111	<i>Porcentaje de mejoramiento en estructura muros agrietados en Muros Eje X e Y con refuerzos, caso envolvente Y. Estructura agrietada</i>	287
Tabla 112	<i>Porcentaje de diferencia entre esfuerzos de muros estructura original vs. estructura reforzada agrietada. Caso envolvente X</i>	289
Tabla 113	<i>Porcentaje de diferencia entre esfuerzos de muros estructura original vs. estructura reforzada agrietada. Caso envolvente Y</i>	290

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	<i>Daños comunes en una estructura de adobe.....</i>	5
Figura 2	<i>Falla por tracción.....</i>	6
Figura 3	<i>Falla por flexión.....</i>	7
Figura 4	<i>Falla por corte.....</i>	7
Figura 5	<i>Planta típica de una estructura de adobe.....</i>	9
Figura 6	<i>Ubicación de la estructura (Casa Academia de la Lengua).....</i>	11
Figura 7	<i>Implantación de la estructura.....</i>	12

Figura 8 Fachada de la edificación Casa de la Academia de la Lengua (Elaborada en AutoCAD).	12
Figura 9 Fotografía de fachada de la edificación Casa de la Academia de la Lengua....	13
Figura 10 Vista en planta de los patios central y posterior.	14
Figura 11 A la izquierda patio central y a la derecha patio posterior, en los cuales se observa la diferencia de material de las columnas, es decir planta baja piedra- planta alta madera.	15
Figura 12 Mamparas de vidrio } laminado en las galerías norte y este de la planta alta.	15
Figura 13 Mamparas de vidrio laminado de colores en el patio central.	16
Figura 14 Localización de Tausa- Colombia	19
Figura 15 Capilla Doctrinera de Tausa	20
Figura 16 Estructura del tronco.....	24
Figura 17 Madera Colorado	25
Figura 18 Dintel de madera.....	28
Figura 19 Uso de la madera en diferentes elementos de la estructura en estudio, Casa de la Academia de la Lengua.	29
Figura 20 Presencia de moho en la madera.....	30
Figura 21 Presencia hongos cromógenos en la superficie de la madera.....	31
Figura 22 Presencia de hongos xilófagos, pudrición blanca.....	31
Figura 23 Ejemplo de pudrición parda en una viga de madera.....	32
Figura 24 Presencia de hongos xilófagos, pudrición blanda.....	32
Figura 25 Presencia de anóbidos en la madera	33
Figura 26 Presencia de anóbidos en la madera	33
Figura 27 Presencia de lícticos en la madera.....	33
Figura 28 Presencia de gorgojo en la madera	34
Figura 29 a. Tipos de curvatura; b. grietas en nudos de elementos de madera; c. Fisuras en la superficie de elementos de madera; d. grietas en elementos de madera	35
Figura 30 a. Rotura por exceso de peso en cubierta, b. Rotura de viga de madera	36
Figura 31 Curva Madison de Lyman W. Wood.....	37
Figura 32 Resistencia mecánica de la madera según el contenido de humedad.....	37
Figura 33 Uso de madera en estructuras de adobe.....	39
Figura 34 Vigas corona en estructura de adobe	39
Figura 35 Refuerzos de madera en muros de adobe	40
Figura 36 Viga corona sencilla con vigas de carga.....	41
Figura 37 Viga corona doble con vigas de carga	41
Figura 38 Elementos principales de cubiertas de madera en estructuras de adobe.....	42
Figura 39 Modo de falla de un material pétreo a sometido a compresión.....	44
Figura 40 Tipos de elementos de piedra.	45
Figura 41 Columnas de piedra de la vivienda patrimonial en estudio.....	45

Figura 42 Formación de costras en la piedra	48
Figura 43 Eflorescencia en piedra.....	49
Figura 44 Presencia de ampollas en la piedra	49
Figura 45 Alevolización en la piedra	50
Figura 46 Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.....	53
Figura 47 Valores recomendados de esfuerzo cortante máximo para mampostería.....	55
Figura 48 Parámetro evaluador de la configuración en planta.....	57
Figura 49 Configuración en elevación.....	58
Figura 50 Tipologías de cubiertas.....	59
Figura 51 Geófonos para ondas VS	63
Figura 52 Cable de geófonos de 110 metros.....	63
Figura 53 Sismógrafo Modular de 12 canales, Geometrics ES 3000.	64
Figura 54 Amplificadores sísmicos.....	64
Figura 55 Martillo de golpe con sensor	65
Figura 56 Fotografía del ensayo de sísmica de refracción, adquisición de los datos en el programa Geometrics Seismodule Controller	65
Figura 57 Longitud de la línea de tendido sísmico	66
Figura 58 Geometría de puntos de impacto.	66
Figura 59 Patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua, área para el ensayo de sísmica de refracción.	67
Figura 60 Trazo de la línea de inspección o refracción.	67
Figura 61 Tendido de cable de conexión de geófonos.....	68
Figura 62 Generación de energía sísmica, mediante martillazos sobre placa metálica. .	68
Figura 63 Procesamiento dato de primer golpe	71
Figura 64 Depuración del .dat.....	72
Figura 65 Gráfico velocidad de fase vs Frecuencia	72
Figura 66 Curva de dispersión	73
Figura 67 Modelo suelo con interacciones-Gráfico velocidad de onda vs profundidad.	73
Figura 68 Geometría de geófonos.....	74
Figura 69 Curva de dispersión	74
Figura 70 Curva de dispersión final.....	75
Figura 71 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad	75
Figura 72 Modelo final del suelo	76
Figura 73 Curva de dispersión	76
Figura 74 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad	77
Figura 75 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad	77
Figura 76 Clasificación de los tipos de suelo.....	79
Figura 77 Cuchara partida o toma muestras cilíndrico	80

Figura 78 Equipo de penetración instalado en el patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua.....	81
Figura 79 Señalización del varillaje.....	81
Figura 80 Cuchara partida abierta, examen visual de las muestras de suelo obtenidas. Casa Academia de la Lengua.	82
Figura 1 Muestras de suelo obtenido en el ensayo de la Casa de la Academia de la Lengua Figura 81a, colocadas en doble funda cada una, con su respectiva tarjeta de identificación.	82
Figura 82 Caja de revisión o pozo séptico ubicado en el patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua	84
Figura 83 Golpes obtenidos en el Hueco 1- SPT 1	85
Figura 84 Descripción de las muestras en forma visual en campo del Hueco 1-SPT 1..	85
Figura 85 Golpes obtenidos en el Hueco 2- SPT 2	85
Figura 86 Descripción de las muestras en forma visual en campo del Hueco 2-SPT 2..	86
Figura 87 Contenido de humedad de las muestras SPT 1 y SPT 2	86
Figura 88 Muestra natural obtenida del Hueco 1- SPT 1	86
Figura 89 Granulometría SPT 1	87
Figura 90 Arreglo de tamices utilizados, muestras retenidas en cada tamiz, SPT 1	87
Figura 91 Curva granulométrica SPT 1	88
Figura 92 Muestra natural obtenida del Hueco 2- SPT 2.....	89
Figura 93 Granulometría SPT 2.....	89
Figura 94 Muestras retenidas en cada tamiz, SPT 2	90
Figura 95 Curva granulométrica SPT 2	90
Figura 96 Cálculo de límite líquido SPT 1	91
Figura 97 Equipo y muestra utilizada para el ensayo de límite líquido muestra SPT 1 .	91
Figura 98 Cálculo de límite plástico SPT 1	92
Figura 99 Clasificación SUCS en relación al IP y LL	92
Figura 100 Clasificación AASHTO en relación al IP y LL	93
Figura 101 Cálculo de límite líquido SPT 2	93
Figura 102 Cálculo de límite plástico SPT 2	94
Figura 103 Resumen de resultados SPT 1 y SPT2.....	94
Figura 104 Relación entre N y la clasificación del suelo. (Suelos Arenosos)	95
Figura 105 Resumen de resultados ensayo SPT	95
Figura 106 Vista en planta del piso 1 de la Casa de la Academia de la Lengua.....	97
Figura 107 a) Vista en planta plano estructural Piso1, b) Vista en 3D plano estructural piso 1	97
Figura 108 Vista en planta del piso 2 de la Casa de la Academia de la Lengua.....	98
Figura 109 a) Vista en planta plano estructural Piso 2, b) Vista en 3D plano estructural piso 2	99
Figura 110 Vista en planta del piso 3 de la Casa de la Academia de la Lengua.....	100

Figura 111 a) Vista en planta plano estructural Piso 3, b) Vista en 3D plano estructural piso 3	100
Figura 112 a) Vista en planta de la cubierta CAEL b) Vista en 3D de la cubierta de la CAEL.....	101
Figura 113 Distribución de viguetas en piso 1.....	102
Figura 114 Viguetas de madera colorado	103
Figura 115 Viguetas de madera colorado en el piso 3 de la estructura.....	103
Figura 116 Entrepiso exteriores	104
Figura 117 Colocación de cielo raso en interiores.....	104
Figura 118 Cerchas de madera en cubierta	105
Figura 119 Teja de barro cocido	105
Figura 120 Martillo de Rebote Schmidt.....	106
Figura 121 Ensayo de esclerometría en columna de piedra C7.....	107
Figura 122 Ubicación y numeración de las columnas de piedra en el primer piso de la edificación	107
Figura 123 Refrendado en superficie, antes de esclerometría, pared adobe	109
Figura 124 Ensayo de esclerometría en pared de adobe	109
Figura 125 Elementos ensayados con esclerómetro planta subsuelo.....	110
Figura 126 Elementos ensayados con esclerómetro planta baja.....	110
Figura 127 Elementos ensayados con esclerómetro planta alta.....	110
Figura 128 Elementos de ladrillo ensayados con esclerómetro	112
Figura 129 Medidas ladrillo de adobe a ensayar.....	113
Figura 130 Ladrillo de adobe en la máquina de compresión	114
Figura 131 Tipo de falla del ladrillo de adobe ensayado	115
Figura 132 Numeración y ubicación de columnas de madera evaluadas- planta alta... 118	118
Figura 133 Contenido de humedad- resistencia de la madera	120
Figura 134 Higrómetro MD- XG utilizado para medir el contenido de humedad de la madera de las columnas.....	121
Figura 135 Numeración y ubicación de columnas de piedra evaluadas- planta baja ... 123	123
Figura 136 Tipo de sistema estructural: Mampostería sin refuerzo (URM)	127
Figura 137 Irregularidad Vertical: Irregularidad Geométrica.....	128
Figura 138 Irregularidad vertical: irregularidad por ubicación.....	128
Figura 139 Fachada de la Casa de la Academia de la Lengua	129
Figura 140 Irregularidad vertical: piso débil.....	129
Figura 141 Corte parte trasera de la edificación	130
Figura 142 Irregularidad vertical: columna corta o larga	130
Figura 143 Columnas centrales en patio posterior.....	131
Figura 144 Figura a) Irregularidad vertical: Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. Figura b) Corte de la estructura en estudio donde se muestra continuidad en sus elementos verticales.....	131

Figura 145 Irregularidad vertical; distribución de masa	132
Figura 146 Irregularidad vertical: piso flexible	132
Figura 147 Figura a) Irregularidad vertical: adiciones. Figura b) Adiciones en la estructura CAEL (paredes color cian).....	135
Figura 148 Figura a) Irregularidad en planta: configuración en planta. Figuraaaa b) Configuración en planta de la estructura CAEL (Tipo I).....	135
Figura 149 Irregularidad en planta: discontinuidades en el sistema de piso.....	136
Figura 150 Vista en planta de la planta alta.....	136
Figura 151 Irregularidad en planta: ejes estructurales no paralelos.....	137
Figura 152 Irregularidad en planta: torsional.....	137
Figura 153 Figura a) Irregularidad en plata: adiciones. Figura b) Adiciones en la estructura CAEL (paredes color cian).....	138
Figura 154 Puntajes básicos, modificadores y puntaje final S.....	139
Figura 155 Tipo y organización del sistema resistente de la CAEL.....	140
Figura 156 Calidad del sistema resistente de la CAEL.....	140
Figura 157 Fachada frontal CAEL.....	142
Figura 158 Sistema de entrepiso de CAEL.....	143
Figura 159 Configuración en planta de la edificación CAEL.....	144
Figura 160 Configuración de muros transversales.....	146
Figura 161 Cubierta inestable, pero con viga de soporte.....	146
Figura 162 Elementos no estructurales en la estructura CAEL.	147
Figura 163 Distribución de áreas del piso 1 para el cálculo del peso del ladrillo de este entrepiso	162
Figura 164 Distribución de áreas del piso 2 para el cálculo del peso del ladrillo de este entrepiso	164
Figura 165 Ecuador zonas sísmicas y valor del factor de zona Z.....	167
Figura 166 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	168
Figura 167 Tipo de suelo y factores de sitio Fa	168
Figura 168 Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	169
Figura 169 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs... 169	
Figura 170 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	170
Figura 171 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	171
Figura 172 Periodo de vibración T	171
Figura 173 Relación de la amplificación espectral	171
Figura 174 Coeficientes Ct y α dependiendo del tipo de estructura	172
Figura 175 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.....	173
Figura 176 Fórmula para el cálculo del cortante basal de una estructura.....	175
Figura 177 Espectro elástico de aceleración de la estructura CAEL	177
Figura 178 Diafragma	177
Figura 179 Sistemas constructivos de entre pisos.....	178

Figura 180 Comportamiento sistema de piso flexible	179
Figura 181 Modelado de la geometría de la estructura a) Vista 3D b) Vista en planta	179
Figura 182 Modelamiento de la estructura en programa de análisis mediante elementos finitos	180
Figura 183 Propiedades mecánicas del adobe.....	185
Figura 184 Propiedades mecánicas de la madera colorado.....	185
Figura 185 Propiedades mecánicas de la piedra basalto.....	186
Figura 186 Propiedades mecánicas de bloque hormigón.....	186
Figura 187 Propiedades mecánicas del acero tipo coldformed.....	187
Figura 188 Definición de la sección de la armadura montante de la cubierta	188
Figura 189 Definición de la sección de las columnas de madera	188
Figura 190 Definición de la sección de las columnas metálicas en section designer ...	189
Figura 191 Definición de las columnas de piedra basalto octagonales.....	190
Figura 192 Definición de la sección de las columnas de piedra basalto circulares	191
Figura 193 Definición de la sección de las correas de madera de la cubierta.....	191
Figura 194 Definición de la sección de la viga metálica del piso 1	192
Figura 195 Definición de la sección de las vigas collar de madera	193
Figura 196 Definición de la sección de las vigas principales de madera.....	194
Figura 197 Definición de la sección de las viguetas de madera	194
Figura 198 Definición de sección de viguetas de madera.....	195
Figura 199 Definición de sección de viguetas verticales de madera de la cubierta.....	195
Figura 200 Definición de muro de 0.60m de espesor	196
Figura 201 Definición de muro de 0.80m de espesor	196
Figura 202 Definición de muro de 1.00m de espesor	197
Figura 203 Definición de muro de 1.10m de espesor	197
Figura 204 Definición de muro de 1.15m de espesor	198
Figura 205 Definición de muro de 1.30m de espesor	198
Figura 206 Definición de muro de 1.35m de espesor	199
Figura 207 Conexión muro- viga.	202
Figura 208 Asignación de Auto Edge Constrains a todos los muros y paredes de la estructura CAEL.....	202
Figura 209 Restricción en los apoyos de los muros.....	203
Figura 210 Determinación del spring.....	204
Figura 211 Springs colocados en los apoyos de los muros.....	204
Figura 212 Asignación de estados de carga.....	205
Figura 213 Carga viva Piso 1	206
Figura 214 Carga viva Piso 2	207
Figura 215 Carga Viva Piso 3	207
Figura 216 Carga reactiva W, caso general	209
Figura 217 Carga sísmica reactiva W, definida en el modelo estructural- MASA.....	209

Figura 218	Análisis sísmico estático en sentido X	210
Figura 219	Análisis sísmico estático en sentido Y	210
Figura 220	Cálculo del factor k.....	210
Figura 221	Espectro inelástico de aceleraciones.....	211
Figura 222	Análisis sísmico dinámico en sentido X.....	212
Figura 223	Análisis sísmico dinámico en sentido Y	212
Figura 224	Combinaciones de carga ingresadas en el modelo matemático.....	215
Figura 225	Análisis modal y modos de vibración.....	216
Figura 226	Porcentaje de participación modal estático y dinámico en sentido x e y ...	216
Figura 227	Valores de deriva máxima	218
Figura 228	Fuerzas internas elemento SHELL	219
Figura 229	Figura a) Refuerzo tipo cruz. Figura b) Definición del refuerzo tipo cruz en el programa, refuerzo de madera colorado.....	221
Figura 230	Figura a) Refuerzo tipo cercha. Figura b) Definición del refuerzo tipo cercha en el programa, refuerzo de madera colorado.....	222
Figura 231	Figura a) Refuerzo tipo llave. Figura b) Definición del refuerzo tipo llave en el programa, refuerzo de madera colorado.	223
Figura 232	Elaboración y colocación de refuerzo tipo cocido con llave de madera	224
Figura 233	Figura a) Muro original; Figura b) Muro reforzado	225
Figura 234	Definición Muro	225
Figura 235	Auto Mesh Muro	226
Figura 236	Definición refuerzo tipo cercha	226
Figura 237	División del elemento tipo Shell	227
Figura 238	Escala de colores esfuerzos a compresión.....	228
Figura 239	Escala de colores esfuerzos a tracción.....	229
Figura 240	Escala de colores esfuerzos a corte.....	229
Figura 241	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 1. Estructura original...	230
Figura 242	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 1. Estructura original	230
Figura 243	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 2. Estructura original...	231
Figura 244	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 2. Estructura original	231
Figura 245	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 3. Estructura original...	232
Figura 246	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 3. Estructura original	232
Figura 247	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 4. Estructura original...	233
Figura 248	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 4. Estructura original	233
Figura 249	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 6. Estructura original...	234
Figura 250	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 6. Estructura original	234
Figura 251	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 8. Estructura original...	235
Figura 252	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 8. Estructura original	235
Figura 253	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje A. estructura original ..	237
Figura 254	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje A. estructura original	238

Figura 255	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje C. estructura original...	238
Figura 256	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje C. estructura original	239
Figura 257	Esfuerzos a compresión S11, Muro Eje E estructura original.....	239
Figura 258	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje E. estructura original.....	240
Figura 259	Esfuerzos a compresión S11, Muro Eje F. estructura original.....	241
Figura 260	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje F. Estructura original	241
Figura 261	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje G. Estructura original..	242
Figura 262	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje G. Estructura original.....	242
Figura 263	Esfuerzos a compresión S22, Muro Eje 2. Estructura original.....	244
Figura 264	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 2. Estructura original	245
Figura 265	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 4. Estructura original...	245
Figura 266	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 4. Estructura original	246
Figura 267	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 6. Estructura original...	246
Figura 268	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 6. Estructura original	247
Figura 269	Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 8. Estructura original...	247
Figura 270	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 8. Estructura original	248
Figura 271	Esfuerzos a compresión S11, Muro Eje E. Estructura original	250
Figura 272	Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje E. Estructura original	250
Figura 273	Esfuerzos a compresión S11, Muro Eje F. Estructura original	251
Figura 274	Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje F. Estructura original	251
Figura 275	Grietas por desgarramiento.....	253
Figura 276	Agrietamiento en uno de los muros de la estructura	253
Figura 277	Comparación de esfuerzos S22 en Muro Eje C de la estructura original y la estructura con Muros Abiertos	256
Figura 278	Comparación de esfuerzos S11 en Muro Eje 2 de la estructura original y la estructura con Muros Abiertos	256
Figura 279	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a compresión, Muros Eje X. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original	282
Figura 280	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a compresión, Muros Eje Y. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original	283
Figura 281	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a tracción, Muros Eje X. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original	284
Figura 282	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a tracción, Muros Eje Y. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original	284
Figura 283	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a corte, Muros Eje X. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original.	285
Figura 284	Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a corte, Muros Eje Y. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original	285

Figura 285 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a compresión de muros eje X, Figura a) caso envolvente X, Figura b) envolvente Y, de estructura original vs. estructura reforzada agrietada.....	291
Figura 286 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a tracción de muros eje X, Figura a) caso envolvente X, Figura b) caso envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada	292
Figura 287 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a corte de muros eje X, Figura a) caso envolvente X, Figura b) caso envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada.....	293
Figura 288 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a compresión de muros eje Y, Figura a) caso envolvente X, Figura b) envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada.....	294
Figura 289 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a tracción de muros eje Y, Figura a) caso envolvente X, Figura b) envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada	295
Figura 290 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a corte de muros eje Y, Figura a) caso envolvente X, Figura b) caso envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada	296

RESUMEN

Ecuador se sitúa en el llamado Cinturón de Fuego siendo un país altamente sísmico, su capital es la ciudad de Quito, donde se encuentra localizado el CENTRO HISTÓRICO, declarado por la UNESCO Patrimonio Cultural de la Humanidad, es de especial interés el estudio del comportamiento de las estructuras que allí se encuentran, porque en su mayoría son hechas de adobe, elaboradas sin ninguna normativa antisísmica, sin embargo han estado en pie por cientos de años a pesar de varios eventos telúricos. En el presente trabajo de titulación se estudió la edificación patrimonial de la Casa de la Academia de la Lengua Ecuatoriana, se realizó una evaluación estructural de la misma, mediante ensayos no destructivos para la caracterización de los materiales constructivos y el tipo de suelo en la que se sitúa. Con los datos obtenidos en campo, en laboratorio y en fuentes bibliográficas se procedió a realizar el modelo matemático mediante un software de análisis de elementos finitos, de esta manera se determinó el comportamiento de la estructura ante fuerzas sísmicas mediante análisis estático y dinámico, la evaluación se la hizo para cuatro diferentes casos como lo son: análisis de la estructura original, análisis de la estructura original reforzada, análisis de la estructura agrietada y análisis de la estructura agrietada reforzada. El análisis se lo hace comparando las derivas y los esfuerzos con derivas y esfuerzos admisibles. Además, se determinó la vulnerabilidad sísmica de la estructura a través de dos diferentes métodos: Método FEMA 154 y Método Italiano Benedetti y Petrini.

PALABRAS CLAVE:

- **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**
- **FUERZAS SÍSMICAS**
- **ANÁLISIS ESTÁTICO**
- **ANÁLISIS DINÁMICO**
- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**

ABSTRACT

Ecuador is located in the so-called Belt of Fire being a highly seismic country, the capital of the city is Quito, where is located the HISTORICAL CENTER, declared by UNESCO Cultural Heritage of Humanity, is of special interest the study of the behavior of the structures that are there, because in their majority they are made of adobe, elaborated without any antisísmica norm, nevertheless they have been in foot by hundreds of years in spite of several telluric events. In the present work of titling the patrimonial building of the House of the Academy of the Ecuadorian Language was studied, a structural evaluation of it was carried out, through non-destructive tests for the characterization of the constructive materials and the type of soil in which it is located. With the data obtained in the field, in the laboratory and in bibliographic sources, the mathematical model was carried out using a finite element analysis software. In this way, the behavior of the structure against seismic forces was determined through static and dynamic analysis, the evaluation it was done for four different cases as they are: analysis of the original structure, analysis of the reinforced original structure, analysis of the cracked structure and analysis of the reinforced cracked structure. The analysis is done by comparing the drifts and the efforts with drifts and admissible efforts. In addition, the seismic vulnerability of the structure was determined through two different methods: FEMA Method 154 and Italian Method Benedetti and Petrini.

KEYWORDS:

- **STRUCTURAL EVALUATION**
- **SEISMIC FORCES**
- **STATIC ANALYSIS**
- **DYNAMIC ANALYSIS**
- **SEISMIC VULNERABILITY**

1. CAPÍTULO I: PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

En 1978 la ciudad de Quito fue declarada Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO. El 15 de marzo de 1987 el Patrimonio Histórico y Cultural de las provincias de Pichincha e Imbabura se vieron afectados debido a una serie de sismos cuyos epicentros se encontraron cerca del volcán Reventador, por lo que se dio inicio a las restauraciones de los bienes patrimoniales de Quito en 1988. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008).

En el Ecuador existen distritos, parroquias y barrios con inmuebles cuyas edades de edificación y métodos constructivos son similares, estas edificaciones han sido golpeadas por varios fenómenos naturales a lo largo del tiempo, dando lugar a su deterioro inminente. Por este motivo Las Ordenanzas Municipales de la mayor parte de las ciudades del Ecuador piden que las edificaciones de valor patrimonial sean rehabilitadas, conservando sus fachadas, la rehabilitación de este tipo de estructuras demanda un análisis estructural meticuloso para de esta manera tener conocimiento acerca del comportamiento que presenta la estructura y su estabilidad. (Espinoza Larrea, 2017)

Las edificaciones patrimoniales son generalmente construidas con materiales como adobe, piedra y madera. Estos materiales presentan buen comportamiento a compresión, más no a tracción, es por esto que las edificaciones hechas a base de adobe presentan buen comportamiento ante la acción de cargas gravitatorias, y no ante la acción de fenómenos naturales como eventos sísmicos, eventos volcánicos e inundaciones. Siendo este un grave problema porque Ecuador se encuentra situado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, por este motivo a Ecuador se lo considera como un país de alto riesgo sísmico. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008)

En el caso de las estructuras patrimoniales ubicadas en el centro de Quito, la entidad encargada de realizar las rehabilitaciones y reconstrucciones es el Instituto Metropolitano de Quito (IMP), a fin de preservar el patrimonio cultural de esta ciudad. (IMP, 2011)

En el presente trabajo se realiza el análisis estructural de la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua luego de las rehabilitaciones realizadas por parte del IMP, para determinar su comportamiento y estabilidad.

1.1.1 Formulación del problema

1.2 Antecedentes

Quito fue declarado patrimonio cultural de la humanidad por la UNESCO en 1978, debido a su gran número de bienes inmuebles patrimoniales, la mayoría de estos hechos a base de adobe y tapial, mismos que han sufrido daños y deterioro a través de los años, debido al ataque de diferentes fenómenos naturales como sismos, erupciones volcánicas y también por la acción de agentes ambientales. (Espinoza Larrea, 2017)

Actualmente los reforzamientos que se realizan a las edificaciones patrimoniales se los hace mediante métodos empíricos. Este tipo de estructuras albergan cientos de personas nacionales y extranjeras que día a día las visitan, razón por la cual es necesario que se realice una valoración estructural de este tipo de estructuras.

Gabriel Pons (2016) afirma que " las construcciones con adobe tienen desventajas, al ser este un material higrófilo que absorbe humedad afectando directamente a su resistencia contra esfuerzos, también posee muy poca elasticidad, es decir que se necesitan bajos esfuerzos para su deformación. Por este motivo los espesores de pared de estas estructuras son muy grandes ".

1.3 Justificación

Ecuador es un país altamente sísmico, cuya capital es el Distrito Metropolitano de Quito, donde están localizadas un sin número de estructuras de carácter patrimonial, y es de vital importancia realizar un análisis estructural de las mismas, para conocer acerca de su comportamiento y estabilidad a lo largo de estos años, son estructuras que han pasado por varios tipos de fenómenos tanto físicos como naturales y que sin embargo siguen en

pie, es necesario verificar si cumplen o no con los parámetros impuestos por las normas vigentes de construcción.

Según (Torres Barrera, 2015) "Ecuador tiene cerca de 20.000 casas patrimoniales en manos de sus propietarios, algunas en alto grado de deterioro y otras que mantienen intacta su estructura original a pesar de los años."

Es necesario realizar rehabilitaciones y de ser el caso reconstrucciones de las estructuras patrimoniales, porque poseen un alto nivel de deterioro, siendo estas el resultado de los conocimientos ancestrales en cuanto a técnicas constructivas donde los materiales utilizados eran los disponibles en el entorno. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008)

Este proyecto se puede poner en marcha gracias a los datos proporcionados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP), planos y memoria técnica de las rehabilitaciones que se han dado a la Casa de la Academia de la Lengua, mediante lo cual se realizará el estudio pertinente y se entregarán las respectivas conclusiones y recomendaciones.

1.4 Importancia

1.5 Área de influencia

Ecuador, Sierra, Quito, Centro histórico de Quito.

El presente proyecto será de gran ayuda para los profesionales que trabajan en el área de rehabilitación de estructuras patrimoniales.

La edificación objeto de estudio se encuentra localizada en la ciudad de Quito, en las calles Cuenca 477 y Chile en la Parroquia Centro Histórico de dicha ciudad.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Determinar el comportamiento estructural de la edificación patrimonial Casa de la Academia de la Lengua luego de su rehabilitación, para proporcionar un criterio ingenieril en base a los resultados obtenidos y de esta manera emitir recomendaciones de ser necesarias y proporcionar el refuerzo estructural del caso.

1.6.2 Objetivos específicos

- Levantar arquitectónica y estructuralmente la edificación tomando en cuenta las rehabilitaciones realizadas y caracterizar los materiales de la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua.
- Modelar y analizar la estructura Casa de la Academia de la Lengua en un software de análisis estructural.
- Determinar el comportamiento y refuerzo requerido de la estructura Casa de la Academia de la Lengua.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Características de las estructuras de adobe

Las estructuras elaboradas a base de adobe tienen desventajas frente a eventos sísmicos, lluvias e inundaciones, este material posee baja resistencia ante estas fuerzas, además es un material higrofilo que absorbe la humedad del ambiente. Sin embargo, la construcción con adobe presenta cosas positivas como su fácil elaboración por ende su bajo costo y finalmente las técnicas constructivas aplicadas son simples. (Blondet, Garcia, & Brzev, 2003)

Las estructuras de adobe soportan las fuerzas laterales mediante su peso propio que es el que estabiliza la estructura, mientras el sismo sea de baja intensidad. Si el sismo es de gran intensidad la estructura tiende al colapso, porque este tipo de edificaciones son elaboradas generalmente sin la aplicación de normas de carácter sismoresistente, Según (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008) las fallas que se presentan en estas estructuras por la acción de fuerzas sísmicas son "falla de muros por volteo fuera del plano y falla de muros por fuerza horizontal en su propio plano", además (Blondet, Garcia, & Brzev, 2003) señala otras fallas como "agrietamiento en muros, separación de muros en juntas, y separación de techos de los muros". (Ver Figura 1)

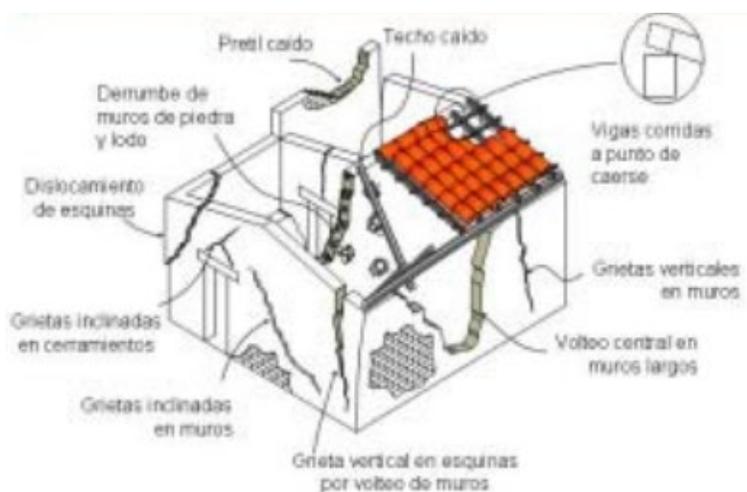


Figura 2 Daños comunes en una estructura de adobe.

Fuente: (Blondet, Garcia, & Brzev, 2003).

Los daños que se presentan en las estructuras de adobe generalmente se dan por la mala conexión que existe entre elementos y la presencia de piso débil, diafragmas excesivamente flexibles. Este tipo de construcciones son caracterizadas por poseer grandes espesores de pared, llegando inclusive hasta el metro y medio, lo cual ayuda a la estructura a soportar de mejor manera los esfuerzos. Para la construcción de estructuras con adobe se deben tener ciertas consideraciones, como por ejemplo la estructura se debe asentar sobre una base impermeable de aproximadamente un metro de altura porque el adobe es higrófilo. (Ecocosas, 2012)

2.1.1 Comportamiento sísmico en estructuras de adobe

Las fallas en estructuras de adobe pueden deberse a la poca resistencia a tracción y pobre adherencia entre el adobe y el mortero. (Zelaya Jara, 2007)

Tipos de falla:

- a. Falla por tracción en los encuentros de muros: se da cuando los esfuerzos de tracción directa se producen en uno de los muros cuando se da arriostre lateral a otros muros del encuentro. (Ver Figura 2)

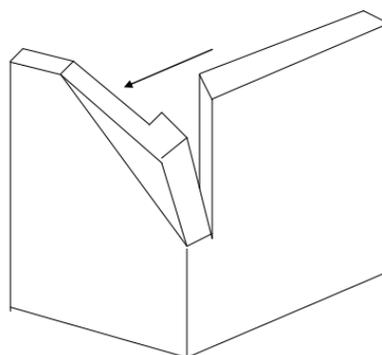


Figura 3 Falla por tracción
Fuente: (Zelaya Jara, 2007)

- b. Falla por flexión: los esfuerzos de flexión aparecen cuando el muro actúa como una losa apoyada en su base y en los elementos verticales que lo arriostran. (Ver Figura 3)

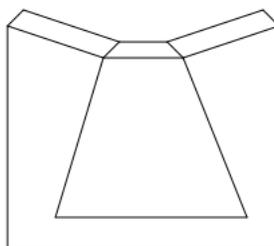


Figura 4 Falla por flexión
Fuente: (Zelaya Jara, 2007)

- c. Falla por corte: Cuando los esfuerzos tangenciales actúan en las juntas horizontales, entonces el muro trabaja como muro de corte. (Ver Figura 4)

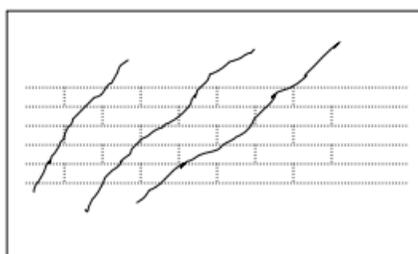


Figura 5 Falla por corte
Fuente: (Zelaya Jara, 2007)

2.1.2 Elementos utilizados en las construcciones históricas de adobe

Los elementos que se presentan a continuación son los comúnmente encontrados en las edificaciones históricas de adobe según (Gromicko, 2018):

- Ladrillos: ladrillos antiguos con proporciones de mezclado: $\frac{1}{2}$ arena, $\frac{1}{3}$ arcilla, $\frac{1}{6}$ paja. Ladrillos modernos de dimensiones: 35,6cm x 25,4cm x 10,2cm. (Gromicko, 2018)
- Argamasa de lodo: para la ligazón entre ladrillos, en los ladrillos modernos se suele utilizar cemento. (Gromicko, 2018)
- Cimientos: en estructuras históricas las conchas marinas, ladrillos, fragmentos de baldosa y piedras de campo. (Gromicko, 2018)

Generalmente los cimientos están conformados por piedras grandes, hormigón y cemento, la altura varía entre 45-60cm y el ancho entre 50-60cm. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008)

- Sobrecimientos: conformadas por piedras medianas y grandes de cantera, la altura varía entre 30-80cm y el ancho puede ser de 30cm, 40cm o 50cm. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008).
- Muros: de adobe macizos sirven para soportar el peso del tejado y compensan la falta de solidez en su fuerza estructural. La relación altura- espesor no debe ser mayor a 10, razón por la que las edificaciones de adobe comúnmente son de uno o dos pisos máximo de altura.

La altura en viviendas de un solo nivel puede llegar a 3,50m y en viviendas de dos pisos la altura varía entre 2,50m a 3,00m. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008)

- Pisos: estos pueden ser de losa, baldosa, ladrillo ya sea cocido en horno o de adobe.
- Techos: las edificaciones históricas de adobe en el sudoeste de América fueron construidas con techos planos y muros de parapeto, las edificaciones construidas en los últimos cien años usan chapa de metal, tablas aserradas, incorporadas al tejado para apoyo.
- Vigas de unión: Según el Código Universal de la Construcción (CUC) las viguetas de madera deben tener un espesor mínimo de 6 plg y vigas principales de 10 plg. En el caso de los dinteles, la madera superior espesor mínimo de 6 plg.
- Zapatas y muros de cimentación: para casas de adobe la zapata debe ser de 24 plg mínimo y el muro de cimentación de 14 plg.

2.1.3 Características de las viviendas de adobe contemporáneo

Las plantas típicas que presentan estas estructuras son en forma rectangular, forma de L O C, en la parte posterior generalmente está ubicado un patio, y la cocina y los servicios higiénicos se encuentran separados de las habitaciones. (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008) (Ver Figura 5)

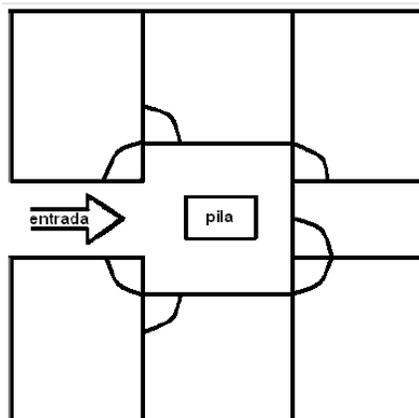


Figura 6 Planta típica de una estructura de adobe
Fuente: (Yajamín Yajamín & Valencia Heredia, 2008)

2.1.4 Capas de adobe utilizadas en edificaciones históricas de adobe

Según (Gromicko, 2018), las capas encontradas en inspecciones de edificaciones históricas de adobe son:

- Yeso de barro: tiene buena adherencia al ladrillo de adobe.
- Cal: actúa como sellador.
- Yeso de óxido de calcio: popular en el siglo XX, es más fuerte que el yeso de barro, pero este se agrieta fácilmente.
- Estuco: elaborado a base de cemento, arena y agua, su aplicación es mediante paleta directamente en la superficie del adobe.

2.2 Características del inmueble

2.2.1 Historia del inmueble

La Academia Ecuatoriana de la Lengua (AEL), establecida en Quito el 15 de octubre de 1874, con reconocimiento jurídico el 4 de mayo de 1875. Cuyos miembros fundadores se mencionan a continuación: Pedro Fermín Cevallos, Julio Zaldumbide, Belisario Peña, Francisco Javier Salazar, Pablo Herrera y José Modesto Espinosa, quienes

ya eran con anterioridad miembros correspondientes de la Real Academia Española. (Asociación de Academias de la Lengua Española, 2018)

Una de las actividades de la Academia era la de cuidar y administrar la Biblioteca Nacional, que funcionaba en la calle Cuenca, a pocos pasos de la plazoleta de la Merced. La actual casa pudo haber sido edificada en el Siglo XVIII; en todo caso, sería anterior a 1792.

La Academia Ecuatoriana de la Lengua funciona en dicha edificación ya hace ciento cuatro años, y ha sido propietaria de todo este recinto desde hace más de una centuria. (Academia Ecuatoriana de la Lengua, 2017).

2.2.1.1 Primera restauración del inmueble

El 28 de julio de 1960, se firmó en Bogotá un convenio según el cual los gobiernos americanos se comprometieron a dotar a las respectivas Academias Correspondientes de la Española de una sede digna y adecuada para sus altos fines, convenio que fue aprobado el 29 de octubre de 1963 por la Junta Militar de Gobierno.

El 5 de mayo de 1975, el Gobierno presidido por el General de División Guillermo Rodríguez Lara, por decreto N° 343 dispuso la restauración del edificio de la Academia Ecuatoriana. La comisión respectiva elaboró un presupuesto, tomando en cuenta, tanto la estructura del edificio como las necesidades de la Academia de la Lengua.

La empresa COMONSA dirigida por el Arq. Juan Fernando Pérez, se hizo cargo de las obras. (Academia Ecuatoriana de la Lengua, 2017)

2.2.1.2 Segunda restauración del inmueble

La casona que ocupaba la AEL fue dada en arrendamiento al Ilustre Municipio de Quito en Julio de 1994 debido a las dificultades de acceso al inmueble, el deterioro y el desaseo de sus exteriores por los mercaderes y las ventas ambulantes, se tomó esta medida hasta que se emprendieran las mejoras del Centro Histórico, de modo que la sede de la Academia se trasladó al norte de la ciudad en la calle Veintimilla y Reina Victoria.

Para que la AEL volviera a funcionar en la casona de la calle Cuenca, el Dr. Víctor García de la Concha puso su magnífico contingente para lograr de la AECID los fondos necesarios para los trabajos que habían de emprenderse, con esos fondos enviados desde Madrid a la cuenta especial del Banco Internacional para ese solo objetivo.

Luego de algunos meses, el director de la Academia Dr. Jorge Salvador Lara llamó a concurso de merecimientos a varios arquitectos, para la ejecución, dirección y fiscalización de las obras de remodelación de la Casa de la Academia, luego del cual

resultaron favorecidos para la ejecución de los trabajos, los Arquitectos Cristián Córdova para la ejecución del proyecto, Héctor Chávez para la dirección arquitectónica y Carlos Hidalgo para la fiscalización. Desde el mes de enero de 2010 se iniciaron las obras que avanzan según lo planificado. (Academia Ecuatoriana de la Lengua, 2017)

2.2.2 Ubicación del inmueble

La edificación de la Casa de la Academia de la Lengua, es una casona de 2 000 m² levantada en el siglo XVIII, ubicada en las calles Cuenca 477 y Chile, plazoleta la Merced en el Centro Histórico de Quito. (Ver Figura 6 y Figura 7)



Figura 7 Ubicación de la estructura (Casa Academia de la Lengua)

Fuente: Google Maps, 2015

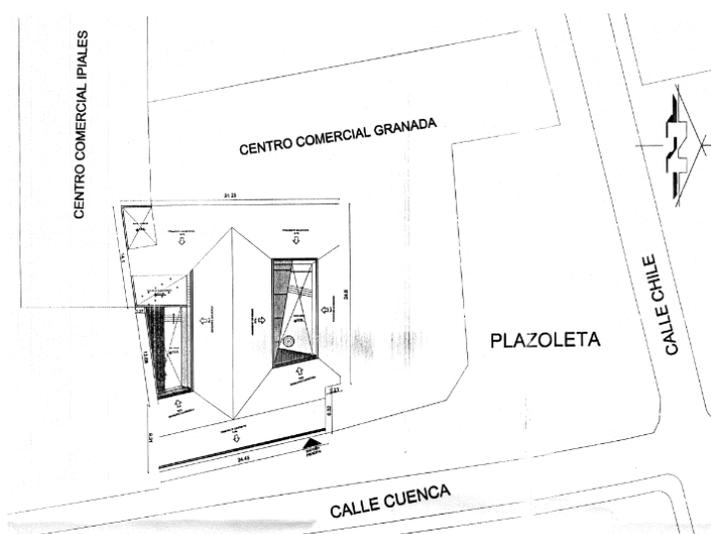


Figura 8 Implantación de la estructura
Fuente: Planos Arq. Héctor Cháves, 2009

2.2.3 Descripción del inmueble

La fachada de la edificación es escueta y sobria, como la de un convento. Es una construcción austera de tres plantas, con ventanas enrejadas que ponen el toque republicano, al igual que las cornisas y los dinteles. (Vizueté, 2016). (Ver Figura 8 y Figura 9)

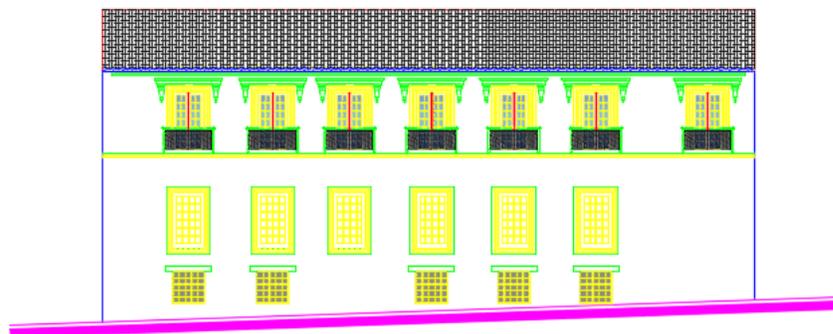


Figura 9 Fachada de la edificación Casa de la Academia de la Lengua (Elaborada en AutoCAD).



Figura 10 Fotografía de la fachada de la edificación Casa de la Academia de la Lengua.

La edificación está conformada por tres niveles; subsuelo, planta baja y planta alta. En el subsuelo se encuentra la sala de lectura, en la planta baja se encuentran los dormitorios del conserje, sala, comedor del conserje, baños, vestidores, cocina de la cafetería, camerino, hall, auditorio, patio sur y patio norte, y por último en la planta alta se encuentran baños, aulas, sala de sesiones del Directorio y oficinas de administración. También la edificación cuenta con un montacargas o ascensor para la accesibilidad a la planta alta para personas con capacidades especiales.

Los cuerpos edificados de la casona tienen forma de “I” alrededor de dos patios (patio central y patio posterior). Alrededor del patio central corren galerías hacia los cuatro costados mientras que en el patio posterior solo tienen dos galerías (la norte y este) pues el límite oeste es un cuerpo edificado sin galería, y el límite sur es el cerramiento colindante con el predio contiguo.

El desnivel del terreno en el lado este hacia la fachada principal, determina que desde el acceso principal y a través de un zaguán se acceda al patio central (planta baja), mientras que el acceso secundario permite el ingreso al subsuelo, y a través de escaleras a la planta baja y patio posterior. (Ver Figura 10)

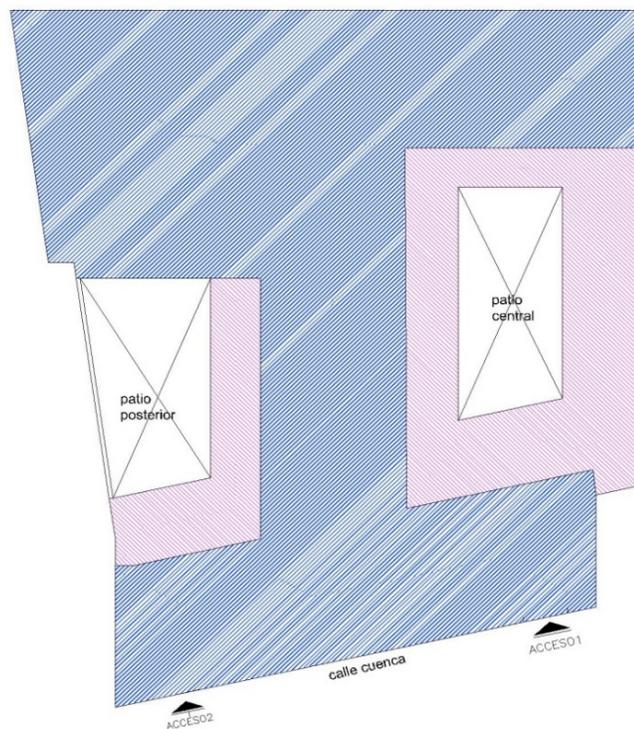


Figura 11 Vista en planta de los patios central y posterior.
Fuente: memoria técnica del Arq. Naranjo Edgar.

En cuanto a los materiales de construcción de la casona se tiene que los muros son de adobe en toda la edificación y se levantan sobre cimientos de piedra, con espesores aproximados un metro. Soportan las vigas de los pisos, los pisos y la cubierta.

Los corredores se forman con pórticos conformados por columnas de piedra en la planta baja y de madera (colorado) en la planta alta. Unas y otras rematan en capiteles del mismo material. (IMP, 2017) (Ver Figura 11)



Figura 12 A la izquierda patio central y a la derecha patio posterior, en los cuales se observa la diferencia de material de las columnas, es decir planta baja piedra- planta alta madera.

La cubierta de la edificación es de estructura de cerchas de madera techada con tejas de barro cocido.

La casona está compuesta por cielo raso en varias áreas, puertas y ventanas de madera, pasamanos metálicos en patios, mamparas de vidrio laminado de colores en el patio central y mamparas de vidrio laminado templado 10mm en el patio posterior en las galerías norte y este de la planta alta. (IMP, 2017) (Ver Figura 12 y Figura 13)

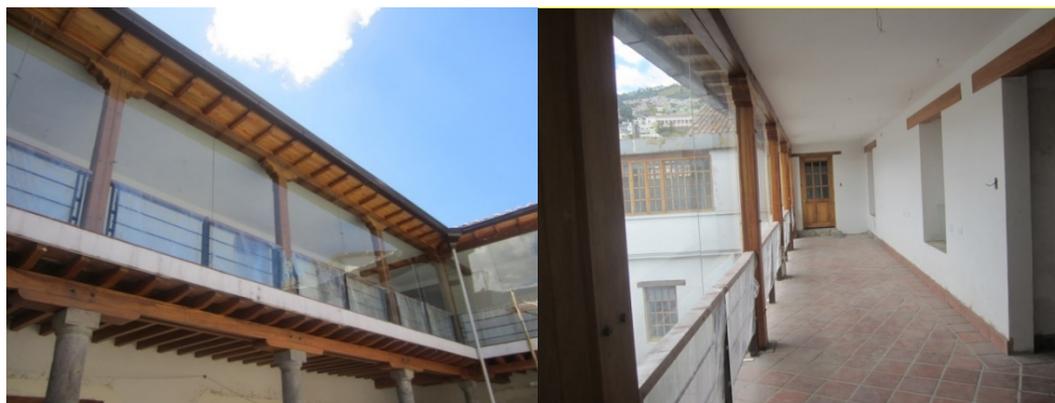


Figura 13 Mamparas de vidrio laminado en las galerías norte y este de la planta alta.



Figura 14 Mamparas de vidrio laminado de colores en el patio central.

La edificación cuenta con dos cisternas, cisterna (1) bomba hidroneumática que está conectada al sistema contra incendios. La cisterna (2) no funciona y no está conectada al sistema de provisión de agua.

Resumen de materiales que componen la edificación:

- Estructura: madera, metal, hormigón armado
- Muros portantes: adobe, tapial, ladrillo cocido.
- Estructura de cubierta: madera.
- Techo- recubrimientos: teja de barro cocido, teja árabe común, teja vidriada, tejuelos, tejuelos vidriados, acrílicos.
- Cielo raso: latón, decorativo de madera, pintura tabular, gypsum, fibra mineral.
- Recubrimientos de pisos: madera, terrazo fundido, mármol, marmeton, piedra vista, adoquín, gres, baldosa, ladrillo, cemento alisado, grano lavado, porcelanato, cerámica.
- Recubrimiento de paredes: pintura de caucho, pintura de cal, ladrillo visto, piedra vista, madera, mixtos, estuco, cerámica.
- Carpintería- madera: puerta de madera. Puerta tamborada, puerta panelada, mamparas de madera y vidrio, ventanas, muebles fijos.
- Carpintería metálica: puerta de hierro, puerta metálica, puerta tamborada de tol, rejas de protección, ventanas de hierro, pasamanos, mangones.
- Fachadas: molduras y comisas, llenos, portales de piedra, zócalos, aleros.

2.3 Características del adobe

El adobe es un material de construcción moldeado en forma de ladrillo, secado al sol, hecho a base de suelo, y constituido por determinadas proporciones de arena, limo, arcilla, paja y agua. Las proporciones de la mezcla son de gran importancia, puesto que de ellas dependen las propiedades mecánicas del adobe. La cantidad de arcilla en la relación arcilla-arena debe ser la suficiente para conseguir la cohesión necesaria en todas las partículas, de igual manera si no existe la cantidad suficiente de arena, el ladrillo tiende a fisurarse en la etapa de secado debido a la retracción de la arcilla. (Saroza, Rodríguez, Menéndez, & Barroso, 2008).

Una de las desventajas de este material es que el adobe es higrófilo, es decir, absorbe la humedad atmosférica, por lo que pierde resistencia a los esfuerzos, incluidos los de su propio peso, razón por la que, en los trópicos cuando se presenta lluvia prolongada por varios días, algunas paredes de adobe se desploman. (EcoSur-South, 2016).

Las resistencias a compresión del adobe son bajas de 3 a 5 Kg/cm², y sus esfuerzos a tracción pueden considerarse nulos. El mejoramiento de las resistencias depende de la selección de la tierra como materia prima y las cantidades adecuadas de arena, arcilla o hierba. La conservación de las estructuras elaboradas con este material depende de los diseños: con aleros o con corredores exteriores para proteger las paredes, fundaciones de piedra para impedir que la humedad suba por capilaridad, también la elaboración de muros anchos para disminuir los esfuerzos. (EcoSur-South, 2016).

Según (Díaz, 2012), algunas de las características técnicas de los ladrillos de adobe, dependiendo del tipo de tierra y las proporciones de la mezcla, son las siguientes:

- Densidad: 1500-1700 kg/m³
- Resistencia a la compresión: 0,8-2 N/mm² (8-20 Kg/cm²) (a los 28 días de fabricación)
- Resistencia a la tracción/flexión: buena (si tienen paja o están estabilizados)
- Resistencia al agua/hielo: mala (conviene estabilizarlos o revestirlos de cal)
- Resistencia al fuego: excelente
- Coeficiente de conductividad térmica: 0,45-0,8 W/m.K

Según (Meli) *la adición de paja, estiercol y algún otro material orgánico aglutinante disminuye la contracción del material y aumenta su resistencia al intemperismo, la resistencia a compresión puede variar entre 5 y 20 Kg/cm², y la resistencia a tensión entre 0,25 y 1 Kg/cm².*

Según (Torres Barrera, 2015) la proporción del suelo más conveniente para producir el lodo de adobe es de 15% de arcilla, 10-30% limo y 55 a 75% de arena fina.

Hoy en día existen distintos criterios en cuanto a la composición adecuada del adobe, en cuanto a las proporciones de la mezcla (arena- arcilla). Por ejemplo: (Ver Tabla 1)

Tabla 1

Proporciones de la mezcla arena- arcilla en distintos países.

PAÍS	PROPORCIONES	
	ARENA	ARCILLA
Perú	55-75%	25-45%
México	45-70%	20-40%
Venezuela	80%	20%
Chile	55-65%	35-45%

Fuente: (Saroza, Rodríguez, Menéndez , & Barroso, 2008).

En cuanto a la plasticidad, se recomienda utilizar suelos con bajo índice de plasticidad, debido a que mientras más alto sea el IP mayor será la cantidad de agua contenida en la masa, por lo que una vez seco se tendrán mayores retracciones, por lo que evapora mayor cantidad de agua. (Saroza, Rodríguez, Menéndez , & Barroso, 2008).

(Tejada Schmidt, 1993) Propone que los suelos para la elaboración de adobe presenten un límite líquido entre 20 y 40 y un límite plástico inferior a 20.

La construcción con adobe es generalmente conocida como "construcción no ingenieril", porque generalmente no se involucran profesionales como ingenieros y arquitectos, puesto que la técnica constructiva es simple y no requiere consumo de energía. En la actualidad los arquitectos emplean muros de adobe en combinación con cimientos, columnas y losas de hormigón. (Torres Barrera, 2015)

El adobe en el mundo: La estructura más grande elaborada de adobe fue la ciudadela de Bam, dicha estructura en un terremoto el 26 de diciembre de 2003 sufrió grandes daños, entre otras de las grandes estructuras de adobe son la Huaca del Sol, las ciudades de Chan Chan y Tambo Colorado, en el Perú. Estructura de adobe que data de por lo menos 500 aC entre otras. (Torres Barrera, 2015).

El Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI , 2002) publicó la Norma para la Construcción con Adobe, donde se detallan las condiciones a cumplir para garantizar la estabilidad respecto a la presencia de sismos. La condición básica es que los muros de adobe sean portantes y que, estructuralmente, en las paredes no exista otro elemento que actúe como tal. Entre las condiciones a cumplir se tienen:

- Diseño arquitectónico basado principios estructurales de la Norma;
- Diseño estructural en base a criterios de comportamiento elástico;
- Las construcciones se limitarán a un solo piso y la mayor altura de muro será de 3,00 m.
- La capacidad portante mínima de los suelos en los cuales se hace una construcción de adobe debe ser de 1,50 Kg/cm²;
- Se deberá estudiar la colocación de refuerzos y/o arriostramientos que mejoren el comportamiento de la estructura;

La Norma (ININVI , 2002) define como estructura al conjunto compuesto por:

- Cimentación
- Muros
- Elementos de arriostre horizontal
- Elementos de arriostre vertical
- Techo
- Refuerzos

A continuación, se presenta la caracterización física del adobe de la capilla doctrinera de Tausa (Colombia) según dos diferentes fuentes, siendo esta una edificación de más de 300 años de antigüedad. Pero primero se presenta una breve descripción de dicha edificación.

La Capilla Doctrinera de Tausa está ubicada en Colombia, exactamente en un municipio del departamento de Cundinamarca llamado Tausa, ubicado en la Provincia de Ubaté. (Ver Figura 14)



Figura 15 Localización de Tausa- Colombia

Fuente: <https://es.wikipedia.org/wiki/Tausa>

La Capilla Doctrinera de Tausa es un recinto religioso, que fue construido en el siglo XVII, aproximadamente entre 1564 y 1580. Fue construido en bahareque y cubierta de paja, en 1594 se hicieron todos los muros en bahareque y la cubierta se la hizo de madera rolliza y teja de barro. Debido al sistema constructivo de tierra, roca y pega argamasa el deterioro la estructura era inminente por lo que en 1746 tuvo una segunda rehabilitación, en 1930 la capilla fue víctima de vandalismo y de la intemperie los muros se derrumbaron parcialmente, la cubierta se dobló y se perdieron las puertas, en los años 80 el pueblo decidió habilitar nuevamente la capilla, restableciendo la nave central limitándola con un muro en arcilla cocida en el altar principal, colocaron una cubierta en madera rústica y teja de barro, además de resane de los muros en bahareque. (Moncada Avila, 2011) (Ver Figura 15)



Figura 16 Capilla Doctrinera de Tausa
Fuente: (Moncada Avila, 2011)

Los valores de la caracterización física de la Capilla Doctrinera de Tausa servirán en el Capítulo 3 para la comparación con la caracterización de un adobe de la Casa de la Academia de la Lengua misma que de igual manera tiene más de 300 años de antigüedad. (Ver Tabla 2, Tabla 3, Tabla 4)

Tabla 2*Caracterización física del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2005*

Contenido de humedad (%)		3,3
Contenido de materia orgánica (%)		4,8
Peso específico (ton/m ³)		1,77
Límite líquido		44
Límite plástico		25
Índice plástico		20
Granulometría	Gravas (%)	10
	Arenas (%)	18
	Finos (%)	72
Clasificación		CL
	SUCS	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
	AASHTO	A-7 Suelo limo arcilloso

Fuente: Rivera y Muñoz (2005)

Tabla 3*Características mecánicas del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2005*

Resistencia a compresión (Mpa)	3,04
Resistencia a flexión (Mpa)	0,41

Fuente: Rivera y Muñoz (2005)

Tabla 4*Caracterización física, adobe extraído de la capilla doctrinera de Tausa*

Peso unitario (kN/m ³)	17,9
Peso unitario absoluto	26
Contenido de humedad (%)	3,41
Porcentaje de absorción	6,31
Materia orgánica (%)	3,53
Límite líquido	53,1
Límite plástico	29,5
Índice de plasticidad	23,6
Granulometría	
Grava	0,94
Arenas	15,57
Finos	83,49
Clasificación AASHTO	A7 Limo arcilloso
Clasificación SUCS	MH CH Limo arcilloso alta plasticidad

Fuente: (Uribe Kaffure , Ramos Cañón, & Camacho Tauta, 2015)

Tabla 5*Características mecánicas del adobe de la capilla doctrinera de Tausa en el año 2015*

Resistencia a compresión (Mpa)	1,22
Resistencia a flexión (Mpa)	0,61

Fuente: (Uribe Kaffure , Ramos Cañón, & Camacho Tauta, 2015)

Los resultados de los estudios del adobe del 2005 y del 2015 varían ligeramente, los límites de consistencia encontrados en el 2005 son menores a los del 2015, por lo que la clasificación SUCS varía siendo en el primer año de baja plasticidad y en el segundo de alta plasticidad. (Uribe Kaffure , Ramos Cañón, & Camacho Tauta, 2015).

Según (Uribe Kaffure , Ramos Cañón, & Camacho Tauta, 2015) el adobe de 300 años ha perdido durante toda su vida un 80% de su resistencia y un 60% de su módulo de corte.

2.4 Características de la madera

La madera es un material utilizado en la construcción desde la antigüedad debido a su bajo peso y buena resistencia a esfuerzos de tensión, por lo que se la emplea como elemento estructural para techos, pisos, columnas y como elemento rigidizante de paredes. Entre las desventajas que posee la madera se tiene la poca durabilidad; incendios, intemperismo y ataque biológico es decir el ataque de polilla, termitas, hongos, etc. Otro problema que presenta la madera es la dificultad de realizar las uniones, en especial cuando el elemento debe transmitir esfuerzos de tensión. (Meli).

La resistencia que tiene el tronco depende de los haces de fibras en la dirección vertical del árbol, las propiedades que determinan la calidad estructural de la madera aumentan según el peso específico de la misma, el cuál varía entre 600 y 1000 Kg/m³. (Meli).

Según (Meli) la resistencia a tensión en dirección de las fibras usualmente varía de 100 a 120 Kg/cm², a diferencia de la resistencia a tensión en la dirección normal de las fibras es prácticamente despreciable, la resistencia a compresión en dirección de las fibras varía entre 80 a 100 Kg/cm². la resistencia a compresión normal a las fibras está entre 15 a 30 Kg/cm², el esfuerzo cortante resistente entre 15 a 20 Kg/cm². El módulo de elasticidad típico es de 1000,000 Kg/cm². Un factor que afecta las propiedades físicas y mecánicas de la madera es su contenido de humedad. (Ver Tabla 6)

Tabla 6
Humedad en la madera

Situación	% de humedad	Estado
Madera al exterior	18-22%	Madera húmeda
Madera exterior bajo techo	13-17%	Madera relativamente seca
Madera al interior	10-15%	Madera seca a aire normal
Madera en locales con calefacción	8-10%	Madera desecada

Según (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984) la mayor parte de la madera utilizada como material de construcción proviene de troncos de árboles maduros, las distintas partes que conforman la sección transversal del tronco son: corteza exterior, corteza interior, cambium, xilema, albura, duramen y médula. (Ver Figura 16)

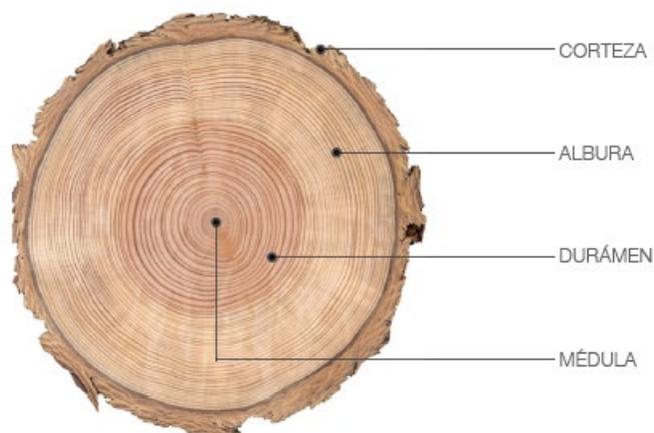


Figura 17 Estructura del tronco

Fuente: (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

En el Manual de diseño para madera del (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984) señala tres grupos para madera estructural A, B y C, la densidad está estrechamente relacionada con la resistencia, estos grupos corresponden a las densidades alta, media y baja respectivamente:

- Tipo A: densidad básica entre 0,71-0,90 T/m³
- Tipo B: densidad básica entre 0,56-0,70 T/m³
- Tipo C: densidad básica entre 0,40-0,55 T/m³

Los esfuerzos admisibles de cada grupo estructural se presentan en la Tabla 7

Tabla 7
Esfuerzos Admisibles

Grupo	Flexión	Tracción	Compresión Paralela	Compresión Perpendicular	Cizallamiento	MOE 0,05	MOE medio
A	210	145	145	40	15	95000	130000
B	150	105	110	28	12	75000	100000
C	100	75	80	15	8	55000	90000

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984)

2.4.1 Características físicas y mecánicas de la madera colorado

En el presente trabajo es de principal interés el conocer las propiedades físico-mecánicas del colorado (Ver Figura 17), debido a que es el tipo de madera utilizada en los diferentes elementos estructurales de la edificación en estudio (Casa de la Academia de la Lengua).



Figura 18 Madera Colorado

Fuente: (Armijos Moya & Medina Gavilanes, 2010)

El colorado es una madera nativa del Ecuador, en el Pacto Andino se lo encuentra como Caimitillo, sin embargo, su nombre comercial internacionalmente puede variar, en Colombia, Perú y Venezuela se lo conoce como caimito colorado, Caimito y chupón rosado respectivamente.

El nombre científico del colorado es "Pouteria sp" y pertenece a la familia SAPOTACEAE.

El colorado es poco resistente al ataque de hongos e insectos, su tiempo de duración en uso exterior es de uno a cinco años. (Armijos Moya & Medina Gavilanes, 2010)

A continuación, en la Tabla 8, , Tabla 10 y Tabla 11 se presentan las características mecánicas del colorado de dos fuentes diferentes.

Tabla 8
Valores de Flexión Estática del Colorado- Grupo A

Especie	Densidad Básica	Flexión Estática							
		MOR				MOE			
		Columnas		Vigas		Columnas		Vigas	
		X	0,05M	X	0,05M	X	0,05M	X	0,05M
Caimitillo	0,74	1005	827	786	608	175	135	203	160
Chupón rosado	0,66	733	588	701	567	119	95	128	105

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984)

El MOE es el módulo de elasticidad, para el dimensionamiento de elementos existe el MOE mínimo o MOE(0,05) y este es el utilizado para el cálculo de elementos individuales como vigas o columnas, mientras que el MOE promedio o MOE(x) se usa para el diseño de elementos en conjunto como viguetas para entablados, pies derechos en tabiques y/o entramados.

Tabla 9
Valores a Compresión del Colorado- Grupo A

Especie	Compresión			
	Paralela		Perpendicular	
	X	0,05M	X	0,05M
Caimitillo	459	417	68	48
Chupón rosado	346	180	58	43

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984)

Tabla 10
Valores de Cizallamiento del Colorado- Grupo A

Especie	Cizallamiento	
	X	0,05M
Caimitillo	89	-
Chupón rosado	103	82

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984)

Tabla 11
Propiedades mecánicas del Colorado

Colorado Grupo A	
Densidad (gr/cm ³)	0,51
Compresión Paralela (Mpa)	39,77
Compresión Paralela (Kg/cm ²)	405,36
Módulo Elasticidad (Kg/cm ²)	133452,09
Compresión Perpend. (Mpa)	12,4
Compresión Perpend. (Kg/cm ²)	118,1
Tracción Paralela (Mpa)	80,84
Tracción Paralela (Kg/cm ²)	824,58
Módulo Elasticidad (Kg/cm ²)	82752,94
Tracción Perpend. (Mpa)	4,81
Tracción Perpend. (Kg/cm ²)	49,06
Corte Paralelo (Mpa)	8,02
Corte Paralelo (Kg/cm ²)	81,79
Flexión (Mpa)	66,02
Flexión (Kg/cm ²)	673,38

Fuente: (Armijos Moya & Medina Gavilanes, 2010)

En las viviendas patrimoniales de adobe es usual ver que la madera tiene varias aplicaciones una de ellas en la parte estructural donde es utilizada para fines resistentes empleada en viguetas, techos, columnas, pisos elevados, entre otros elementos que constituyen estructuralmente a la edificación, otra de las aplicaciones de la madera es cuando se la emplea en elementos no estructurales como puertas, ventanas, revestimientos, muebles, etc. (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales., 1984).

En los elementos no estructurales de las viviendas patrimoniales de adobe es normal encontrar dinteles, con elementos de madera de sección aproximada de 0,20m x 0,15m. (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2005). (Ver Figura 18)

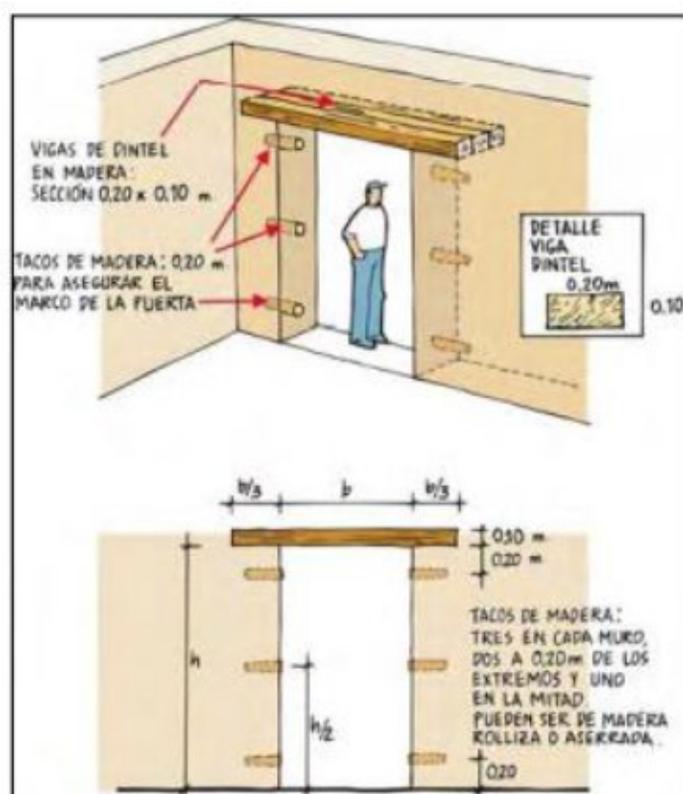


Figura 19 Dintel de madera

Fuente: (Asociación colombiana de ingeniería sísmica, 2005).

En la Figura 19 se muestra el uso de la madera de manera estructural y no estructural en la vivienda patrimonial en estudio- Casa de la Academia de la Lengua, la

madera es utilizada en puertas, ventanas, dinteles, columnas, vigas y viguetas, entre otros elementos.



Figura 20 Uso de la madera en diferentes elementos de la estructura en estudio, Casa de la Academia de la Lengua.

2.4.2 Patologías comunes de la madera en edificaciones

Debido a que la madera es un material vivo y biodegradable por lo que está expuesto a sufrir alteraciones en su estructura celular, y siendo un material importante en la arquitectura colonial se debe tener un correcto mantenimiento y en ciertos casos hasta restauración. Las patologías en la madera pueden ser debido a dos grupos de agentes bióticos o biológicos y abióticos o fisicoquímicos, el primer grupo son organismos vivos usan la madera como alimento o bien para asentarse sobre ella, estos organismos pueden ser bacterias, hongos e insectos, el segundo grupo son causados por condiciones climáticas o meteorológicas como la radiación solar, la lluvia, el viento, la humedad, la temperatura o por fenómenos químicos. Para una correcta solución de daños se deben tener claro las patologías tanto bióticas como abióticas para identificar los síntomas e intervenir oportunamente. (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

En el mercado existen maderas que resisten a la degradación biológica y otras que tienen buena trabajabilidad, pero no tan buena resistencia a la misma, esto depende de su costo, sin embargo, existen tratamientos que ayudan a mejorar la resistencia y la durabilidad del material.

Según las condiciones ambientales de humedad y temperatura la madera puede absorber o ceder agua, cuando estas condiciones son altas la madera esta propensa al ataque de hongos o insectos xilófagos, por este motivo cuando se investigan las diferentes patologías en una edificación es recomendable empezar por las zonas húmedas como cocinas, baños, bajantes, etc. (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

1. Patologías de origen biótico o biológico

Las condiciones para que estas patologías se presenten son: temperatura entre 3 a 50°C, humedad entre 20 y 140% (por debajo del 20% los hongos no pueden desarrollarse y por encima del 140% no existe suficiente oxígeno), presencia de oxígeno, celulosa y lignina.

- Síntomas en una madera atacada por hongos:
 - Desintegración o ablandamiento de la madera
 - Sonido hueco al momento de golpear la madera
 - Cambio de coloración en la madera más clara o más oscura
 - Olor a humedad o a moho
 - Presencia de insectos
- Síntomas en una madera atacada por insectos xilófagos:
 - Agujeros en la superficie
 - Túneles en la superficie
 - Presencia de larvas
 - Irregularidad en la superficie de madera
- Agentes patológicos bióticos:
 - A. Hongos
 - Moho: incoloro, no afecta la capacidad de resistencia de la madera, se acumula en la superficie con tonalidad blanquecina. (Ver Figura 20)



Figura 21 Presencia de moho en la madera
Fuente: (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

- Hongos cromógenos: no afecta la capacidad de resistencia de la madera siempre y cuando su existencia sea menor al 25%, cambia la coloración de

la madera a una tonalidad azulada, rojiza, parda, amarilla o verdosa. (Ver Figura 21)



Figura 22 Presencia hongos cromógenos en la superficie de la madera
Fuente: (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

- Hongos xilófagos: causan la pudrición de la madera, estos hongos son difíciles de detectar en la etapa inicial de su ataque, éstos permanecen ocultos en el interior, según avanza la pudrición la coloración y el peso de la madera disminuyen, por lo que la resistencia de la misma también baja pudiendo llegar a anularse.

Tipos de pudrición:

- a) Pudrición blanca o fibrosa. –los hongos se alimentan de la lignina y en menor grado de la celulosa. (Ver Figura 22)



Figura 23 Presencia de hongos xilófagos, pudrición blanca
Fuente: (Tknika, 2018)

- b) Pudrición gris, parda o cúbica. - los hongos se alimentan de la celulosa y no topan la lignina, es la más grave la madera se agrieta longitudinalmente y transversalmente. (Ver Figura 23)



Figura 24 Ejemplo de pudrición parda en una viga de madera

Fuente: <http://blog.simbolocalidad.com/patologias-madera-tratamiento>

- c) Pudrición blanda. – genera la degradación rápida de la celulosa superficial. (Ver Figura 24)



Figura 25 Presencia de hongos xilófagos, pudrición blanda

Fuente: (Tknika, 2018)

- B. Escarabajos: estos agentes que atacan a la madera también son conocidos como carcoma, polilla, gorgojo, entre otros. Pertenecen a las siguientes familias:
- Anóbidos: insectos circulares, miden entre 1 y 2 mm de diámetro, estos actúan en muebles antiguos y en piezas estructurales, se los puede detectar solamente cuando salen a la superficie puesto que forman orificios de salida entre 1,5 y 2mm de diámetro. El ataque en las estructuras se realiza únicamente en la albura es decir a una profundidad media de 4 a 5 cm. (Ver Figura 25)



Figura 26 Presencia de anóbidos en la madera

Fuente: <https://planosdecasasmodernas.com/como-combatir-los-insectos-de-la-madera-de-nuestra-casa/>

- Cerambícidos: pueden llegar a medir de 3 a 8 mm, son frecuentes en construcciones abandonadas con humedad, pueden llegar a ocasionar daños estructurales, atacan la albura de la madera debido a que se alimentan de su almidón, los orificios de salida son de forma ovalada con un diámetro entre 6 a 10 mm. (Ver Figura 26)



Figura 27 Presencia de anóbidos en la madera

Fuente: <https://www.termitas-y-carcoma.es/carcoma/>

- Lícidos: son también conocidos como polilla, son pequeños miden entre 1 y 2 mm al igual que los orificios de salida, atacan la albura de la madera, descomponen la madera provocando serrín, generalmente se encuentran en pisos de parquet, roble, fresno y olmo. (Ver Figura 27)



Figura 28 Presencia de lícidos en la madera

Fuente: <https://www.termitas-y-carcoma.es/carcoma/>

- Curculiónidos: son también conocidos como gorgojo, atacan si el contenido de humedad es superior o igual al 20%, atacan a la albura y el daño puede ser grave si previamente hubo la existencia de hongos porque puede llegar a afectar al duramen, los orificios de salida son de diámetro entre 1 y 2 mm, puede llegar a deteriorar las cabezas de vigas que han sido incrustadas en la albañilería. (Ver Figura 28)



Figura 29 Presencia de gorgojo en la madera

Fuente: <https://desinsectador.com/2014/07/28/gorgojo-taladrador-de-la-madera/>

2. Patologías de origen abiótico o fisicoquímico

Son agentes que pueden ocasionar daños severos en la madera si no son corregidos a tiempo. Causas:

- Deformaciones de la madera

El mal secado de la madera puede ocasionar deformaciones tanto radiales como tangenciales- en obra gruesa se puede tolerar deformaciones en la madera debido a la acción de la humedad en el ambiente, en cambio en obra fina como carpintería la madera debe ser colocada en ambientes completamente secos. Debido a la humedad en el ambiente es permitido en el interior de una vivienda una deformación de máximo 10 mm y en el exterior de 13 mm. (Ver Figura 29)

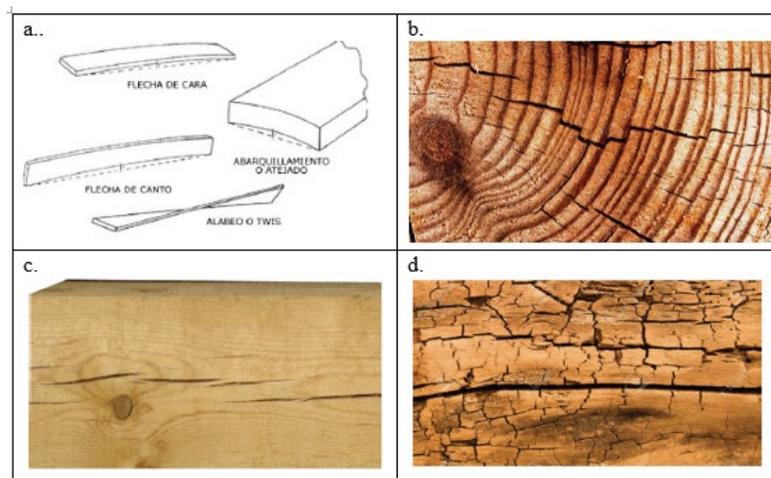


Figura 30: a. Tipos de curvatura; b. grietas en nudos de elementos de madera; c. Fisuras en la superficie de elementos de madera; d. grietas en elementos de madera

Fuente: (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

- Agentes atmosféricos
 - Agua. - La madera es capaz de captar humedad del aire, por lo que una de las causas principales del deterioro de la madera son las lluvias, la madera se hincha, se satura debido a que absorbe el agua con rapidez, lo que ocasiona fisuras. Para proteger la madera del agua se debe colocar resina impermeabilizante sobre la superficie.
 - Radiación solar. – provoca cambios en la coloración de la madera, oscurecimiento en tono marrón hasta grisáceo.
- Fuego. – la madera es un material combustible debido a que en la celulosa y la lignina existe oxígeno, hidrogeno y carbono, sin embargo, es necesario temperaturas mayores a 400°C para que la madera haga combustión, por lo que es resistente a altas temperaturas.
- Esfuerzos mecánicos. – el exceso de solicitaciones puede provocar fatiga y pérdida de resistencia en la madera, esto se puede deber a errores en el proyecto y en la ejecución del mismo, falta de mantenimiento, modificación del funcionamiento estructural, etc. Esto puede provocar rotura y colapso parcial o total de la estructura, el rompimiento de la madera es progresivo y no inmediato, por lo que genera sonidos para avisar que el colapso esta próximo. (Ver Figura 30)

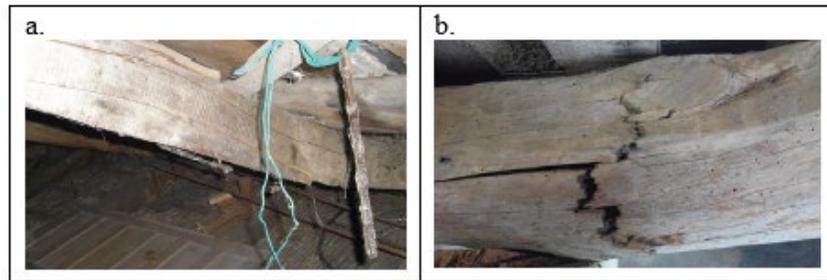


Figura 31: a. Rotura por exceso de peso en cubierta, b. Rotura de viga de madera
Fuente: (Reyes Ochoa & Zaruma Mochas, 2017)

2.4.3 La madera a lo largo del tiempo

El comportamiento de la madera ante cargas de larga duración según (Sánchez, 2016):

La madera cuando soporta cargas permanentes de larga duración resiste un 60% menos en comparación si soportara cargas de corta duración, por lo que se puede afirmar que la resistencia de la madera cambia con el tiempo, siendo una de las características únicas en este material, el ingeniero Lyman W. Wood en 1951 fue uno de los primeros en estudiar este comportamiento, desarrollando una curva que relaciona la resistencia de la madera en función del tiempo de duración de las cargas a las que está sometida, esta curva se la conoce como *Curva de Madison*, siendo es resultado de ensayos experimentales en los años 50 junto con los valores de resistencia de la madera en función del tiempo fueron tomados del Eurocódigo 5 actual, en esta curva se puede observar que la resistencia de la madera disminuye conforme aumenta el tiempo de exposición a las cargas, comportamiento que varía dependiendo del tipo y calidad de madera. (Ver Figura 31)

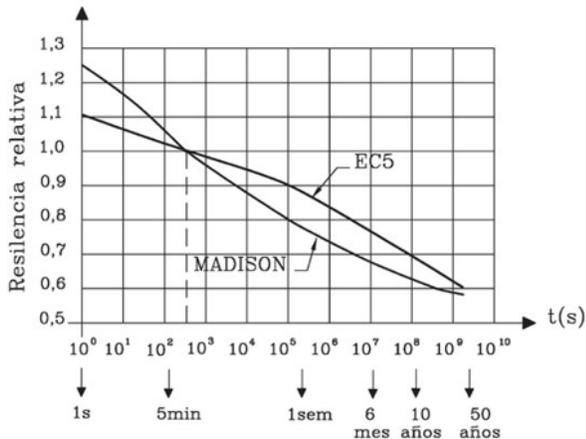


Figura 32 Curva Madison de Lyman W. Wood

Fuente: Principales maderas de coníferas en España. Características, tecnología y aplicaciones. S. Vignote. Madrid: Universidad Politécnica.

2.4.3.1 Duración de carga+ humedad ambiental= kmod

Además de la exposición a cargas, la humedad ambiental también es un factor decisivo para el cálculo de la resistencia de la madera. (Ver Figura 32)

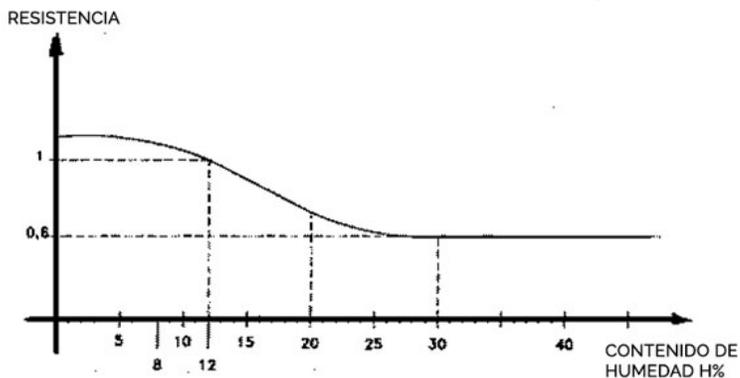


Figura 33 Resistencia mecánica de la madera según el contenido de humedad

Fuente: (Sánchez, 2016)

Tanto la duración de la carga como el contenido de humedad se unen en un factor de modificación de la resistencia característica del material llamado K_{mod} , siendo este fundamental en el diseño de estructuras de madera, porque puede reducir la resistencia del material inclusive hasta la mitad. (Ver Tabla 12)

Tabla 12
Valores factor K_{mod}

Material	Norma	Clase de Servicio	Clase de duración de la carga				
			Permanente	Larga	Mediana	Corta	Instantánea
Madera Maciza	UNE-EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madera laminada encolada	UNE-EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Fuente: Principales maderas de coníferas en España. Características, tecnología y aplicaciones. S. Vignote. Madrid: Universidad Politécnica.

Para el cálculo de propiedad de la madera o de materiales a base de madera se utiliza la fórmula mostrada en la ecuación 1, según (CTE DB-SE-M):

$$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{Y_M} \quad Ec. 1$$

Dónde:

X_d = Valor de cálculo de la propiedad del material

X_k = Valor característico de la propiedad del material

Y_M = Coeficiente parcial de seguridad del material

2.4.4 Comportamiento de la madera en estructuras de adobe

La madera en las estructuras es usada estructuralmente en vigas principales, vigas secundarias, vigas de amarre, dinteles y también es usada de manera no estructural como en puertas, pasamanos y demás elementos decorativos. (Rohan, 2018). (Ver Figura 33)

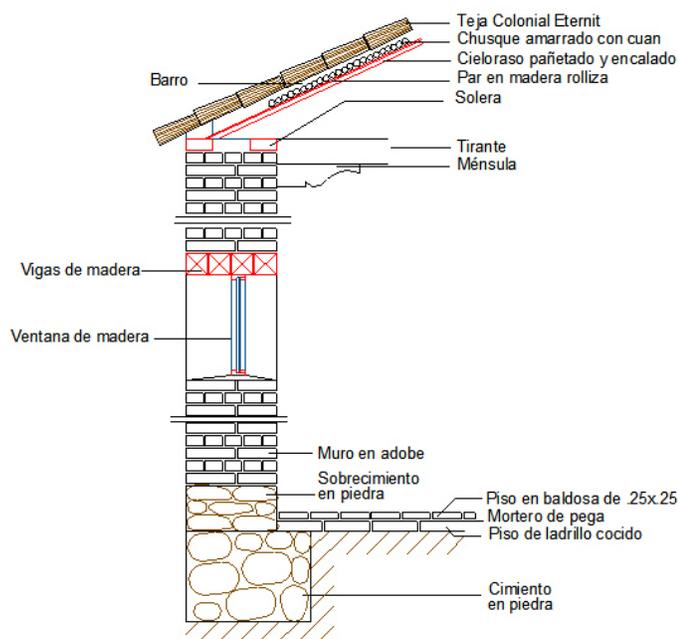


Figura 34 Uso de madera en estructuras de adobe
Fuente: (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007)

Viga collar: El uso de madera en la viga collar o viga corona es importante en estructuras de adobe, puesto que amarra los muros formando una estructura tipo caja. (Ver Figura 34). La viga collar es formada por dos piezas de madera rolliza, labrada. Viga que irá colocada sobre una capa de barro, las dimensiones mínimas de este tipo de vigas son de 4plg por 4plg, unidas por travesaños igualmente de madera cada 1.20m. (Baldivia Barreto, 2016)

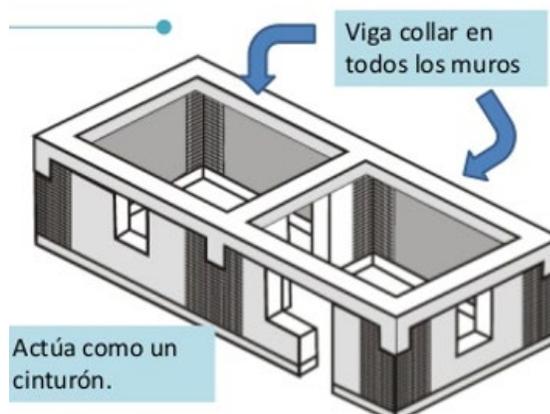


Figura 35 Vigas corona en estructura de adobe
Fuente: (Baldivia Barreto, 2016)

Refuerzos de madera en muros de adobe: los refuerzos de confinamiento de madera tienen un buen desempeño sísmico, aumentan la capacidad de deformación en el rango no lineal y la resistencia máxima del sistema estructural. Estos refuerzos deben colocarse de manera horizontal y vertical, tanto en la cara externa como en la cara interna del muro, la unión de estos elementos se lo hace mediante platinas de acero. La compatibilidad de deformaciones entre el adobe y la madera se garantiza mediante la colocación de pernos cada 50cm y puntillas convencionales clavadas para de esta manera proporcionar una superficie de contacto rugosa. (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007) (Ver Figura 35)

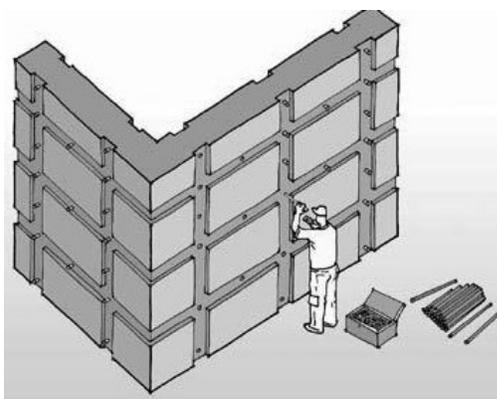


Figura 36 Refuerzos de madera en muros de adobe
Fuente: (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007)

Entrepisos de madera: el entre piso está conformado por vigas corona que se encuentran alrededor de muro cargueros, y sobre estas vigas se encuentran las vigas cargueras. (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007) (Ver Figura 36, Figura 37)

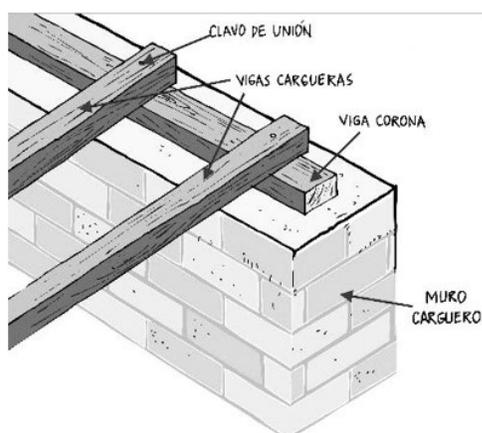


Figura 37 Viga corona sencilla con vigas de carga
Fuente: (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007)

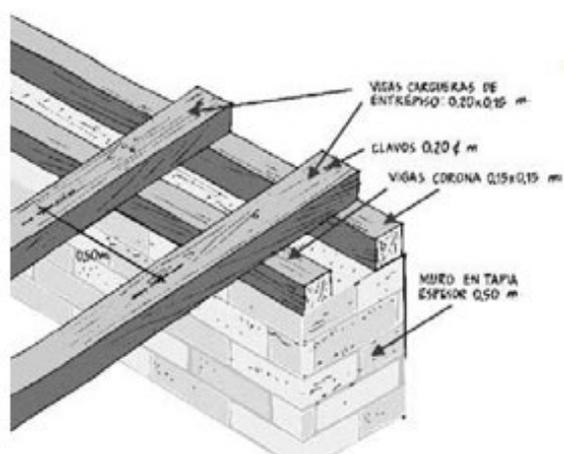


Figura 38 Viga corona doble con vigas de carga
Fuente: (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007)

Cubierta de madera: la cubierta más tradicional es la conocida como de "par y nudillo", cuyos elementos se muestran en la Figura 38, a nivel de entechado son comunes las capas de tierra sobre el encañado y sobre este último tejas de arcilla cocida. (Yamín, Bernal , Reyes, & Ruiz, 2007)

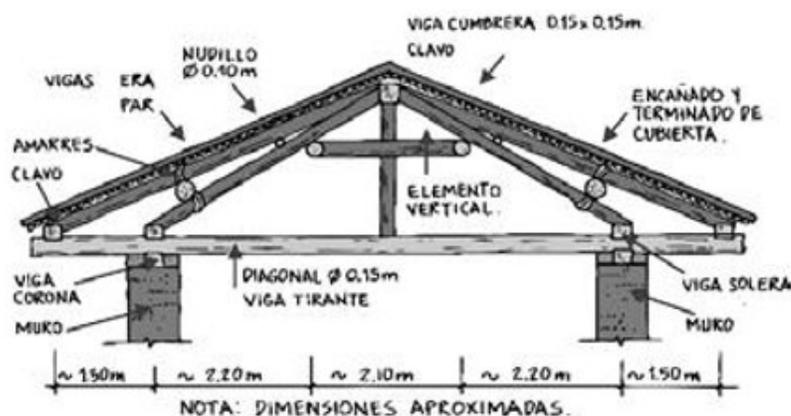


Figura 39 Elementos principales de cubiertas de madera en estructuras de adobe
Fuente: (Yamín, Bernal, Reyes, & Ruiz, 2007)

2.5 Características de la piedra

La piedra es un material naturalmente estructural utilizado para la construcción de elementos monolíticos, formados por bloques o sellares sobrepuestos, es uno de los componentes más comunes para mampostería en edificios históricos. (Meli).

El tipo de piedra utilizada en las construcciones se la escoge en base a su durabilidad y la facilidad que brinda al ser trabajada para darle una determinada forma, estas dos propiedades mencionadas van de la mano con la densidad del material, su resistencia no es un factor crítico para su selección. (Meli).

Clasificación de piedras:

- Rocas ígneas: son formadas por la consolidación del magma fundido, son duras y difíciles de trabajar, por este motivo se la utiliza para los grandes bloques y formas simples. (Meli).
Ejemplos de rocas ígneas y sus aplicaciones en la construcción según (Guerrero, 2014).
 - Granito: Es utilizada en adoquines, grava, acabados de piso, fachadas de cocina, baño y chimeneas.
 - Basalto: Es utilizado para el afirmado de vías de tren, construcciones bajo el agua, enladrillados pequeños y en forma de grava en carreteras.
 - Pumita o piedra pómez: Es utilizada para la construcción de muros para detener la tierra o para dividir propiedades, también es utilizada en la producción de cemento y de hormigones ligeros.

- Diorita: es una piedra suave que en la construcción se la utiliza como un agregado.
- Rocas sedimentarias: este tipo de rocas están formadas por la descomposición y sucesiva reconsolidación de las rocas ígneas, este tipo de rocas son más trabajables, son bastante utilizadas en la construcción, son fáciles de cortar y labrar, entre estas rocas se tienen las areniscas y las calizas. Este tipo de rocas son más débiles en la dirección perpendicular a la del lecho de depósito, se las corta en esa dirección y en la otra se aplican las cargas cuando se las utiliza como elemento estructural. (Meli).
Ejemplos de rocas sedimentarias y sus aplicaciones en la construcción según (Guerrero, 2014).
 - Laja: Es utilizada en pisos, fachadas de paredes y chimeneas, resistente al calor y buen aspecto.
 - Travertino: Utilizada para fachadas y como roca ornamental.
 - Caliza: Es utilizada como grava para caminos en zonas de alta humedad, también es utilizada en mampostería, sillería, fachadas, elementos de ornamentación, hormigones y la fabricación de cal y cemento.
- Rocas metamórficas: estas rocas son formadas debido a las transformaciones químicas de las rocas ígneas y metamórficas, también debido al calor o presión. Entre este tipo de rocas se tiene el granito. (Meli).
Ejemplos de rocas metamórficas y sus aplicaciones en la construcción según (Guerrero, 2014).
 - Mármol: Ampliamente utilizada en la construcción, desde cimientos hasta elementos ornamentales, es una piedra de color totalmente blanco.
 - Pizarra: Es una piedra oscura, utilizada para la obtención de placas planas e impermeables de escaso grosor, empleadas en mampostería y recubrimientos de exteriores e interiores.

En cuanto a las propiedades mecánicas de las piedras utilizadas para la construcción se tiene los siguientes valores, obtenidos a partir de ensayos de probetas cúbicas o cilíndricas con relación entre uno y dos de altura a base. (Meli).

- Resistencia a compresión varía entre 100 y 1000 Kg/cm².
- Resistencia a tensión es del orden de una décima de la resistencia a compresión.
- Módulo de elasticidad cercano a 1000 veces la resistencia a compresión.

Los esfuerzos resistentes que tienen los elementos estructurales son relativamente menores a los antes mencionados debido a que la fricción entre las placas de la máquina de prueba y la probeta restringe la expansión transversal y limita el micro agrietamiento,

efecto que no existe en un elemento estructural por lo que la resistencia que resiste es menor a la de la probeta entre un 10% y 20%, según el tipo de piedra (Ver Figura 39). (Meli).

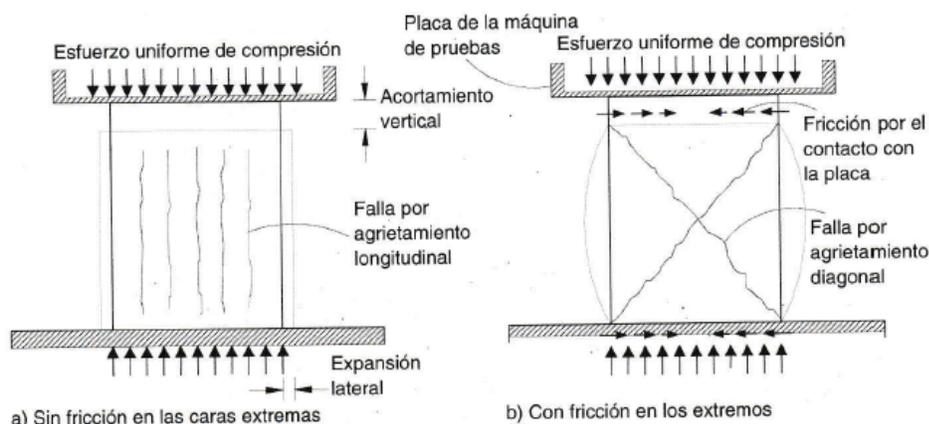


Figura 40 Modo de falla de un material pétreo a sometido a compresión
Fuente: (Meli).

En la Tabla 13 se presentan las resistencias mínimas a compresión de ciertas rocas:

Tabla 13

Resistencia mínima a compresión de ciertas rocas (según norma DIN 1053)

Resistencia mínima a compresión de ciertas rocas (según NORMA DIN 1053)		
Grupo	Tipo de rocas	Resist. Min. A compresión (Kg/cm ²)
A	Caliza, travelino, tobas volcánicas	200
B	Areniscas blandas y calizas arcillosas	300
C	Calizas compactas, dolomitas, mármol, basalto	500
D	Areniscas cuarzosas (con cemento silíceo)	800
E	Granito, sirenita, dioria, pórfido, diabasa, basalto (rocas ígneas en general)	1200

Fuente: (Meli).

Según (Meli) Existen diferentes tipos de elementos de piedra, entre los cuales se tienen (Ver Figura 40):

- Monolito: elemento de un solo bloque de piedra, sin uniones.
- Columna de bloques: grandes piedras se encuentran sobrepuestas en seco, o con una delgada capa de mortero.
- Columna de sillares: tiene delgadas juntas horizontales y verticales de mortero.

La parte interna de estos elementos generalmente está compuesta de material de menor calidad.

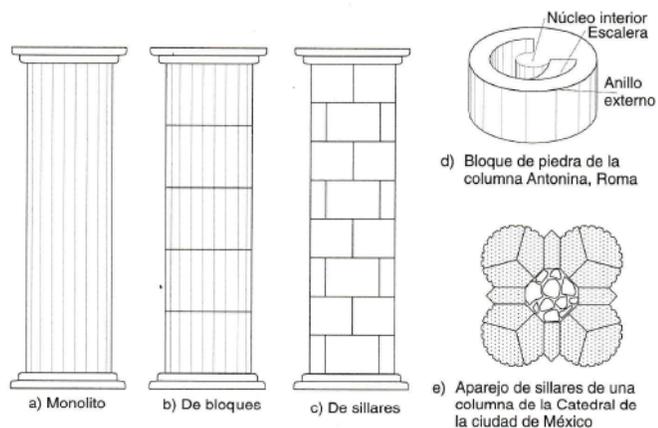


Figura 41 Tipos de elementos de piedra.

Fuente: (Meli).

En la Figura 41 se muestran las columnas de piedra de la vivienda patrimonial en estudio, se puede observar que se trata de columnas de bloques de piedra del tipo basalto. (Ver Tabla 14)

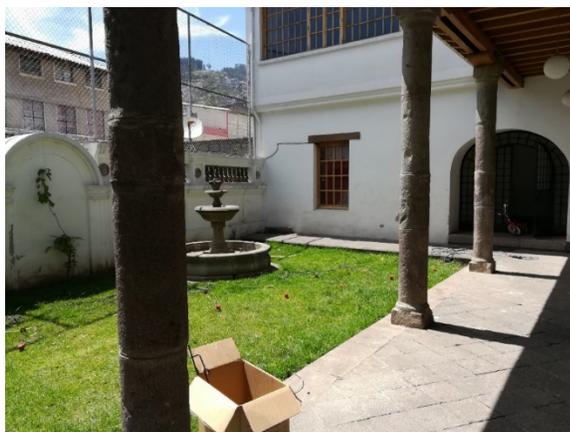


Figura 42 Columnas de piedra de la vivienda patrimonial en estudio

Tabla 14
Caracterización del tipo de roca de la CAEL

#	Característica	Piedra de CAEL	Basalto	Cumple/ No cumple	Andesita	Cumple/ No cumple
1	Clase	Roca ígnea	Roca ígnea	Cumple	Roca ígnea	Cumple
2	Subclase	Roca dura	Roca dureza media	No cumple	Roca dura	Cumple
3	Grupo	Volcánico	Volcánico	Cumple	Volcánico	Cumple
4	Otra categoría	Roca de grano fino, roca opaca	Roca de grano fino, roca opaca	Cumple	Roca de grano fino, roca opaca	Cumple
5	Textura	Afanítica a porfirítica	Vidrioso, masivo, porfídico, escoriácea, vesicular	No cumple	Afanítica a porfirítica	Cumple
6	Color	gris claro a oscuro	Negro, marrón, gris claro a gris oscuro	Cumple	azulado gris, gris, rosado, amarillo	No Cumple
7	Durabilidad	Durable	Durable	Cumple	Durable	Cumple
8	Resistente al agua	No	No	Cumple	No	Cumple
9	Resistente a rayaduras	Sí	Sí	Cumple	Sí	Cumple
10	Resistente a manchas	Si	Sí	Cumple	Sí	Cumple
11	Apariencia	Sin brillo y suave	Sin brillo y suave	Cumple	Sin brillo y suave	Cumple
12	Características	Áspera al tacto, roca antigua	Alta resistencia estructural contra la erosión y el clima, muy fino de roca de grano	No cumple	Áspera al tacto, alto contenido de sílice, es una de las rocas más antiguas	Cumple
13	Tamaño de grano	Grano fino	Grano fino	Cumple	Grano muy fino	No cumple

CONTINÚA 

14	Racha	Blanco a gris	blanco a gris	Cumple	blanco	No cumple
15	Porosidad	Menos porosa	menos porosa	Cumple	menos porosa	Cumple
16	Resistencia a compresión	322 kg/cm ²	150-420 (Kg/cm ²)	Cumple	400-3200 (Kg/cm ²)	No cumple
17	Transparencia	Opaco	Opaco	Cumple	Opaco	Cumple
Total				14/17	Total	13/17

Fuente: <http://rocks.comparenature.com/es/basalto-y-andesita/comparison-7-21-999> y observación en campo

Por lo tanto, se determina que el tipo de piedra utilizada en las columnas de la planta baja de la Casa de la Academia de la Lengua es piedra basáltica.

2.5.1 Propiedades físicas y mecánicas de la piedra basalto

Según (Pedrera Can Saboia S.L, 2018)

- Propiedades físicas
 - Coloración gris, gris oscuro y azulado.
 - Buena impermeabilidad.
 - Densidad: 2.8-2.9 g/cm³
- Propiedades mecánicas
 - Dureza: 4.8-6.5 Mohs
 - Alta resistencia a la compresión hasta 1800 Kg/cm²
 - Poco abrasiva
- Propiedades térmicas
 - Bajo coeficiente de dilatación térmica
 - Buena resistencia al fuego, soporta hasta 80°
 - Buena conductividad térmica

2.5.2 Patologías de la piedra natural en construcción

El deterioro de la piedra se puede dar por diferentes motivos, ya sean agentes externos como internos, entre los causantes se tienen el agua, el viento, los cambios bruscos de temperatura, la contaminación atmosférica, la incompatibilidad de materiales, uso inadecuado, poco mantenimiento, etc. (Itegranca, 2017)

Según (Itegranca, 2017) se tienen las siguientes patologías en la piedra:

Daños Observables

- **Modificación Cromática:** cambios de coloración, manchas, óxidos, verdinas, etc
 - **Formación de costras.** – es una acumulación de partículas en la piedra debido la transformación química de la misma ya sea por contaminación ambiental o por sales disueltas. (Ver Figura 42)



Figura 43 Formación de costras en la piedra

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/21252/>

- **Oscurecimiento:** se da debido a la eflorescencia en periodo de cristalización con el polvo atmosférico, industrial, smock, etc, por lo tanto, esta patología se da más en los primeros pisos y disminuye conforme aumenta la altura.
- **Eflorescencia:** capa cristalina de sales solubles, color blanquecino debido a la evaporación del agua conteniendo sales solubles. (Ver Figura 43)



Figura 44 Eflorescencia en piedra

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/21252/>

- Suciedad, polvo
- Excoriaciones de la piedra
 - Exfoliación: pérdida del material en finas capas
 - Descamaciones: se pierde el material en forma de escamas de pez.
 - Placas: pérdida del material en forma más marcada, es decir un grosor considerable y homogéneo
 - Película: pérdida del material en menor cantidad que las placas
 - Ampollas: se pierde material en forma de burbujas estalladas (Ver Figura 44)



Figura 45 Presencia de ampollas en la piedra

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/21252/>

- Alveolización: conjunto de huecos que se forman debido a que la piedra está localizada en zonas aireadas. (Ver Figura 45)



Figura 46 Aleveolización en la piedra

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/21252/>

- Arenización: deterioro en forma de arena o polvo
- Fisuraciones y fragmentaciones: esta se da por cambios de temperatura o incremento de esfuerzos
- Presencia de microorganismos: musgos, algas, etc.

2.6 Vulnerabilidad y peligro sísmico

Ecuador es un país propenso a múltiples peligros encontrándose en una compleja conformación geológica y geodinámica debido a la complicada configuración morfológica y topográfica accidentada. Dentro de los fenómenos que golpean al país son los terremotos, las inundaciones, los deslizamientos y las sequías, siendo los sismos los de mayor peligro (Torres Barrera, 2015).

La historia narra que la provincia de Pichincha ha tenido que enfrentar varios eventos naturales tales como: temblores, caída de ceniza por la erupción de volcanes, inundaciones a causa de los fuertes inviernos, tormentas eléctricas, incendios forestales.

En América Latina hay ejemplos de que las estructuras de adobe presentan una alta vulnerabilidad sísmica, teniendo comportamientos inadecuados ante las fuerzas inducidas por los terremotos incluso los temblores moderados de tierra, derrumbándose de manera súbita, lo que ha producido un gran número de pérdidas humanas e importantes pérdidas económicas, culturales y patrimoniales. (Torres Barrera, 2015).

(Fierro, 2011) Dice que, aunque gran parte de las edificaciones históricas construidas a base de adobe siguen en pie hoy en día, la experiencia indica que este tipo de edificaciones son vulnerables a los terremotos, pudiendo llegar a ser afectadas por sismos de magnitudes intermedias y altas.

La fuerza de destrucción de un sismo depende de los siguientes parámetros: (Fierro, 2011).

- Magnitud
- Ubicación del epicentro, profundidad y distancia horizontal
- Geología y topografía del lugar
- Características del suelo
- Duración y frecuencia

Análisis estático simplificado según la Norma de Diseño Sismoresistente E-30 (SENCIC, 2997):

- a. Evaluar características sísmicas de la estructura analizada: determinación de posibles fallas.
- b. Determinar los sismos de análisis: determinación de sismos en función de su probabilidad de excedencia para diferentes años de exposición.

Según (Aguiar Falconí, Microzonificación sísmica de Quito, 2015) El espectro de diseño, DE, de la NEC-11, está asociado a un período de retorno de 465 años, en el diseño de una estructura.

En la Tabla 15 se indican 4 sismos propuestos por NEHRP (2003) para verificar el desempeño de una estructura. Al sismo de diseño, se lo ha denominado como raro y al sismo máximo como muy raro.

Tabla 15

Sismos de análisis de acuerdo a FEMA 273 y NEHRP (2003)

Sismo	Vida útil	Probabilidad de excedencia	Período de retorno
Frecuente	50 años	50%	75 años
Ocasional	50 años	20%	225 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro (*)	50 años	2%	2475 años

(*) Recomendación para el sismo máximo propuesto por NEHRP (2003)

Fuente: (Aguiar Falconí, Microzonificación sísmica de Quito, 2015)

- c. Modelar y analizar la estructura para obtener las demandas de esfuerzos: las estructuras de adobe no presentan esfuerzos horizontales ni verticales que conecten los techos con los muros, las fuerzas sísmicas no se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de los muros. El análisis se realiza para solicitaciones como flexión, volteo, corte, verificando los esfuerzos actuantes en cada muro.

d. Factores capacidad- demanda: ecuación 2

$$\text{Factor capacidad – demanda} = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}} \quad \text{Ec. 2}$$

Si:

Factor capacidad – demanda < 1; El muro no soporta la sollicitación, sufre daño.

Factor capacidad – demanda > 1; El muro conserva estabilidad, daños reparables.

e. Evaluar la vulnerabilidad sísmica: de acuerdo a los niveles de desempeño de la estructura, según Structural Engineers Association of California (SEAOC):

- Completamente operacional: cuando los muros y tabiques no presentan daño que alteren su rigidez.
- Operacional: pequeños daños en la estructura, manteniendo rigidez.
- Supervivencia: daño estructural importante, la reparación es posible, la estructura conserva parte de su resistencia lateral.
- Cerca al colapso: la estructura ha perdido casi toda su rigidez, elementos importantes en peligro.
- Colapso: la estructura colapsará cuando sus muros fallen por flexión, corte o volteo, perdiendo la estabilidad de la misma.

2.6.1 Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones- FEMA 154

El FEMA 154 sirve para la evaluación visual rápida de peligro sísmico en las edificaciones, permite calificar a las mismas en tres diferentes grupos, los cuales son: edificios de baja vulnerabilidad en cuanto a daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo, edificios de vulnerabilidad media y los edificios de vulnerabilidad alta. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

En la Figura 46 se muestra el formulario del FEMA 154 que debe ser llenado por el profesional evaluador de la edificación, los parámetros a llenar son los siguientes:

- Datos de la edificación
- Datos del profesional
- Fotografía de la fachada de la edificación
- Esquema en planta y en elevación de la edificación
- Sistema estructural
- Puntajes básicos
- Modificadores
- Puntaje final S
- Observaciones

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES													
DATOS DE LA EDIFICACION:													
Dirección:													
Nombre de la edificación:													
Sitio de referencia:													
Tipo de uso:													
Fecha de evaluación:													
Año de construcción:													
Año de Remediación:													
Área Construida (m ²):													
Número pisos:													
DATOS DEL PROFESIONAL													
Nombre del evaluador:													
C. I.:													
Registro ERUSCYT:													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION							FOTOGRAFIA						
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	WL	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico Acero laminado	31								
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C1	Pórtico Acero laminado con diagonales	32								
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C1	Pórtico Acero Doblado en frío	33								
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero laminado con muros estructurales de hormigón armado	34								
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	35								
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipología del sistema estructural	WL	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	31	32	33	34	35
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.3	1.8	2.1	2.5	1.5	2.4	2.6	3	2	2.5	2
ALTURA DE LA EDIFICACION													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.4	0.5	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.5	0.5
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION													
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1
Irregularidad en planta	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes del 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.5	-1	-0.5	-0.5	-0.5	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	1.2	1	1.4	1.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.4	1
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
S<2.0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2.0<S<2.5	Medie vulnerabilidad												
S>2.5	Baja vulnerabilidad												
OBSERVACIONES:													Firma responsable de evaluación

Figura 47 Formulario: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones

2.6.2 Metodología italiana para el cálculo del índice de vulnerabilidad- Método Benedetti y Petrini 1984

Esta metodología para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica fue presentada por los italianos Benedetti y Petrini, a partir de los estudios realizados a las edificaciones afectadas por los terremotos ocurridos desde 1976 en las diferentes ciudades de Italia, este método consta de 11 parámetros a los cuales se los califica desde la A hasta la D, siendo A el caso más óptimo y D el caso más desfavorable. Para la cuantificación del índice de vulnerabilidad a cada letra se le asigna un valor que va desde 0 (caso óptimo) hasta 45 (caso desfavorable), el índice de vulnerabilidad se define en una escala continua entre 0 y 382,5.

2.6.2.1 Parámetros para levantar el índice de vulnerabilidad

La fuente utilizada para la definición de los 11 parámetros es (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

1. Tipo y organización del sistema resistente

En este punto se evalúa la conexión que existe entre vigas de amarre y elementos resistentes verticales. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

- A) Estructura construida bajo normas sismo-resistentes
- B) Estructura que presenta buenas conexiones entre vigas collar y muros
- C) Estructura que no cumple con el punto B, pero que si tiene buena ligazón entre muros ortogonales
- D) Estructura que no presenta buena ligazón entre muros

2. Calidad del sistema resistente

Evalúa el tipo de mampostería, material y homogeneidad. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

- A) Mampostería de ladrillo, bloque, piedra bien tallada, unidades homogéneas a lo largo de todo el panel
- B) Mampostería de ladrillo, bloque, piedra bien tallada, unidades no muy homogéneas a lo largo de todo el panel
- C) Mampostería de piedra no muy bien talladas, ladrillo de mala calidad, unidades con mala ligazón entre ellas
- D) Mampostería de piedra y ladrillo de mala calidad, unidades con mala ligazón.

3. Resistencia convencional

Este punto evalúa la resistencia que puede tener una estructura frente a cargas horizontales, mediante el coeficiente sísmico C , que es la relación entre la fuerza máxima resistente horizontal y el peso de la estructura. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

El coeficiente sísmico C se calcula mediante la expresión mostrada en la ecuación 3, y sus diferentes términos se presentan de la ecuación 4 a la 8.

$$C = \frac{\alpha_0 t_k}{qN} \sqrt{1 + \frac{qN}{1.5\alpha_0 t_k(1+\gamma)}} \quad \text{Ec. 3}$$

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Donde:

N : número de pisos

t_k : Resistencia cortante de la mampostería (Ver Figura 47)

Tipo de material	Esfuerzo cortante
ladrillo macizo, calidad regular	6 – 12 T/m ²
pedra mal tallada	2 T/m ²
pedra bien tallada	7 – 9 T/m ²
ladrillo macizo, buena calidad	18 T/m ²
bloque macizo, mortero-cemento	18 T/m ²
mampostería nueva, ladrillo macizo	20 T/m ²
mampostería nueva, bloque macizo	20 T/m ²
mampostería nueva, ladrillo/bloque hueco	18 T/m ²

Figura 48 Valores recomendados de esfuerzo cortante máximo para mampostería

Fuente: Tabla 3.1 (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

$$A = \min[A_X; B_X] \quad \text{Ec. 4}$$

$$B = \max[A_X; B_X] \quad \text{Ec. 5}$$

$$\alpha_0 = \frac{A}{A_T} \quad \text{Ec. 6}$$

$$\gamma = \frac{B}{A} \quad \text{Ec. 7}$$

$$q = \frac{(A+B)h}{A_T} * P_m + P_s \quad \text{Ec. 8}$$

A_T : Área total en planta

A_X : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido X

A_Y : Es la suma de áreas resistentes de los muros en planta en el sentido Y

h : Es el promedio de alturas de los entrepisos

P_m : Peso específico de la mampostería [T/m³]

P_3 : Peso del entrepiso en [T/m²]

Se divide para 0.4 el coeficiente sísmico para normalizarlo, como se muestra en la ecuación 9.

$$\alpha = \frac{c}{0.4} \quad \text{Ec. 9}$$

Calificaciones:

- A) Estructuras con valor de $\alpha > 1$
- B) Estructuras con valores entre $0.6 \leq \alpha < 1$
- C) Estructuras con valores entre $0.4 \leq \alpha < 0.6$
- D) Estructuras con valores entre $\alpha < 0.4$

4. Posición del edificio y de la cimentación

En este punto se evalúa mediante inspección visual la influencia del terreno y de la cimentación. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

- A) Estructura cimentada sobre terreno estable, pendiente < 10% y con todo el plano de cimentación en la misma cota, no existiendo terraplenes.
- B) Edificio cimentado sobre roca con pendiente entre el 10% y el 30% ó sobre suelo blando con pendiente entre el 10% y el 20%, la diferencia máxima entre las cotas de la cimentación es de 1m y no existen terraplenes no equilibrados.
- C) Cimentado sobre suelo blando con pendiente entre el 20% y el 30% o sobre terreno rocoso con pendiente entre 30% y el 50%; la cota máxima entre las cotas de cimentación no supera 1m y existen terraplenes no equilibrados.
- D) Cimentado sobre suelo blando con pendiente no menor al 30% o rocoso con pendiente no menor al 50%, las cotas de cimentación superan un metro y existen terraplenes no equilibrados.

5. Forjados horizontales

Se evalúa las conexiones entre forjados horizontales y elementos verticales. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

- A) Con sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza cumpliendo las tres condiciones siguientes:
 - 1.- Deformabilidad despreciable en el plano del forjado o diafragma
 - 2.- Conexión eficiente entre sistema de forjado y panel
 - 3.- No existen planos a desnivel
- B) Estructuras del tipo A sin cumplir la condición 3.
- C) Estructuras del tipo A sin cumplir las condiciones 1 y 3.
- D) Estructuras con sistemas de forjados de cualquier naturaleza, sin cumplir ninguna de las condiciones de los del tipo A.

6. Configuración en planta

Se evalúa la configuración en planta de la estructura, lo que determina el comportamiento de la misma ante acciones sísmicas. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Los parámetros β_1 y β_2 se muestran en las ecuaciones 10 y 11:

$$\beta_1 = \frac{a}{L} \quad \text{Ec. 10}$$

$$\beta_2 = \frac{b}{L} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

a= dimensión menor del edificio

L= dimensión mayor del edificio

b= dimensión de los elementos que sobresalgan de las dimensiones a y L

Las dimensiones a, b y L se pueden observar en la Figura 48

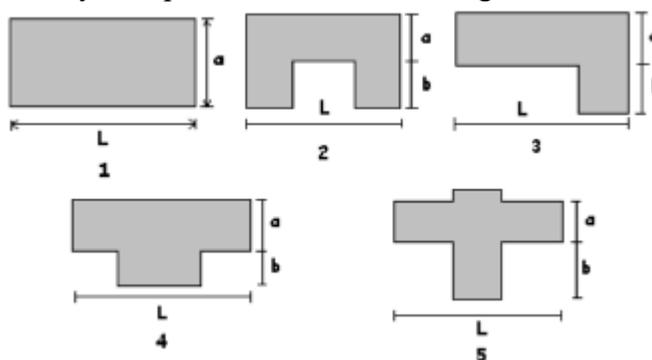


Figura 49 Parámetro evaluador de la configuración en planta

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Calificación:

A) Estructuras con valores de $\beta_1 \geq 0.8$ ó $\beta_2 \leq 0.1$

B) Estructuras con valores de $0.6 \leq \beta_1 \leq 0.8$ ó $0.1 \leq \beta_2 \leq 0.2$

C) Estructuras con valores de $0.4 \leq \beta_1 \leq 0.6$ ó $0.2 \leq \beta_2 \leq 0.3$

D) Estructuras con valores de $\beta_1 \leq 0.4$ ó $\beta_2 \geq 0.3$

7. Configuración en elevación

Evalúa las irregularidades en elevación de las estructuras. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Para la evaluación de las irregularidades en elevación se toma usa la siguiente relación: $\Delta M/M_1$

Donde:

ΔM : variación de masa

$$\Delta M = M2 - M1 \quad \text{Ec. 12}$$

$M2$ = masa piso superior

$M1$ = masa piso inferior

Es lo mismo que la relación T/H , como se observa en la Figura 49:

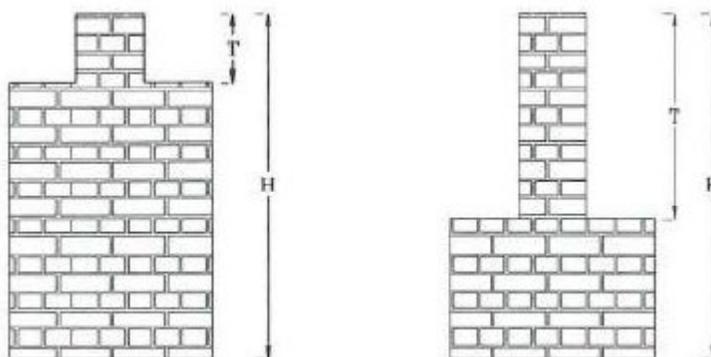


Figura 50 Configuración en elevación

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Calificación:

A) Estructuras con $-\Delta M/M1 < 10\%$

B) Estructura con una superficie de porche menor al 10% ó con $10\% \leq -\Delta M/M1 < 20\%$

C) Estructura con una superficie de porche entre el 10% y el 20% ó - $\Delta M/M1 > 20\%$ ó con $T/H < 2/3$

D) Estructura con una superficie de porche mayor al 20%, con $\Delta M/M1 > 0\%$ ó con $T/H > 2/3$

8. Espaciamiento máximo entre muros

Evalúa el espaciamiento excesivo entre muros transversales y muros maestros ó muros principales siendo esta relación L/S . (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Donde

L = espaciamiento máximo entre muros transversales

S = espesor muro principal

Calificación:

A) Estructuras con $L/S < 15\%$

B) Estructuras con valores $15\% \leq L/S < 18\%$

C) Estructuras con valores $18\% \leq L/S < 25\%$

D) Estructuras con valores $L/S > 25\%$

9. Tipo de cubierta

Este parámetro evalúa la influencia de la cubierta de la estructura en el comportamiento de la misma en un evento sísmico. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

(Ver Figura 50)

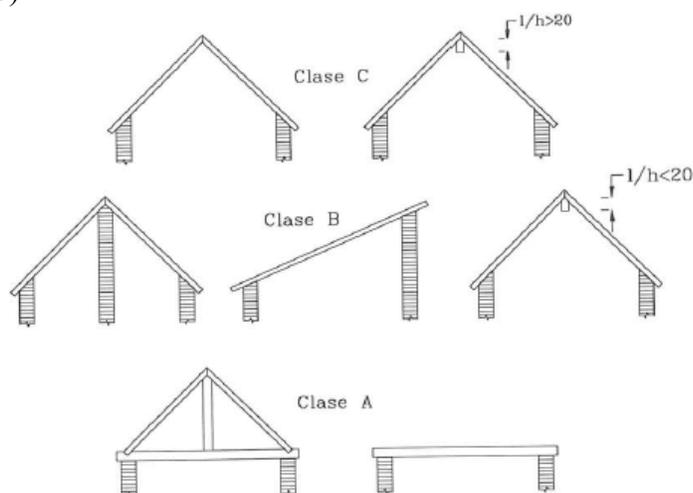


Figura 51 Tipologías de cubiertas

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Calificación:

- A) Cubierta estable con viga cumbrera o de soporte/ cubierta plana.
- B) Cubierta estable bien conectada a los paneles verticales, sin viga de soporte, cubierta parcialmente estable.
- C) Cubierta inestable con viga de soporte.
- D) Cubierta inestable sin viga de soporte.

10. Elementos no estructurales

En este punto se toman en cuenta los elementos no resistentes de la estructura que en un posible evento sísmico puedan provocar daños o heridos, tales como cornisas, parapetos, balcones, etc. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Calificación:

- A/ B) Edificios sin cornisa, parapetos ni balcones. Edificio 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 extremos a la estructura, de pequeña dimensión y mal conectados a la estructura principal
- D) Edificio con chimeneas o cualquier elemento externo a la estructura principal con peso considerable y mal conectado a la estructura, que pueden caer en caso de

terremotos. Edificio con balcones sin conexión a los forjados o con balcones contruidos en etapas posteriores a la de la construcción de la estructura, existiendo por ello un vínculo deficiente a los paneles de mampostería.

11. Estado de conservación

Este punto califica el estado de conservación de una estructura a través de los años de vida que esta pueda tener. (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Calificación:

A) Paneles de mampostería en buenas condiciones, sin daño visible

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 terremotos.

C) 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.

D) Paneles que presentan un grave deterioro en las características físicas de los materiales de construcción o con agrietamiento de espesor superior a 3 mm.

2.6.2.2 Cuantificación del índice de vulnerabilidad

El índice de vulnerabilidad sísmica se lo calcula mediante la siguiente ecuación 13:

$$I_V = \sum_{i=1}^{11} K_i * W_i \quad Ec. 13$$

Fuente: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

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

Este índice se lo obtiene una vez definidas las calificaciones A, B, C ó D de cada uno de los once parámetros presentados en el literal 2.6.1.1, mediante la Tabla 16:

Tabla 16*Escala numérica del índice de vulnerabilidad de Benedetti et al*

#	Parámetro	K_iA	K_iB	K_iC	K_iD	PESO K_i
	Organización del sistema					
1	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
	Posición del edificio y la					
4	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 entre muros	0	5	25	45	0.25
9	Tipo de cubierta	0	15	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: (Yépez, Barbat, & Canas, 1995)

Para la categorización de la estructura de mampostería en estudio se recurre a la Tabla 17

Tabla 17*Cuantificación del índice de vulnerabilidad*

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

Fuente: (Cadena, 2013)

3. CAPÍTULO III: CÁLCULOS

3.1 Estudio de suelos

3.1.1 Refracción sísmica

Los métodos sísmicos consisten en la localización de ondas elásticas propagadas a través del subsuelo en estudio y descubiertas en la superficie mediante geófonos es decir sensores, con la finalidad de conseguir una imagen en 1D, 2D o 3D del terreno analizado en base a las propiedades elásticas de los materiales por los que está compuesto. (Tresgeo S.A, 2014).

Entre los métodos sísmicos se tienen los de refracción y reflexión sísmica, en los cuales se mide el tiempo de dispersión de las ondas elásticas, desde un punto hasta los diferentes puntos de observación. Mediante un tendido sísmico o línea de refracción, que no es más que el tendido de geófonos o sensores colocados a cierta distancia. (Gálvez, 2015).

Las ondas elásticas propagadas pueden darse de manera natural es decir por el ruido ambiental a lo que se le llama método indirecto, o pueden provocarse de manera artificial con el uso de un martillo, explosivo, etc. a lo que se le llama método directo. (Tresgeo S.A, 2014).

Los métodos sísmicos son utilizados para la determinación de morfologías, espesores de las capas del subsuelo, estado de compactación, estimación de módulos elásticos de deformación, determinación de profundidades de cimentación, determinación de carga admisible, etc. (Tresgeo S.A, 2014).

El ensayo de refracción sísmica sirve para estudiar grandes áreas de manera rápida, permitiendo obtener distintos parámetros del terreno como los espesores de los estratos y las velocidades de las ondas P (ondas compresionales) y las ondas S (ondas de corte), para de esta manera determinar la estratigrafía del suelo, compacidad del subsuelo de fundación, definición del tipo de cimentación a utilizar, cota del suelo firme, rocas sanas y/o alteradas, nivel freático, etc. (Benites , Ganoza , Lázaro, Luna , & Sánchez , 2014).

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas se la hace mediante el análisis de un gráfico tiempo-distancia. (Benites , Ganoza , Lázaro, Luna , & Sánchez , 2014).

Equipo básico según (Benites , Ganoza , Lázaro, Luna , & Sánchez , 2014):

- Geófonos.- convierten las ondas de movimiento a señales eléctricas con frecuencia y amplitud. (Ver Figura 51)



Figura 52 Geófonos para ondas VS

Fuente: Foto tomada del equipo de refracción sísmica de la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE)

- Cable de geófonos de 110 metros. - conduce las señales eléctricas. (Ver Figura 52)



Figura 53 Cable de geófonos de 110 metros.

Fuente: Foto tomada del equipo de refracción sísmica de la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE)

- Sismógrafo modular.- recibe los impulsos eléctricos de los geófonos, los amplifica y los convierte de señales analógicas a señales digitales. (Ver Figura 53)



Figura 54 Sismógrafo Modular de 12 canales, Geometrics ES 3000.

Fuente: Foto tomada del equipo de refracción sísmica de la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE)

- Amplificadores sísmicos. - tienen alta fidelidad a las bajas frecuencias, generalmente se manejan señales de origen sísmico entre 2 y 200 ciclos por segundo. (Ver Figura 54)



Figura 55 Amplificadores sísmicos

Fuente: (Benites , Ganoza , Lázaro, Luna , & Sánchez , 2014).

- Fuente de energía sísmica o batería.- es la energía necesaria para obtener la información del subsuelo.
- Sistema de disparo o trigger.- manda las señales producidas por los golpes al programa computacional. (Ver Figura 55)



Figura 56 Martillo de golpe con sensor

Fuente: Foto tomada del equipo de refracción sísmica de la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE)

- Cable de extensión de golpe.
- Placas redondas si es para superficie dura o puntas si es superficie de césped.
- Computadora.- en el momento del ensayo se debe tener instalado el programa Geometrics Seismodule Controller para la adquisición de datos. (Ver Figura 56)



Figura 57 Fotografía del ensayo de sísmica de refracción, adquisición de los datos en el programa Geometrics Seismodule Controller

Para el ensayo de refracción sísmica se deben seguir los siguientes pasos:

- Planeación
- Operación y observación de campo
 - Determinación de la longitud del tendido, depende principalmente del espacio en campo que se tiene para realizar el ensayo. (Ver Figura 57)

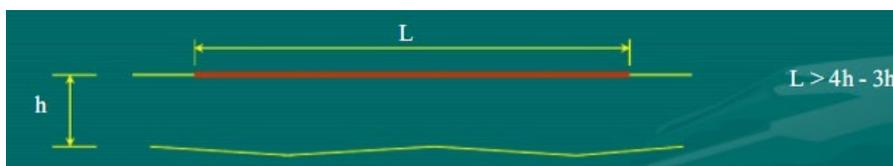


Figura 58 Longitud de la línea de tendido sísmico
Fuente: (Alva, 2017).

- Determinación de la geometría de los puntos de impacto. (Ver Figura 58)



Figura 59 Geometría de puntos de impacto.
Fuente: (Alva, 2017).

- Preparación de los datos
- Interpretación de los resultados

Procedimiento de ensayo según la norma ASTM D-5777:

1. Aislar el terreno en estudio de vehículos y personas ajenas al grupo de personas que se encuentran realizando el ensayo.
2. Detectar las condiciones del terreno, limpieza, topografía, clima, área disponible, drenaje natural, nivel de ruido, etc.
3. Identificar la cantidad, longitud y ubicación de las líneas de inspección.
4. Trazo de la línea de inspección debe ser una línea recta, mediante el uso de cinta métrica.

En el caso específico del ensayo de sismica de refracción realizado en la Casa de la Academia de la Lengua, el área disponible para dicho ensayo es el patio posterior, puesto que dicha área es de césped y no se ven involucrados elementos de la estructura que puedan sufrir posibles daños debido a los golpes que se deben dar en dicho ensayo, como es el caso del patio central que se encuentra rodeado de mamparas de vidrio laminado de colores.

En la Figura 59 se muestra el área donde se realizó el ensayo de sismica de refracción, como se puede apreciar es un área pequeña, la línea de tendido se la planteó de manera diagonal (Ver Figura 60) contando con 13 metros en total de espacio, por lo que se

situaron los geófonos con una separación de 1 metro entre cada uno de ellos, tomando en cuenta que se colocaron 12 canales.



Figura 60 Patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua, área para el ensayo de sísmica de refracción.



Figura 61 Trazo de la línea de inspección o refracción.

5. Colocación de geófonos a presión mediante placas si la superficie es dura como concreto o con puntas o espigas si la superficie es blanda como el césped. El área en estudio de la Casa de la Academia de la Lengua es de césped, permitiendo la colocación de los geófonos mediante puntas.
6. Se tiende el cable de conexión de los geófonos, en el lado izquierdo de la línea de geófonos, tomando como referencia la ubicación del sismógrafo (Ver Figura 61).



Figura 62 Tendido de cable de conexión de geófonos.

7. Verificación del funcionamiento de los geófonos conectados al cable conductor de señales, esta verificación se la realiza cuando todo el equipo se encuentra conectado y ubicado en su lugar, un integrante del grupo de los técnicos de campo debe pasar junto a cada uno de los geófonos mientras el técnico encargado del manejo del programa receptor verifica que se lean las señales.
8. Realización del método pasivo.
9. Generación de la energía sísmica en los puntos de disparo, mediante un martillazo. (Ver Figura 62)



Figura 63 Generación de la energía sísmica, mediante martillazos sobre placa metálica.

10. Realizar la adquisición de datos en la línea de refracción, cambiando la ubicación del punto de disparo que se modifica conforme se va avanzando en la inspección por refracción.

En la Tabla 18 se presentan los valores típicos de Vs y Vp según la Norma Norma ASTM D-5777

Tabla 18

Valores típicos de Vp y Vs

TIPO DE SUELO	(gr/cm²)	Vp (m/seg)	Vs (m/seg)
Suelos superficiales	1.2	250	90
Turba	1.2	250	90
Ceniza Volcánica	1.6	1.100	170
Limo	1.6	1.150	210
Arcilla	1.6	1.330	350
Arena	1.6	1.760	450
Arena fina	1.6	1.780	460
Arena mediana	1.6	1.810	600
Arena gruesa	1.6	1.700	300
Arena marina	1.6	1.350	360
Grava	1.7	1.910	510
Grava gruesa	1.8	22.580	650
Esquisto de barro, depósito o acarreo fluvial	1.7	1.750	550

Fuente: Norma ASTM D-5777

En la Tabla 19 se muestran los valores promedio de Vp según la Norma ASTM D-5777

Tabla 19*Valores Promedio de Vp*

Descripción	Velocidad Vp	
	pies/s	m/s
Suelo interperizado	800 a 2000	240 a 610
Grava o arena seca	1500 a 3000	460 a 915
Arena saturada	4000 a 6000	1220 a 1830
Arcilla saturada	3000 a 9000	910 a 2750
Agua	4700 a 5500	1430 a 1665
Agua de mar	4800 a 5000	1460 a 1525
Arenisca	6000 a 13000	1830 a 3960
Esquisto, arcilla esquistosa	9000 a 14000	2750 a 4270
Tiza	6000 a 13000	1830 a 3960
Caliza	7000 a 20000	2134 a 6100
Granito	15000 a 19000	4575 a 5800
Roca metamórfica	10000 a 23000	3050 a 7000

Fuente: Norma ASTM D-5777

Determinación de las constantes elásticas dinámicas según (Benites , Ganoza , Lázaro, Luna , & Sánchez , 2014):

- Módulo de Young o módulo de elasticidad: según la dirección de la fuerza este módulo define el comportamiento elástico del material. Ver ecuación 14.

$$E = 2(1 + \sigma)G \quad \text{Ec. 14}$$

- Módulo de Poisson: constante elástica. Ver ecuación 15.

$$\sigma = \frac{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 1\right]} \quad \text{Ec. 15}$$

- Módulo de corte: divide las deformaciones elásticas. Ver ecuación 16.

$$G = \rho Vs^2 \quad \text{Ec. 16}$$

3.1.1.1 Determinación del tipo de suelo mediante refracción sísmica

El programa SeisImager/SW analiza los registros de datos de fuente activo y de fuente pasivo, siendo los registros activos los provenientes de los golpes en la placa y los registros pasivos el ruido ambiental.

3.1.1.2 Método Activo

El método activo es cuando se imparte energía hacia la tierra mediante martillazos o golpes a determinadas distancias.

En el ensayo dependiendo del espacio disponible se colocan en el programa las distancias de los geófonos y de la placa metálica, para la lectura de los datos en cada golpe.

3.1.1.2.1 Método Activo 1D

A continuación se presenta el procesamiento del primer dato o primer golpe:

1. Procesamiento primer dato en programa Pick Win. Los datos in depurar (Ver Figura 63) y los datos de purados (Ver Figura 64)

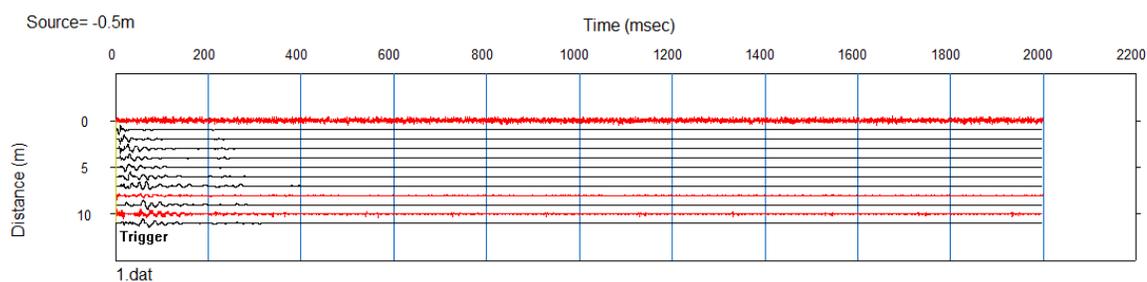


Figura 64 Procesamiento dato de primer golpe

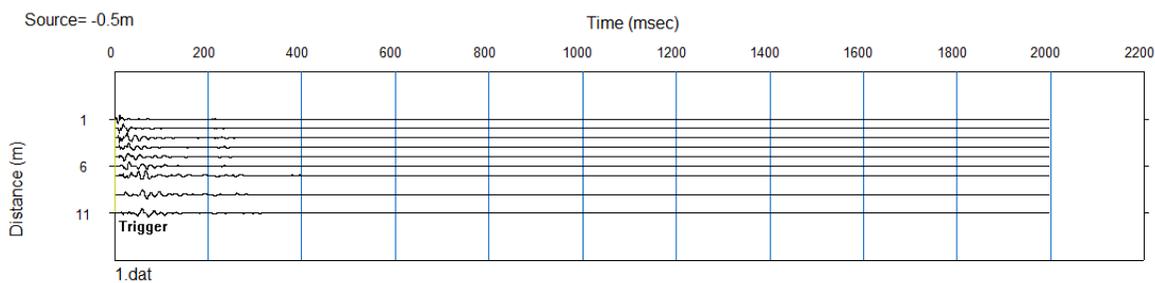


Figura 65 Depuración del .dat

Los datos para el método 1D se los procesa tomando en cuenta las siguientes configuraciones:

- Velocidad de fase máxima 1000 m/s
- Frecuencia mínima 5 Hz.
- Frecuencia máxima 30 Hz.

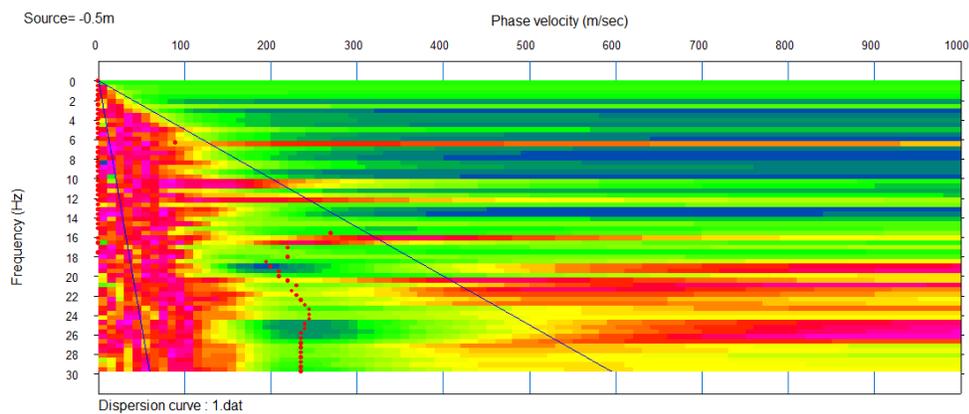


Figura 66 Gráfico velocidad de fase vs Frecuencia

Los puntos rojos (Ver Figura 65) son la máxima amplitud para cada frecuencia, lo cual define la curva de dispersión.

2. Procesamiento primer dato en programa WaveEq

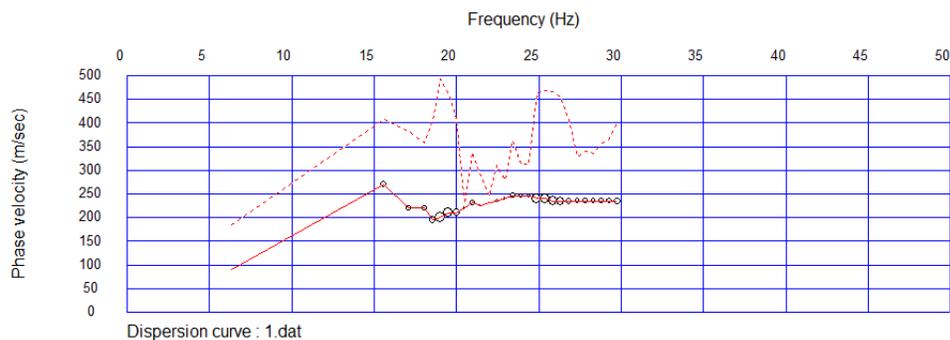


Figura 67 Curva de dispersión

Los puntos presentados (Ver Figura 66) son la comparación entre lo medido y lo calculado.

Luego se obtiene un modelo inicial del suelo, que debe pasar por un proceso iterativo para que el error sea el menor posible, de ésta manera se obtiene el modelo final del suelo, obteniendo para este caso un valor del $V_{s30}=177,5$ m/s. (Ver Figura 67).

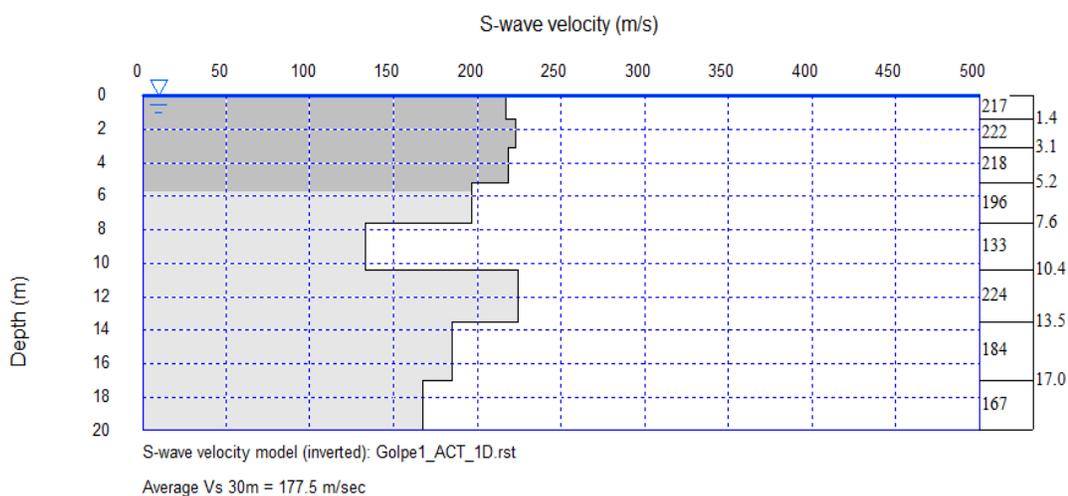


Figura 68 Modelo suelo con interacciones- Gráfico velocidad de onda vs profundidad
En la gráfica de la Figura 67 la parte oscura es la parte real que se calculó con el ensayo.

3.1.1.2.2 Método Activo 2D

Este método es más exacto y seguro que el método anterior, las configuraciones usadas para este método son similares al método 1D, con la diferencia de que en éste caso no se realizan las depuraciones .dat y la máxima frecuencia usada es de 40 Hz.

1. Procesamiento datos en programa Pick Win

En este método se puede visualizar la geometría de los geófonos y los golpes dados (Ver Figura 68), donde los puntos amarillos son los puntos donde se colocaron los geófonos y los puntos celestes los golpes realizados.

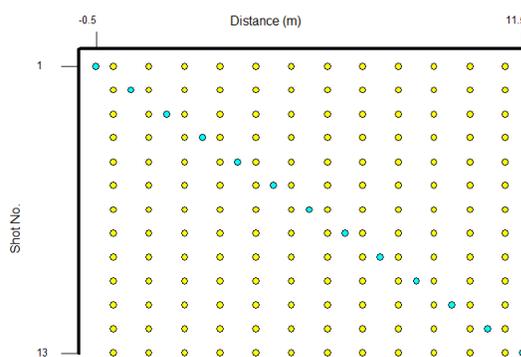


Figura 69 Geometría de geófonos

2. Procesamiento datos en programa WaveEq

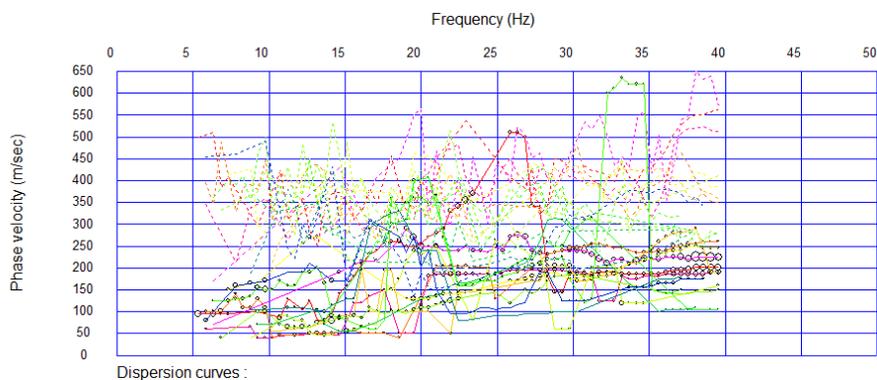


Figura 70 Curva de dispersión

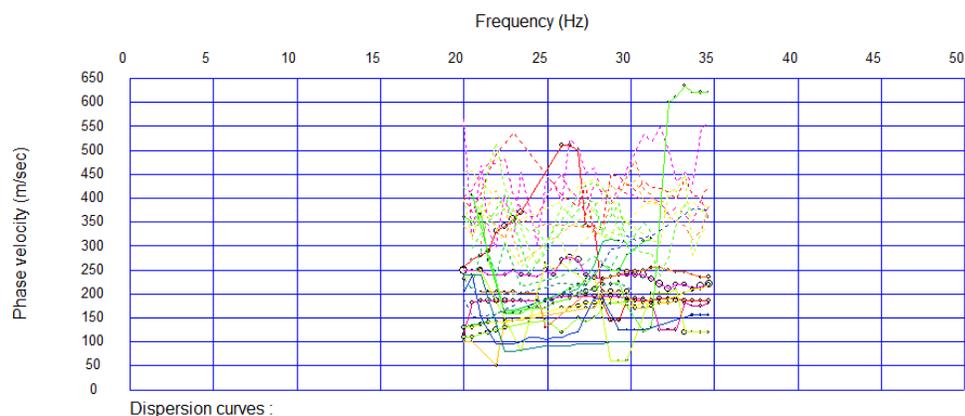


Figura 71 Curva de dispersión final

Luego se obtiene un modelo inicial del suelo, este debe pasar por un proceso interactivo para que el error sea el menor posible, de ésta manera se obtiene el modelo final del suelo, obteniendo para este caso un valor del $V_{s30}=298,7$ m/s. (Ver Figura 71).

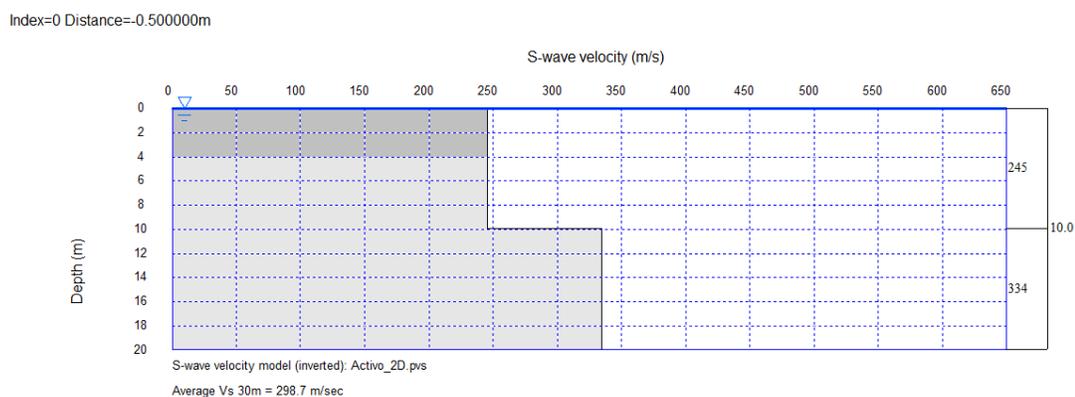


Figura 72 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad

3. Modelo de velocidad en programa Plotrefa-GeoPlot

Se presenta las diferentes velocidades de onda a las diferentes profundidades (Ver Figura 72)

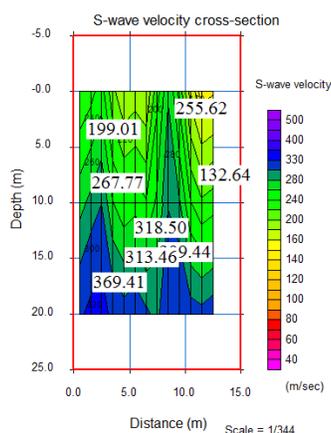


Figura 73 Modelo final del suelo

3.1.1.3 Método Pasivo

En este método se miden los datos son impartidos en la tierra mediante energía que se genera de manera no intencional que depende de factores aledaños al sitio en estudio como lo es el tráfico, el viento y las ondas de ruido. (Espinoza Larrea, 2017).

1. Procesamiento datos en programa Pick Win

La configuración en este método es similar a los métodos anteriores, sin embargo, las frecuencias utilizadas en este método son:

- Mínima frecuencia 2Hz
- Máxima frecuencia 15Hz

2. Procesamiento datos en programa WaveEq

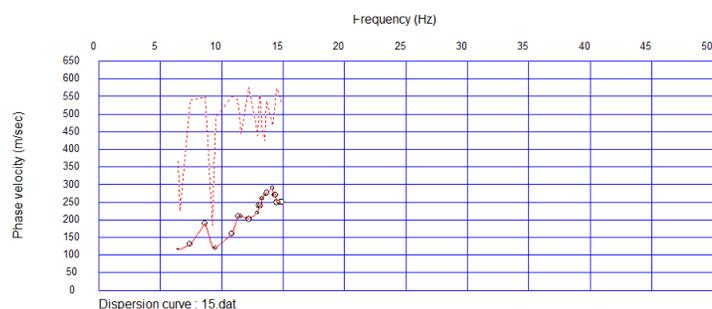


Figura 74 Curva de dispersión

Luego se obtiene un modelo inicial del suelo, este debe pasar por un proceso interactivo para que el error sea el menor posible, de ésta manera se obtiene el modelo final del suelo, obteniendo para este caso un valor del $V_{s30}=258,4$ m/s. (Ver Figura 74).

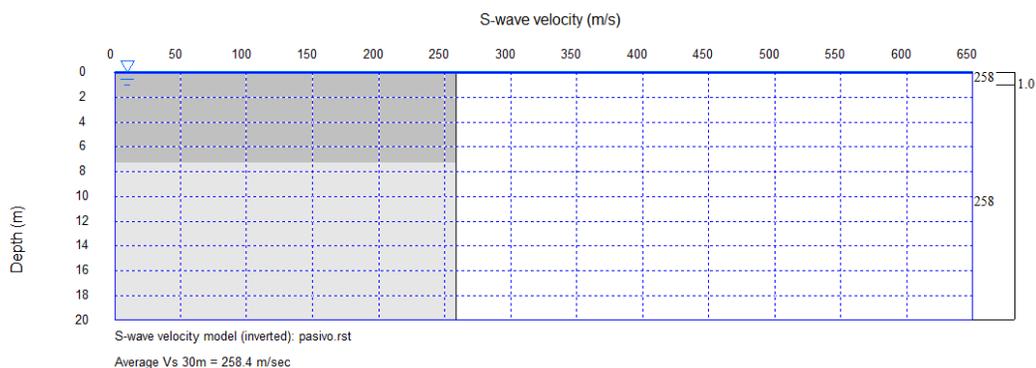


Figura 75 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad

3.1.1.4 Método Combinado

Con las curvas de dispersión de la fuente activa y pasiva se las combina, con lo cual se obtiene un modelo del suelo después de las iteraciones, obteniendo un $V_{s30}=245,9$ m/s (Ver Figura 75). Como se puede ver el suelo consta de dos capas.

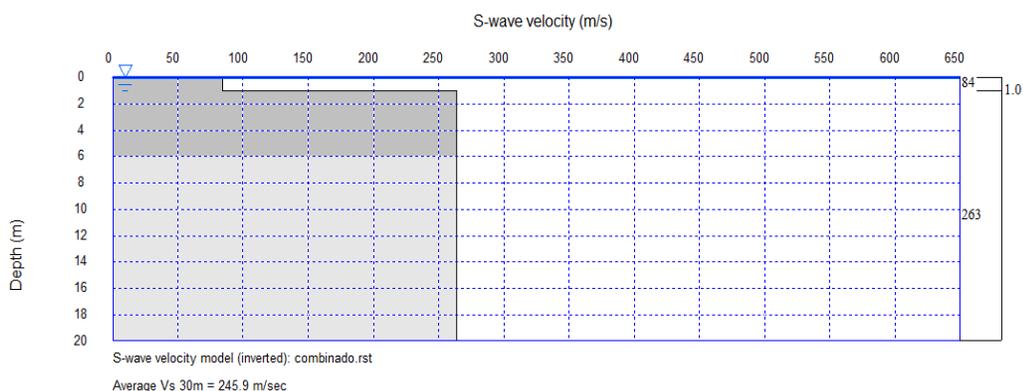


Figura 76 Modelo de suelo- Velocidad de onda vs profundidad

La velocidad de onda de corte a una profundidad de 30m o comúnmente llamada V_{s30} en este caso es de 245,9 m/s, con este dato se ingresa a la tabla que proporciona la NEC-SE-DS de los perfiles de suelo, dónde indica que el suelo pertenece a un tipo de perfil D. (Ver Figura 76)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s

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

CONTINÚA 

F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.

Figura 77 Clasificación de los tipos de suelo
Fuente NEC-SE-DS

Entonces en base al resultado obtenido mediante la sísmica de refracción y la Figura 76 se determina que la sección de estudio está compuesta por dos capas de estratos que corresponden a un perfil de suelo tipo D.

3.1.2 Ensayo SPT

Standar Penetration Test o ensayo de penetración estándar (SPT), es un ensayo en campo de penetración dinámica basado en la norma ASTM D 1586.

El SPT sirve para determinar la compacidad y la capacidad de soporte del suelo, tomar las muestras del suelo y hallar relación entre el número de golpes (N) y la compacidad. (Mayhuasca, 2018).

El SPT consiste en contar el número de golpes (N) que se dan para introducir en un estrato de suelo una cuchara partida (tomador de muestras cilíndrico).de 30cm de largo, con diámetro exterior de 51mm y un diámetro interior de 35mm, la toma de muestras de suelo naturalmente alterado se la realiza a diferentes profundidades, siendo estas

generalmente de metro en metro. La cuchara partida es introducida en el estrato mediante la aplicación de energía constante, es decir mediante golpes con una masa y altura de caída determinadas, siendo de 63,5 Kg y 76,2 cm respectivamente.

Este ensayo se lo realiza en terrenos con suelo arenoso y arcilla blanda. En terrenos conformados por grava, roca o arcilla consolidada el equipo de perforación podría sufrir daños (Trujillo, 2012).

Equipo necesario para el ensayo SPT, según Norma ASTM D 1586:

- Pesa de 140 lb. (63,5 Kg) con altura de caída de 30 plg (76,2 cm)
- Barras y brazos de perforación
- Cuchara partida o toma muestras cilíndrico (Ver Figura 77):
 - Largo: 50 cm
 - Diámetro exterior: 51 mm
 - Diámetro interior: 35 mm
 - Peso total: 70 N (16 lb)



Figura 78 Cuchara partida o toma muestras cilíndrico

- Trípode de carga (Ver Figura 78)
- Flexómetro
- Tiza
- Fundas de plástico
- Tarjetas de identificación para las muestras.



Figura 79 Equipo de penetración instalado en el patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua.

Procedimiento para la realización del ensayo SPT, según Norma ASTM D 1586:

- Se hinca 15 cm la cuchara vegetal para eliminar la capa vegetal.
- Se contabiliza el número de golpes (N) que se dan para meter 30 cm de la cuchara partida en el suelo.



Figura 80 Señalización del varillaje.

- El parámetro medido será: $N=N_1+N_2$
 - N_1 : número de golpes necesarios para hincar la cuchara partida los primeros 15 cm.

- N2: número de golpes necesarios para hincar la cuchara partida los siguientes 15 cm, es decir los 30 cm en total.
- Se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, se hace un chequeo visual en campo de la muestra y se la lleva a laboratorio para realizar los ensayos de contenido de humedad, granulometría y límites de consistencia. (Ver Figura 80).



Figura 81 Cuchara partida abierta, examen visual de las muestras de suelo obtenidas.
Casa Academia de la Lengua.

- Las muestras de suelo obtenido se las debe colocar en fundas plásticas herméticamente cerradas (doble funda para mantener la humedad natural), con las respectivas tarjetas de identificación que indiquen la localización, denominación del sondeo, fecha, número de muestra, profundidad del ensayo. (Ver Figura 81).



Figura 82 Muestras de suelo obtenido en el ensayo de la Casa de la Academia de la Lengua, colocadas en doble funda cada una, con su respectiva tarjeta de identificación.

- El número máximo de golpes necesarios para hincar 15 cm son 50. Si pasa este límite se dice que existe rechazo es decir que existe roca o suelo muy bueno. En este caso el resultado del ensayo deja de ser la suma que se indica anteriormente, se anota la

longitud hincada en el tramo, donde se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo se da por finalizado.

Cálculos, según Norma ASTM D 1586:

- Resistencia a la penetración:

$$Rp = N * 4 \quad Ec. 17$$

- Carga Admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{10} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad Ec. 18$$

- Grado de Compacidad en caso de suelos arenosos y la Consistencia en caso de suelos arcillosos (Ver Tabla 20):

Tabla 20

Relación entre N y la clasificación del suelo.

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la penetración estática	φ
Muy suelta	<0.2	<4	<20	<30
Suelta	0.2-0.4	4-10	20-40	30-35
Compacta	0.4-0.6	10-30	40-120	35-40
Densa	0.6-0.8	30-50	120-200	40-45
Muy Densa	>0.8	>50	>200	>45

Fuente: Norma ASTM D 1586

Tabla 21

Relación entre N y la clasificación del suelo.

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	q_u (Kg/cm²) Resistencia a la compresión simple
Muy blanda	<2	<0.25
Blanda	2-4.	0.25-0.50
Mediana	4-8.	0.50-1
Compacta	8-15.	1-2.
Muy compacta	15-30.	2-4.
Dura	>30	>4

Fuente: Norma ASTM D 1586

3.1.2.1 Determinación del tipo de suelo mediante Ensayo SPT

Este ensayo se lo realizó en el patio posterior de la edificación siendo éste el único espacio disponible con césped, en dicha área se realizaron dos huecos, tomando en cuenta la ubicación de las tuberías que por allí cruzan, para tener la precaución de no topar ninguna de ellas durante el ensayo. (Ver Figura 82).



Figura 83 Caja de revisión o pozo séptico ubicado en el patio posterior de la Casa de la Academia de la Lengua

Resultados obtenidos en campo:

En la Figura 83 y Figura 85 se presentan el número de golpes obtenidos en el ensayo, y en la Figura 84 y Figura 86 se presenta la descripción en campo de manera visual de las muestras obtenidas con la cuchara partida en cada uno de los huecos y tramos correspondientes.

HUECO 1- SPT 1			
		77,8 cm	altura total
		74,5 cm	10 golpes
			replanteo
			10+23=33 golpes
			estabilización
Profundidad (Z)	1 m	15 cm	3 golpes
		30 cm	3 golpes
		45 cm	4 golpes
		N=	7 golpes

Figura 84 Golpes obtenidos en el Hueco 1- SPT 1

DESCRIPCIÓN		SIMBOLOGÍA
Tramo 1	Coloración marrón, arena limosa, capa vegetal	
Tramo 2	Arena y grava, presencia de ladrillo	

Figura 85 Descripción de las muestras en forma visual en campo del Hueco 1-SPT 1

HUECO 2- SPT 2			
		79	altura total
		77	10 golpes
			replanteo
			10+9=19 golpes
			estabilización
Profundidad (Z)	1 m	15 cm	3 golpes
		30 cm	3 golpes
		45 cm	4 golpes
		N=	7 golpes

Figura 86 Golpes obtenidos en el Hueco 2- SPT 2

DESCRIPCIÓN		SIMBOLOGÍA
Tramo 1	Coloración marrón oscuro, arena limosa, capa vegetal	
Tramo 2	Grava 5 mm, material de mejoramiento arena limosa	

Figura 87 Descripción de las muestras en forma visual en campo del Hueco 2-SPT 2

Como se puede ver en ambos huecos se llegó solamente hasta la profundidad de 1 m debido a que se encontró material de mejoramiento, se dieron más de 15 golpes y la cuchara partida ya no penetró más, de tal manera que se dio por finalizado el ensayo.

Resultados obtenidos en laboratorio:

- Contenido de humedad de las muestras (Ver Figura 87)

MUESTRA	TARA	PESO TARA VACIA (g)	PESO TARA+ SUELO	PESO TARA+ SUELO SECO	PESO SUELO	PESO SUELO	PESO AGUA (g)	% DE HUMEDAD
SPT 1	15A	122,78	191,31	175,90	68,53	53,12	15,41	22,5%
SPT 2	17A	121,64	180,25	167,95	58,61	46,31	12,30	21,0%

Figura 88 Contenido de humedad de las muestras SPT 1 y SPT 2

- Cálculo granulométrico de la muestra del SPT 1 (Ver Figura 88), (Ver Figura 89), (Ver Figura 91)



Figura 89 Muestra natural obtenida del Hueco 1- SPT 1

ABERTURA TAMÍZ (mm)	TAMÍZ	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE PASA
19,050	3/4	9,32	2,44%	2,44%	97,56%
9,525	3/8	38,40	10,06%	12,50%	87,50%
4,760	4	67,00	17,55%	30,05%	69,95%
2,000	10	63,00	16,50%	46,56%	53,44%
0,840	20	46,10	12,08%	58,63%	41,37%
0,420	40	49,40	12,94%	71,58%	28,42%
0,250	60	27,20	7,13%	78,70%	21,30%
0,074	200	50,30	13,18%	91,88%	8,12%
	BASE	31,00	8,12%	100,00%	0,00%
	TOTAL	381,72	100,00%		

% GRAVA	30,05%
% ARENA	61,83%
% FINOS	8,12%

Figura 90 Granulometría SPT 1

Descripción: Arena (61,83%) con grava (30,05%) y pocos finos (8,12%), (Ver Figura 90)



Figura 91 Arreglo de tamices utilizados, muestras retenidas en cada tamiz, SPT 1

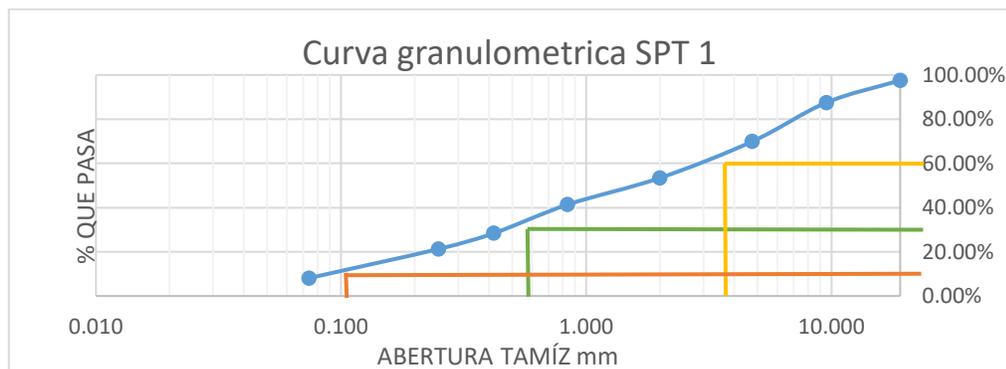


Figura 92 Curva granulométrica SPT 1

De la curva granulométrica (Figura 91), se obtienen los valores de los tamaños efectivos: D10, D30 y D60 para el cálculo del índice de curvatura y de compacidad respectivamente Cu y Cc, cuyas expresiones se encuentran en las ecuaciones 19 y 20:

D10	0,088
D30	0,49
D60	3,00

$$Cu = \frac{D60}{D10} \quad Ec. 19$$

$$Cu = \frac{3,00}{0,088} = 34,09 \quad \therefore \text{Suelo bien graduado para arenas}$$

$$Cc = \frac{D30^3}{D60 * D10} \quad Ec. 20$$

$$Cc = \frac{0,49^3}{3,00 * 0,088} = 0,45$$

- Clasificación SUCS para SPT 1

Más del 50% se retiene en el tamiz N200, más del 50% pasa por el tamiz N4, entre el 5% y el 12% pasa por el tamiz N200 entonces es arenas limpias con finos. SW-SC (arena bien graduada con arcilla) y SW-SM (arena bien graduada con limos), debido a los índices de plasticidad.

- Clasificación AASHTO para SPT1

Suelos granulares, menos del 35% pasa por el tamiz N200, grupo A-1, subgrupo A-1-b, cantos, gravas y arena, calificación excelente a bueno.

A-1: Mezcla bien graduada de gravas, arenas (gruesa y fina) y finos no plásticos o muy plásticos.

A-1-b: Suelos constituidos principalmente por arenas gruesas, con o sin material fino bien graduado.

- Cálculo granulométrico de la muestra SPT 2 (Ver Figura 92), (Ver Figura 93), (Ver Figura 95)



Figura 93 Muestra natural obtenida del Huevo 2- SPT 2

ABERTURA TAMÍZ (mm)	TAMÍZ	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE PASA
19,050	3/4	25,10	5,86%	5,86%	94,14%
9,525	3/8	52,60	12,29%	18,15%	81,85%
4,760	4	63,50	14,84%	32,99%	67,01%
2,000	10	72,50	16,94%	49,93%	50,07%
0,840	20	58,00	13,55%	63,48%	36,52%
0,420	40	41,20	9,63%	73,11%	26,89%
0,250	60	28,40	6,64%	79,74%	20,26%
0,074	200	48,50	11,33%	91,07%	8,93%
	BASE	38,20	8,93%	100,00%	0,00%
	TOTAL	428,00	100,00%		

% GRAVA	32,99%
% ARENA	58,08%
% FINOS	8,93%

Figura 94 Granulometría SPT 2

Descripción: Arena (58,08%) con grava (32,99%) y pocos finos (8,93%), (Ver Figura 94)



Figura 95 Muestras retenidas en cada tamiz, SPT 2

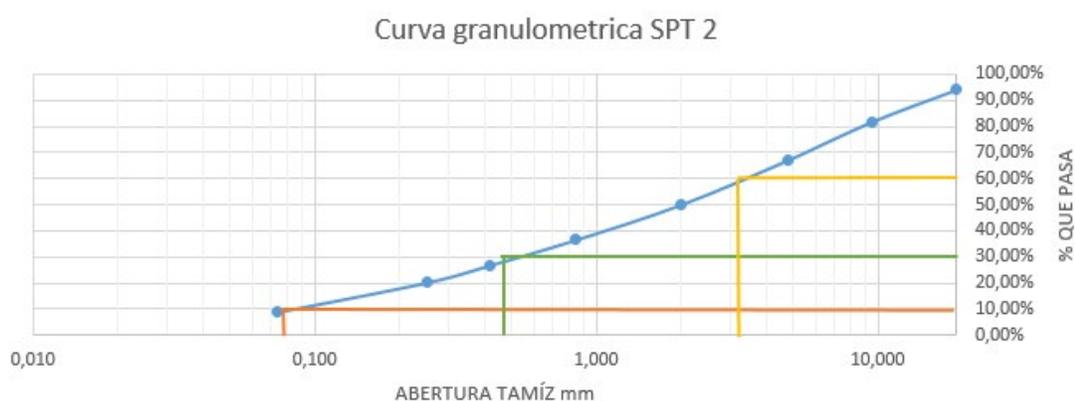


Figura 96 Curva granulométrica SPT 2

De la curva granulométrica (Figura 95), se obtienen los valores de los tamaños efectivos: D10, D30 y D60 para el cálculo del índice de curvatura y de compacidad respectivamente C_u y C_c :

D10	0,08
D30	0,52
D60	3,50

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{3,50}{0,08} = 43,75 \therefore \text{Suelo bien graduado para arenas}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^3}{D_{60} * D_{10}} = \frac{0,52^3}{3,50 * 0,08} = 0,50$$

- Clasificación SUCS para SPT 2

Más del 50% se retiene en el tamiz N200, más del 50% pasa por el tamiz N4, entre el 5% y el 12% pasa por el tamiz N200 entonces es arenas limpias con finos. SW-SM (arena bien graduada con limos), debido a los índices de plasticidad.

- Clasificación AASHTO para SPT2
Suelos granulares, menos del 35% pasa por el tamiz N200, grupo A-1, subgrupo A-1-b, cantos, gravas y arena, calificación excelente a bueno.
A-1: Mezcla bien graduada de gravas, arenas (gruesa y fina) y finos no plásticos o muy plásticos.
A-1-b: Suelos constituidos principalmente por arenas gruesas, con o sin material fino bien graduado.
- Cálculo de límites de consistencia SPT 1
- Cálculo de límite líquido SPT 1 (Ver Figura 96)

CÁLCULO LIMITE LIQUIDO SPT 1							
Peso pasante tamiz N40 (g)				108,2			
# GOLPES	TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTR A HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTR A SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
27	0A	121,00	141,00	135,78	20,00	14,78	26,10%
30	M3	120,00	141,14	135,50	21,14	15,50	26,68%
33	Z	119,20	141,20	135,80	22,00	16,60	24,55%
						LL	25,77%

Figura 97 Cálculo de límite líquido SPT 1



Figura 98 Equipo y muestra utilizada para el ensayo de límite líquido muestra SPT 1

- Cálculo de límite plástico SPT 1 (Ver Figura 98)

CÁLCULO LIMITE PLÁSTICO SPT 1						
Peso pasante tamíz N40 (g)		20				
TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTR A HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTR A SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
A18	12,37	15,27	14,69	2,90	2,32	20,00%
120	11,84	14,70	14,14	2,86	2,30	19,58%
D3	12,27	15,07	14,52	2,80	2,25	19,64%
					LP	19,74%

Figura 99 Cálculo de límite plástico SPT 1

- Cálculo del índice de plasticidad SPT 1

$$IP = LL - LP \quad Ec. 21$$

$$IP = 25,77 - 19,74$$

$$IP = 6,03$$

- Clasificación SUCS SPT 1: ML- CL (Limos y arcillas baja plasticidad) (Ver Figura 99)

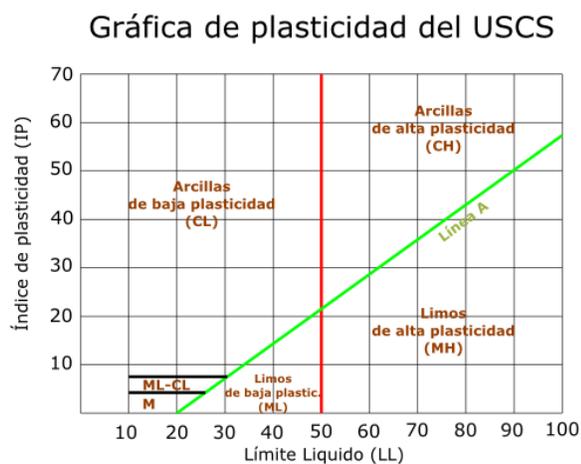


Figura 100 Clasificación SUCS en relación al IP y LL

- Clasificación AASHTO, A-2-4, suelos limosos, SPT 1 (Ver Figura 100)

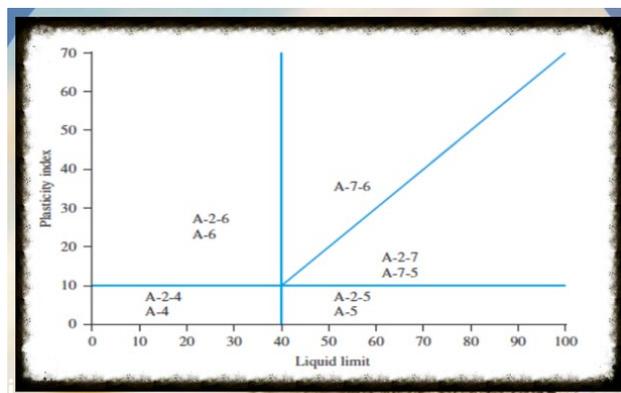


Figura 101 Clasificación AASHTO en relación al IP y LL

- Cálculo de límites de consistencia SPT 2
- Cálculo de límite líquido, SPT 2, (Ver Figura 101)

CÁLCULO LIMITE LIQUIDO SPT 2							
Peso pasante tamiz N40 (g)						114,2	
# GOLPES	TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTR A HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTR A SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
23	44A	121,25	148,11	141,06	26,86	19,81	26,25%
28	L2	122,20	140,23	135,50	18,03	13,30	26,23%
33	E1	118,50	140,10	134,70	21,60	16,20	25,00%
						LL	25,83%

Figura 102 Cálculo de límite líquido SPT 2

- Cálculo de límite plástico, SPT 2, (Ver Figura 102)

CÁLCULO LIMITE PLÁSTICO SPT 2						
Peso pasante tamíz N40 (g)				20		
TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTR A HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTR A SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
107	14,52	20	18,86	5,48	4,34	20,80%
SN	12,19	17,58	16,45	5,39	4,26	20,96%
LP	13,52	19,45	18,22	5,93	4,7	20,74%
					LP	20,84%

Figura 103 Cálculo de límite plástico SPT 2

- Cálculo del índice de plasticidad SPT 2

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 25,83 - 20,84$$

$$IP = 4,99 \approx 5$$

- Clasificación SUCS SPT 2: ML (Limos baja plasticidad) (Ver Figura 99)
- Clasificación AASHTO, A-4, suelos limosos, SPT 2 (Ver Figura 100)

Resumen de resultados: (Ver Figura 103)

SPT	Z (m)	N (Valor obtenido en campo)			N (SPT)	Tipo de Suelo	
		15 cm	30 cm	45 cm			
SPT 1	1	3	3	4	7	SW-SM	Arena bien graduada con limos
SPT 2	1	3	3	4	7	SW-SM	

Figura 104 Resumen de resultados SPT 1 y SPT2

Por lo que se puede ver en la Figura 103, se determina que se tiene un estrato

Cálculos, según Norma ASTM D 1586:

- Resistencia a la penetración:

$$Rp = N * 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$Rp = 7 * 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$Rp = 28 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

- Carga Admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{10} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{7}{10} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{adm} = 0,7 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

- Grado de Compacidad en caso de suelos arenosos, se obtiene un valor $G_c=0,3$ (Ver Figura 104),

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a La Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0.2 – 0.4	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Compacta	0.4 – 0.6	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Densa	0.6 – 0.8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Muy Densa	> 0.8	> 50	> 200	> 45

Figura 105 Relación entre N y la clasificación del suelo. (Suelos Arenosos)

Fuente: Norma ASTM D 1586

Resumen de resultados: (Ver Figura 105)

Z (m)	N (SPT)	Grado Compacidad (Gc)	Rp	σ_{adm}	Tipo de Suelo
			(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	
1	7	0,3	28	0,7	SW-SM

Figura 106 Resumen de resultados ensayo SPT

3.1.2.2 Capacidad portante del suelo

El valor que se obtiene de capacidad portante del suelo es de 0,7 Kg/cm², por lo que se concluye que el ensayo se lo realizo sobre material de relleno puesto que es un valor pequeño. Siendo una estructura patrimonial no se contaron con los permisos necesarios para realizar el ensayo en otra área de la edificación por lo que se toma la decisión de trabajar con el mínimo valor de capacidad portante para estructuras de adobe en la Norma de El Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI, 2002) de 1.50 Kg/cm².

3.2 Levantamiento de la estructura (campo, planos)

- Subsuelo- Piso 1

En la Tabla 22 se muestra el resumen de elementos, materiales y dimensiones que componen el piso 1. En la Figura 106 se muestra la vista en planta del plano arquitectónico del piso 1 y en la Figura 107 se muestra la vista en planta y en 3D del plano estructural del piso 1.

Tabla 22

Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 1

Piso 1- Subsuelo		
Elemento	Material	Dimensiones
Gradas	Madera	2.22m X 0.17m X 0.30m
Viguetas	Madera	0.09m X 0.14m
Viga Collar	Madera	0.15mX0.15m
Viga	Metálica	2(0.10mX0.25mX0.06m)
Columnas	Metálicas	2(0.20mX0.05mX0.005m)

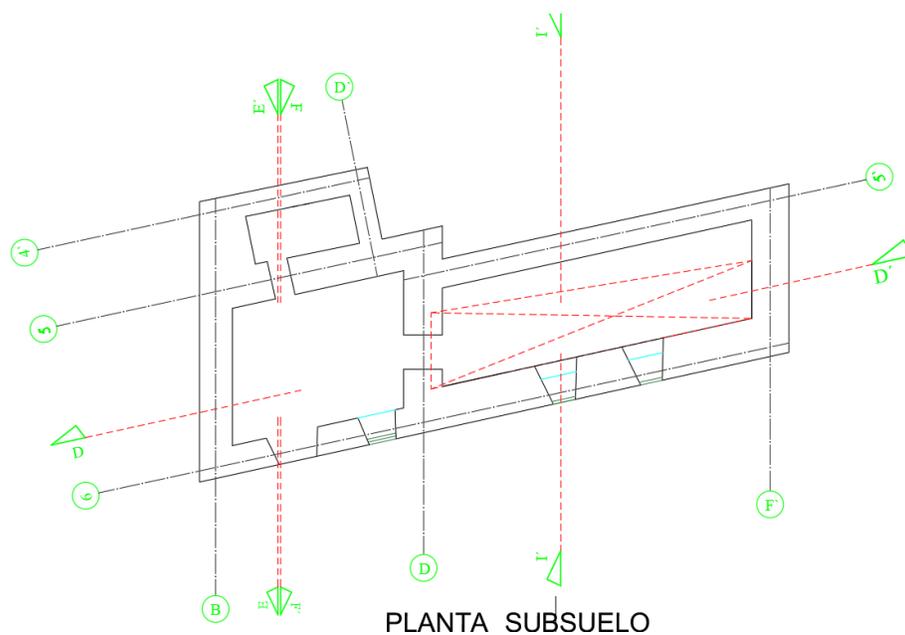


Figura 107 Vista en planta del piso 1 de la Casa de la Academia de la Lengua

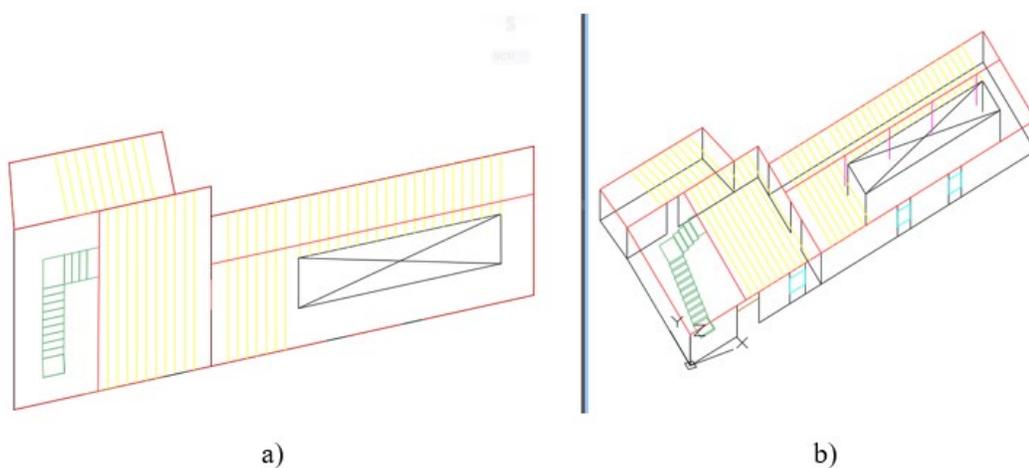


Figura 108 a) Vista en planta plano estructural Piso1, b) Vista en 3D plano estructural piso 1

- Planta Baja- Piso 2

En la

Tabla 23 se muestra el resumen de elementos, materiales y dimensiones que componen el piso 2. En la Figura 108 se muestra la vista en planta del plano

arquitectónico del piso 2 y en la Figura 109 se muestra la vista en planta y en 3D del plano estructural del piso 2.

Tabla 23

Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 2

Piso 2		
Elemento	Material	Dimensiones
Gradas	Hormigón	1.17m X 0.17m X 0.37m
Viguetas	Madera	0.09m X 0.14m
Vigas	Madera	0.09m X 0.19m
Columnas Octagonales	Piedra Basalto	0.16m cada lado
Columnas Circulares	Piedra Basalto	0.2897m diámetro
Entrepiso	Ladrillo cocido	0.20m X 0.07m X 0.34m
Dinteles	Madera	0.22mX0.08m
Viga Collar	Madera	0.15mX0.15m

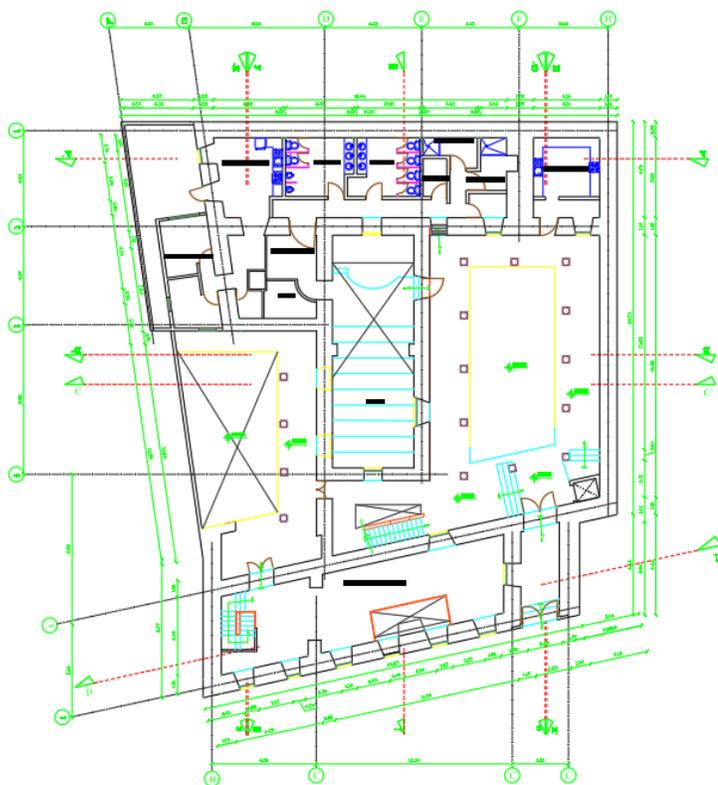


Figura 109 Vista en planta del piso 2 de la Casa de la Academia de la Lengua

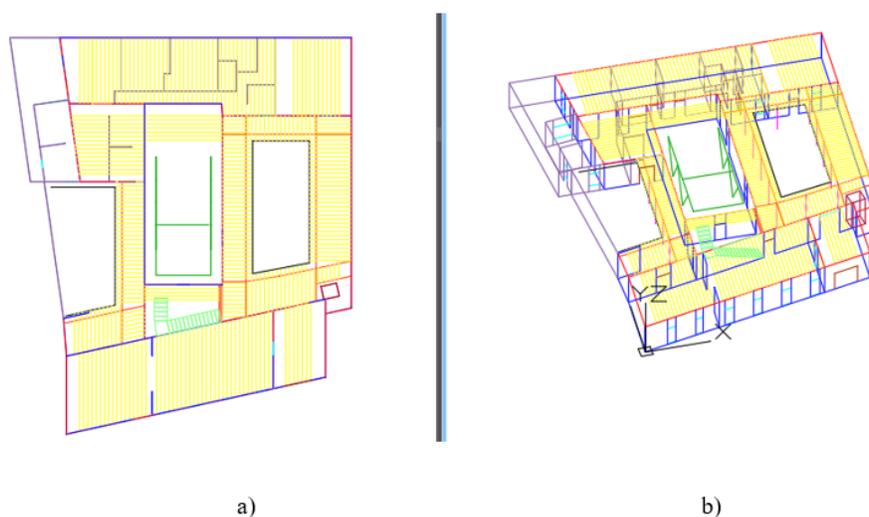


Figura 110 a) Vista en planta plano estructural Piso 2, b) Vista en 3D plano estructural piso 2

- Planta Alta- Piso 3

En la Tabla 24 se muestra el resumen de elementos, materiales y dimensiones que componen el piso 3. En la Figura 110 se muestra la vista en planta del plano arquitectónico del piso 3 y en la Figura 111 se muestra la vista en planta y en 3D del plano estructural del piso 3.

Tabla 24

Material y dimensiones de los diferentes elementos del piso 3

Piso 3		
Elemento	Material	Dimensiones
Vigas	Madera	0.09m X 0.19m
Viguetas	Madera	0.06m X 0.08m
Viga Collar	Madera	0.15mX0.15m
Columnas Rectangulares	Madera	0.27m X 0.34m

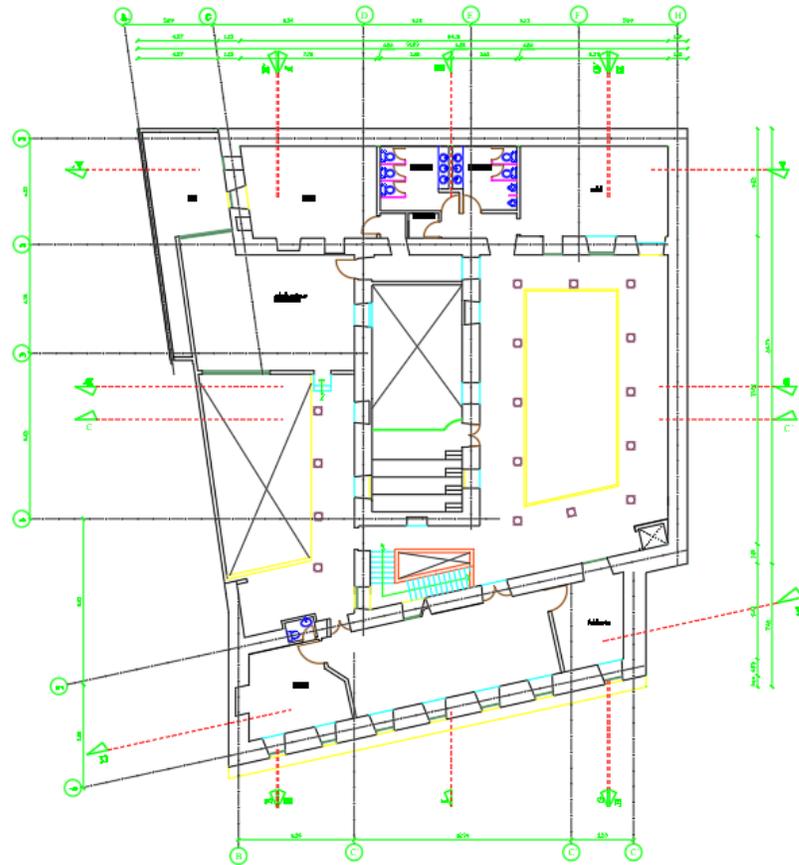


Figura 111 Vista en planta del piso 3 de la Casa de la Academia de la Lengua

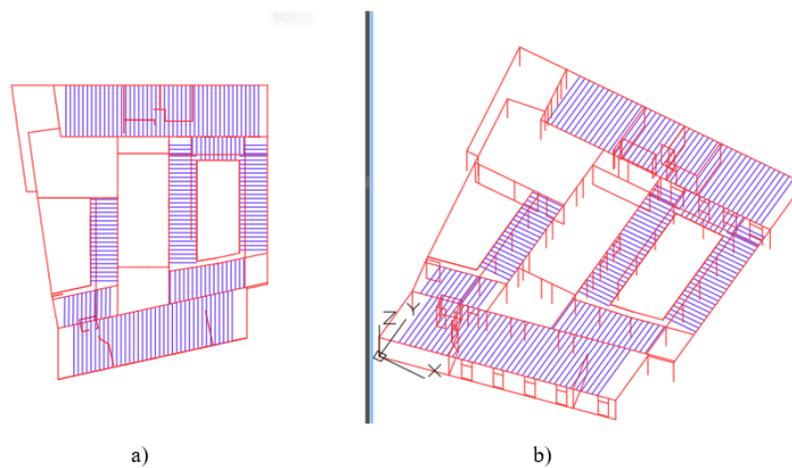


Figura 112 a) Vista en planta plano estructural Piso 3, b) Vista en 3D plano estructural piso 3

- Cubierta

En la Tabla 25 se muestra el resumen de elementos, materiales y dimensiones que componen la cubierta. En la Figura 112 se muestra la vista en planta y en 3D del plano estructural de la cubierta.

Tabla 25

Material y dimensiones de los diferentes elementos de la cubierta

Cubierta		
Elemento	Material	Dimensiones
Viguetas	Madera	0.06m X 0.08m
Correas	Madera	0.06m X 0.08m
Armadura montante	Madera	0.15m X 0.15m

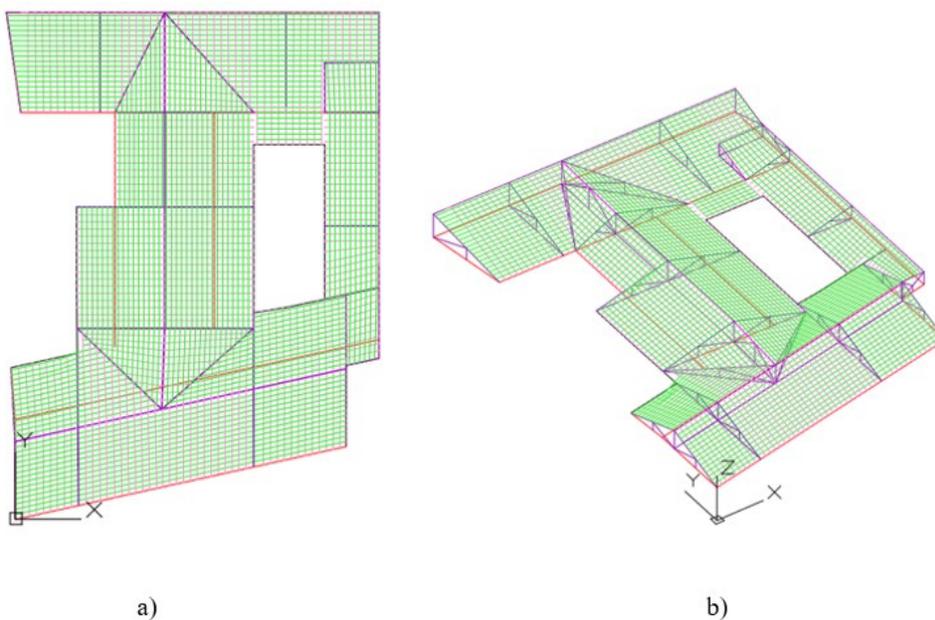


Figura 113 a) Vista en planta de la cubierta CAEL b) Vista en 3D de la cubierta de la CAEL

3.2.1 Identificación de reforzamientos

Según la inspección visual realizada a la Casa de la Academia de la lengua, no se encontraron reforzamientos a muros (visibles), también se revisó la memoria técnica de los últimos trabajos realizados por parte del IMP a la estructura, donde no se especifican trabajos de reforzamiento sino más bien trabajos de restauración del tipo arquitectónica, como lo son: trabajos preliminares de recubrimiento de los asientos del auditorio y el piso del mismo, tendido de plástico negro, sobre la estructura metálica, con un piso de tableros para dar sujeción al personal y al plástico, limpieza de las piezas de madera, vigas correas y demás elementos, preservación de madera a brocha con Kimocide, en todas las piezas, y recubrimiento de pintura asfáltica en donde era requerida, limpieza de piezas y aplicación de aceite de linaza, resanado con masilla mustang y lijado, retiro de efectos y eflorescencias en la mampostería de adobe, entre otras cosas.

3.2.2 Viguetas

Las viguetas de la edificación son de madera colorado, en el apartado 2.4.1 se muestran las características tanto físicas como mecánicas de este tipo de madera. Las viguetas del primer piso son de 9cm de base por 14cm de altura, con una separación de 29 cm entre cada una de ellas. (Ver Figura 113)

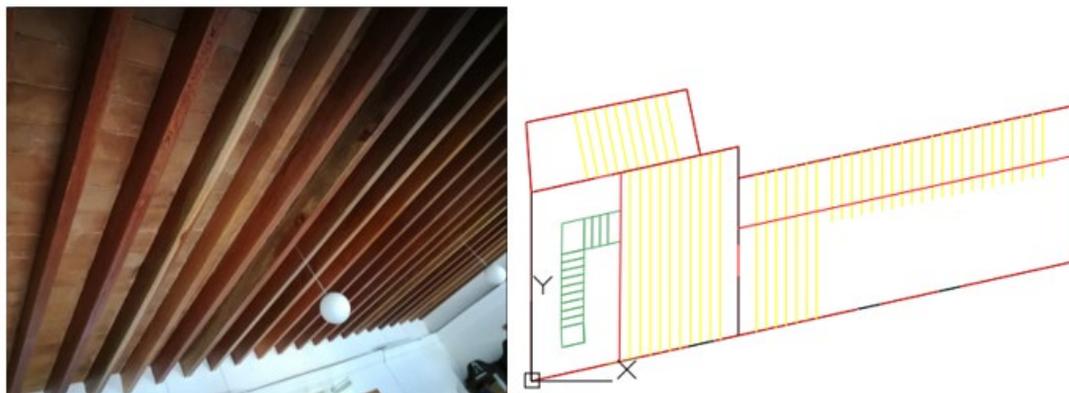


Figura 114 Distribución de viguetas en piso 1

Las dimensiones de las viguetas en el piso 2 son de 9cm de base y 14cm de altura, con una separación de 29cm entre cada una de ellas. (Ver Figura 114)

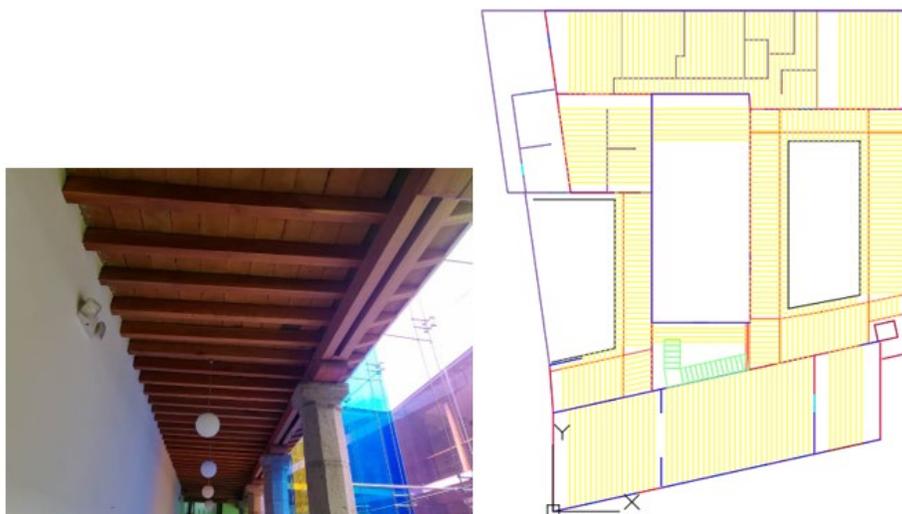


Figura 115 Viguetas de madera colorado

Las dimensiones de las viguetas del piso 3 son de 6cm de base por 8cm de altura con una separación de 45 cm entre cada una de ellas. (Ver Figura 115)



Figura 116 Viguetas de madera colorado en el piso 3 de la estructura

3.2.3 Entrepisos

El entrepiso es una losa de ladrillos de 20cm X 34cm X7cm, con entramado de madera en los lugares exteriores este detalle está a la vista (Ver Figura 116) y en lugares internos esto se encuentra recubierto por cielo raso (Ver Figura 117)



Figura 117 Entrepiso exteriores

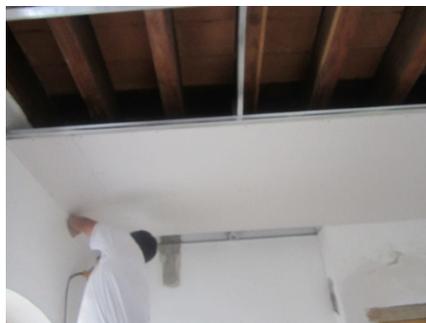


Figura 118 Colocación de cielo raso en interiores

3.2.4 Cubiertas

La cubierta es de estructura de cerchas de madera techada (Ver Figura 118) con tejas de barro cocido (Ver Figura 119).



Figura 119 Cerchas de madera en cubierta



Figura 120 Teja de barro cocido

3.3 Características del material de construcción

Como ya se había mencionado la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua está compuesta por: paredes de adobe recubiertas de hormigón, columnas del primer piso de piedra basalto y columnas del segundo piso de madera colorado. En este punto se presentarán las posibles resistencias de cada material mencionado, para lo cual se realizó ensayo de esclerometría, ensayo de compresión a un ladrillo de adobe de la estructura y ensayo granulométrico del mismo adobe.

3.3.1 Ensayo de Esclerometría

Es un ensayo no destructivo realizado mediante el uso de Martillo de Rebote Schmidt (Ver Figura 120).



Figura 121 Martillo de Rebote Schmidt

Con el esclerómetro se ensayó el adobe, la piedra de las columnas y los ladrillos del entrepiso, a pesar de saber que el esclerómetro es usado para hormigón. De esta manera se obtienen valores aproximados de las resistencias respectivas.

Se tomaron 15 lecturas de cada elemento, la ASTM C805 menciona que se deben descartar las lecturas que difieran en más de 6 unidades de la media. Si existen más de dos lecturas que cumplan esta condición se debe descartar el conjunto.

3.3.1.1 Tamaño muestral para columnas de piedra

Se cuenta con un universo de datos finitos por lo que se utiliza la ecuación 22:

$$n = \frac{Z^2 \sigma^2 N}{e^2(N-1) + Z^2 \sigma^2} \quad \text{Ec. 22}$$

Donde:

n= tamaño de la muestra

N= tamaño población total

σ = desviación estándar de la población. Si se desconoce de este dato se utiliza 0,5

Z= es una constante, valor de acuerdo a niveles de confianza; el grado de confianza más alto es 99% (Z=2,58) y 95% (Z=1,96) el valor mínimo aceptado para considerar la investigación como confiable.

e= es el límite aceptable del error muestral, que puede estar entre 1% (0,01) y 9% (0,09), siendo 5% (0,05) un valor estándar usado en las investigaciones.

Columnas de piedra Piso 1 = 16

N=16

$$n = \frac{Z^2 \sigma^2 N}{e^2(N-1) + Z^2 \sigma^2}$$

$\sigma = 0,5$

$$Z=2,58$$

$$e=0,01$$

$$n = \frac{2,58^2 * 0,5^2 * 16}{0,01^2(16 - 1) + 2,58^2 * 0,5^2}$$

$$n=15,99$$

Por lo tanto, se procedió a ensayar las 16 columnas de piedra del primer piso de la edificación. (Ver Figura 121)



Figura 122 Ensayo de esclerometría en columna de piedra C7

En la Figura 122 se muestra la ubicación y la numeración de las 16 columnas de piedra ensayadas con el esclerómetro.

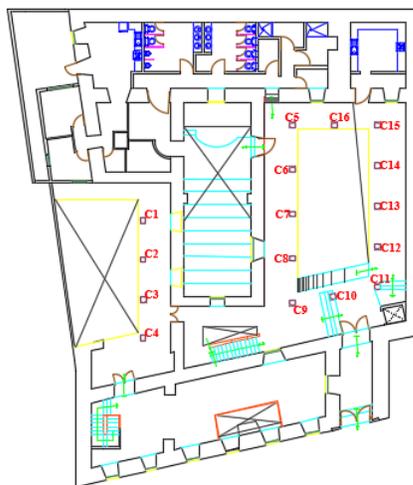


Figura 123 Ubicación y numeración de las columnas de piedra en el primer piso de la edificación

De cada una de las 16 columnas se tomaron 5 datos en la cabeza de columna, 5 datos en la mitad de la columna y 5 datos en el pie de columna, eliminando los 2 datos mayores y 2 datos menores, para sacar la media entre los 11 datos restantes. (Ver Tabla 26)

Tabla 26

Valores mediana de las 16 columnas con su respectiva resistencia característica

Columnas de Piedra		
Columna	Mediana	f'c (Kg/cm2)
C1	36	331,1
C2	36	331,1
C3	36	298,2
C4	40	400,2
C5	30	235,7
C6	35	314,5
C7	40	418,2
C8	40	400,2
C9	36	331,1
C10	32	266,4
C11	36	331,1
C12	41	418,2
C13	40	400,2
C14	46	532,2
C15	38	365,1
C16	40	400,2

De acuerdo al análisis realizado con el martillo de impacto Schmidt se determinó una resistencia característica aparente a la compresión uniaxial de manera indirecta comprendida entre 235,7 Kg/cm² y 532,2 Kg/cm², se eliminan los extremos y se saca el promedio teniendo 358 Kg/cm² como resistencia característica de la piedra.

Se considera un factor de seguridad de 0,9 para el cálculo de la resistencia característica $q_a = 0,90 \cdot \text{resistencia}$.

Resistencia característica de la piedra: $0,90 \cdot 358 \text{ Kg/cm}^2 = 322,20 \approx 322 \text{ Kg/cm}^2$

3.3.1.2 Esclerometría adobe

Se procedió a evaluar 15 elementos principales de carga los mismos que están sometidos a mayores esfuerzos y deformaciones por un proceso de muestreo aleatorio simple en la totalidad de cada pared de mampostería. (Ver Figura 123 y Figura 124)



Figura 124 Refrendado en superficie, antes de esclerometría, pared adobe



Figura 125 Ensayo de esclerometría en pared de adobe

A continuación, en la Figura 125, Figura 126 y Figura 127 se muestran los elementos de adobe ensayados con el esclerómetro con el color y numeración correspondientes.

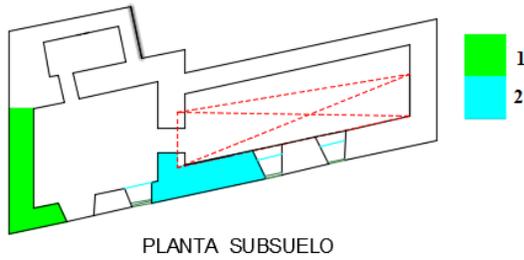


Figura 126 Elementos ensayados con esclerómetro planta subsuelo



Figura 127 Elementos ensayados con esclerómetro planta baja

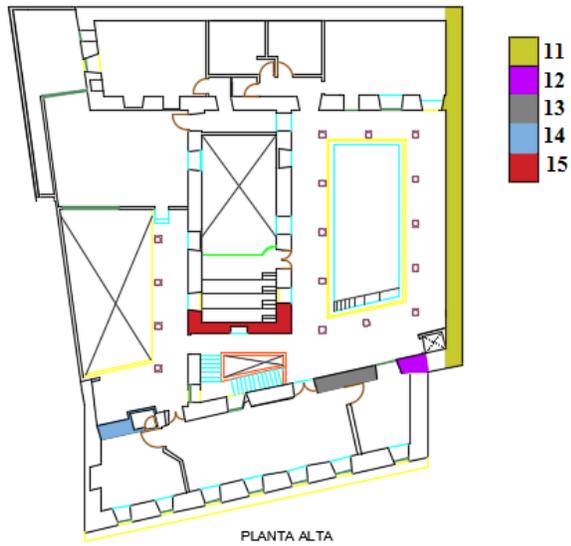


Figura 128 Elementos ensayados con esclerómetro planta alta

En la Tabla 27 se indica los diferentes resultados de la resistencia característica a la compresión de las muestras ensayadas de acuerdo a la correlación entre el índice de rebote de martillo Schmidt y su dureza.

Tabla 27

Valores mediana de los 15 elementos de adobe con su respectiva resistencia característica

Elemento	Mediana	f'c (Kg/cm ²)	Descripción
1	28,00	20,59	Adore rec. Hormigón
2	28,00	19,13	Adore rec. Hormigón
3	20,00	16,4	Adore rec. Hormigón
4	22,00	12,1	Adore rec. Hormigón
5	22,00	12,1	Adore rec. Hormigón
6	24,00	13,5	Adore rec. Hormigón
7	18,00	10,50	Adore rec. Hormigón
8	24,00	14,8	Adore rec. Hormigón
9	18,00	10,50	Adore rec. Hormigón
10	24,00	14,88	Adore rec. Hormigón
11	24,00	14,88	Adore rec. Hormigón
12	14,00	9,46	Adobe
13	24,00	14,88	Adore rec. Hormigón
14	24,00	14,88	Adore rec. Hormigón
15	21,00	10,79	Adore rec. Hormigón

De acuerdo al análisis realizado con el martillo de impacto Schmidt se determinó una resistencia característica aparente a la compresión uniaxial de manera indirecta comprendida entre 9,46 Kg/cm² y 20,59 Kg/cm², siendo el más bajo el valor correspondiente a la resistencia característica del adobe, entre los restantes se eliminan los extremos y se saca el promedio teniendo 14,41 Kg/cm² como resistencia característica del adobe recubierto con hormigón.

Se considera un factor de seguridad de 0,9 para el cálculo de la resistencia característica $q_a = 0,90 \cdot \text{resistencia}$

Resistencia característica del adobe: $0,90 \cdot 9,5 \text{ Kg/cm}^2 = 8,51 \approx 8,5 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia característica del adobe recubierto con hormigón: $0,90 \cdot 14,41 \text{ Kg/cm}^2 = 12,97 \text{ Kg/cm}^2$

3.3.1.3 Esclerometría ladrillo

A continuación, en la Figura 128 se muestran los elementos de ladrillo ensayados con el esclerómetro con el color y numeración correspondientes.

Las áreas 1, 2, 3 y 4 no fueron ensayadas debido a que las áreas 1 y 2 están cubiertas con gypsum, el área 3 es inaccesible debido a que es la vivienda de conserjería cuyo paso está prohibido y el área 4 es el auditorio y no cuenta con entrepiso de ladrillo.

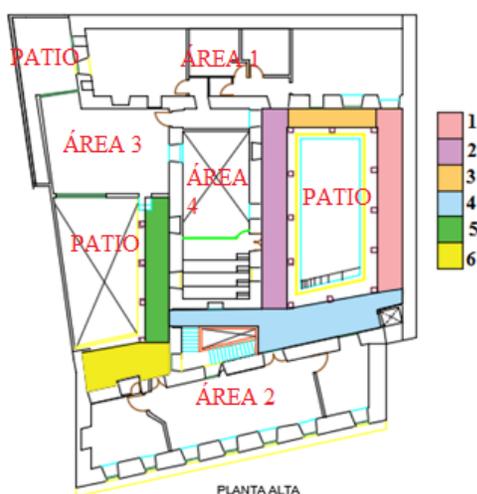


Figura 129 Elementos de ladrillo ensayados con esclerómetro

En la Tabla 28 se indica los diferentes resultados de la resistencia característica a la compresión de las muestras ensayadas de acuerdo a la correlación entre el índice de rebote de martillo Schmidt y su dureza.

Tabla 28

Valores mediana de los 6 elementos de ladrillo con su respectiva resistencia característica

Elemento	Mediana	f'c (Kg/cm ²)
1	30,00	28,61
2	32,00	31,72
3	32,00	31,72
4	30,00	28,61
5	32,00	31,72
6	30,00	28,61

De acuerdo al análisis realizado con el martillo de impacto Schmidt se determinó una resistencia característica aparente a la compresión uniaxial de manera indirecta comprendida entre 28,61 Kg/cm² y 31,72 Kg/cm² se saca el promedio sin eliminar extremos, porque los valores están cercanos, teniendo 30,17 Kg/cm² como resistencia característica del ladrillo.

Se considera un factor de seguridad de 0,9 para el cálculo de la resistencia característica $q_a = 0,90 * \text{resistencia}$

Resistencia característica del ladrillo: $0,90 * 30,17 \text{ Kg/cm}^2 = 27,15 \approx 27 \text{ Kg/cm}^2$

3.3.2 Ensayo de compresión ladrillo de adobe

Medidas ladrillo de adobe a ensayar (Ver Figura 129):

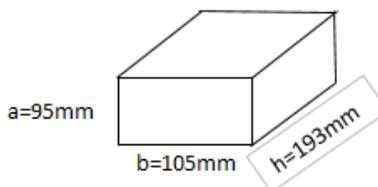


Figura 130 Medidas ladrillo de adobe a ensayar

Ladrillo de adobe en la máquina de compresión (Ver Figura 130):



Figura 131 Ladrillo de adobe en la máquina de compresión

Resultados obtenidos del ensayo de compresión:

Tabla 29

Resultados obtenidos del ensayo de compresión

RESULTADOS		
FUERZA	1,67	Ton
RESISTENCIA	8,28	Kg/cm ²

Como se puede observar los resultados concuerdan con los valores obtenidos en el ensayo de esclerometría, Ver Tabla 30

Tabla 30

Comparación de resistencias obtenidas por esclerometría y ensayo a compresión

RESISTENCIA		
ESCLEROMETRÍA	8,5	Kg/cm ²
COMPRESIÓN	8,28	Kg/cm ²

Por lo que se decide trabajar con un valor de resistencia característica del adobe de 9 Kg/cm².



Figura 132 Tipo de falla del ladrillo de adobe ensayado

3.3.3 Ensayos de granulometría y límites de consistencia ladrillo de adobe

CÁLCULO GRANULOMÉTRICO: Granulometría por lavado

Tabla 31

Datos muestra de adobe para granulometría por lavado

PESO MUESTRA ENTRE N40 Y N200 ANTES DE LAVADO (g)	PESO TARA 40A (g)	PESO TARA+ SUELO SECO (g)	PESO SUELO SECO LUEGO DE LAVADO (g)	PASANTE TAMIZ N200 (g)	% LIMOS Y ARCILLAS
144,38	119	184,05	65,05	79,33	54,95%

Tabla 32
Granulometría adobe

ABERTURA TAMÍZ (mm)	TAMÍZ	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE PASA
4,760	4	0,39	0,27%	0,27%	99,73%
2,000	10	2,83	1,96%	2,23%	97,77%
1,700	12	0,80	0,55%	2,78%	97,22%
0,840	20	6,30	4,36%	7,15%	92,85%
0,420	40	22,28	15,43%	22,58%	77,42%
0,250	60	10,42	7,22%	29,80%	70,20%
0,150	100	9,70	6,72%	36,51%	63,49%
0,074	200	11,47	7,94%	44,46%	55,54%
	BASE	0,20	0,14%	44,60%	55,40%
	TOTAL	144,38	100,00%		

% GRAVA	0,27%	GRUESOS
% ARENA	44,19%	
% FINOS	55,54%	

Finos (55,54%) con arena (44,19%) y poca grava (0,27%)

- Clasificación SUCS
Más del 50% pasa por el tamiz N200, Limos y arcillas (Límite líquido menor a 50), inorgánicos (IP>7); CL- ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD.
- Clasificación AASHTO
Materiales limos arcillosos, más del 35% pasa por el tamiz N200, grupo A-6, suelos arcillosos, calificación de regular a malo.
A-6; Arcilla plástica, el 75% o más pasa el tamiz N200. Mezclas de arcillas finos y hasta un 64% de arena y grava retenida en el tamiz N200. Los materiales de este grupo tienen alto cambio de volumen entre los estados húmedos y secos.

CÁLCULO DE LIMITE LÍQUIDO

Tabla 33*Límite líquido adobe*

CÁLCULO LIMITE LIQUIDO ADOBE							
Peso pasante tamíz N40 (g)				120,8			
# GOLPES	TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTRA HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTRA SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
27	A23	11,04	21,70	19,45	10,66	8,41	21,11%
30	ZAO	13,70	26,13	23,51	12,43	9,81	21,08%
33	107	14,57	27,28	24,60	12,71	10,03	21,09%
						LL	21,09%

CÁLCULO DE LIMITE PLÁSTICO

Tabla 34*Límite plástico adobe*

CÁLCULO LIMITE PLÁSTICO ADOBE						
Peso pasante tamíz N40 (g)				20		
TARA	PESO TARA (g)	PESO TARA+ MUESTRA HÚMEDA (g)	PESO TARA+ MUESTRA SECA (g)	PESO SUELO HÚMEDO (g)	PESO SUELO SECO (g)	% HUMEDAD
A9	11,92	13,64	13,43	1,72	1,51	12,21%
A37	11,24	12,85	12,62	1,61	1,38	14,29%
53	13,08	15,44	15,01	2,36	1,93	18,22%
					LP	13,25%

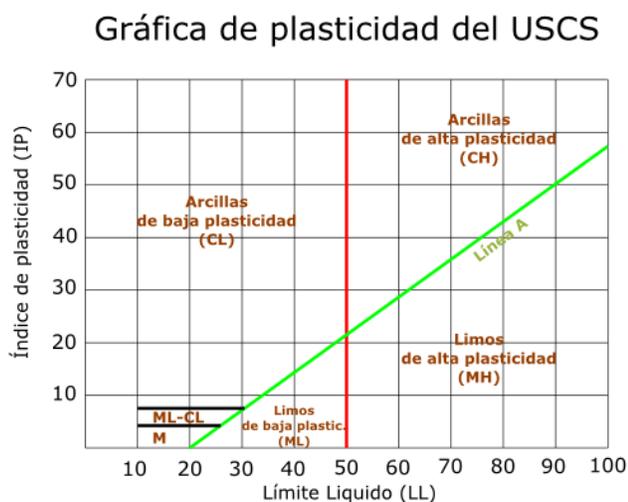
CÁLCULO DE ÍNDICE DE PLASTICIDAD

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 21,09 - 13,25$$

$$IP = 7,84 \approx 8$$

- Clasificación SUCS: ML-CL, Limos y arcillas baja plasticidad.



3.3.4 Patologías en la madera de la edificación

En la Figura 132 se muestra la numeración de las columnas evaluadas

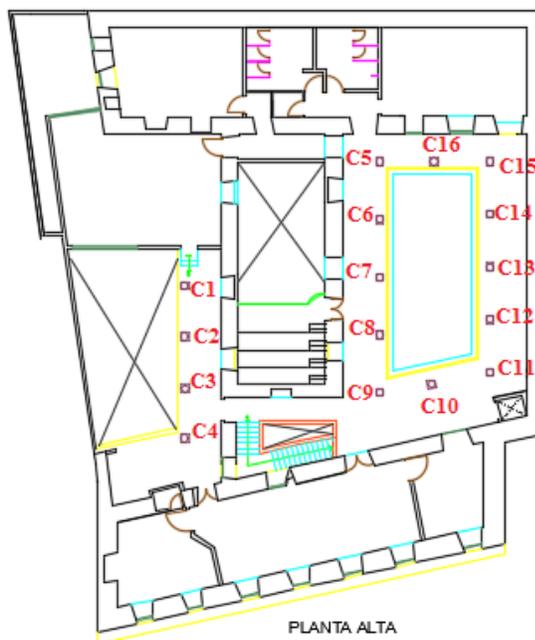


Figura 133 Numeración y ubicación de las columnas de madera evaluadas- planta alta

En la Tabla 35 se presenta la evaluación realizada a las columnas de madera del primer piso de la edificación.

Tabla 35

Evaluación visual de las 16 columnas de madera del primer piso de la edificación

Patologías Comunes en la Madera			
Patología	Descripción	Elementos afectados	
Origen Biótico	Hongos	Desintegración, ablandamiento de la madera, sonido hueco al golpearla, cambio coloración, olor a humedad	Ninguno
	Insectos xilófagos	agujeros e irregularidad en la superficie, larvas	Ninguno
	Moho	Tonalidad blanquecina	Ninguno
	Hongos cromógenos	Tonalidad azulada, rojiza, parda, amarilla o verdosa	Ninguno
	Hongos Xilófagos	Pudrición Blanca o fibrosa	Ninguno
		Pudrición gris, parda o cúbica	Ninguno
		Pudrición blanda	Ninguno
		Anóbidos. - orificios de 1,5 y 2mm	Ninguno
	Escarabajos	Cerambícidos. - Orificios de 6 a 10mm	Ninguno
		Polilla. - orificios de 1 a 2 mm, provocan serrín	Ninguno
Curculiónidos. - orificios de 1 a 2 mm		Ninguno	
Origen Abiótico	Deformaciones	Deformaciones máximo de 10 mm en el interior y de 13 mm en el exterior	Ninguno
	Agua	Hinchazón, fisuras	Ninguno
	Radiación solar	Cambios en la coloración, oscurecimiento tono marrón hasta grisáceo	Ninguno
	Esfuerzos mecánicos	Exceso de sollicitaciones provoca fatiga, rotura, colapso parcial o total	Ninguno

3.3.5 Ensayo Higrómetro- Cálculo de humedad en la madera de la edificación

De la Figura 133 se puede decir que la resistencia de la madera es constante cuando el contenido de humedad supera 30% ó el PSF es decir el punto de saturación de las fibras y que la madera pierde resistencia a medida que su contenido de humedad aumenta.

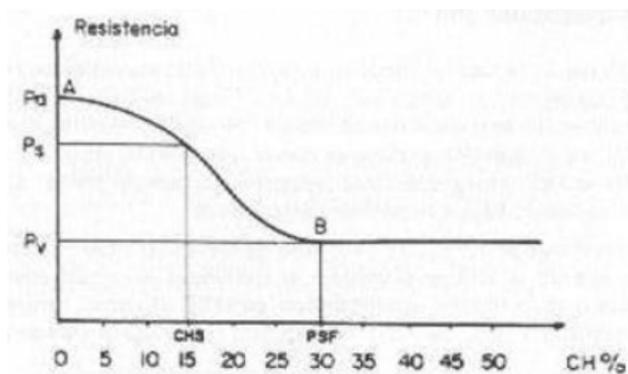


Figura 134 Contenido de humedad- resistencia de la madera

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recurso Forestales Tropicales , 2000)

El higrómetro es un equipo utilizado para medir el contenido de humedad de la madera y este lo expresa en porcentaje, si el contenido de humedad es menor al 5%, el equipo reporta 0%, y si el contenido de humedad pasa el 28%, el equipo reporta HH, lo cual significa que el valor se encuentra fuera del rango de medición del equipo.



Figura 135 Higrómetro MD- XG utilizado para medir el contenido de humedad de la madera de las columnas

En la Tabla 36 se muestra la variación de las propiedades mecánicas de la madera de acuerdo a la variación del contenido de humedad, el uso de esta tabla es recomendado por la junta del acuerdo de Cartagena.

Tabla 36

Variación de las propiedades mecánicas de la madera según la variación del contenido de humedad de la misma

Propiedad Mecánica	% de variación
Compresión paralela	4.0-6.0
Tracción paralela	3
Corte	3
Flexión	4
Módulo de elasticidad	2

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recurso Forestales Tropicales , 2000)

El tipo de madera utilizada en la edificación para columnas y vigas es el colorado, los valores de humedad medidos por el higrómetro se muestran en la Tabla 37.

Tabla 37*Contenido de humedad de madera colorado en la edificación*

HUMEDAD EN COLUMNAS				
#	HUMEDAD MEDIDA			PROMEDIO
1'	10%	8%	7%	8%
1	9%	10%	10%	10%
2	8%	7%	9%	8%
3	9%	9%	9%	9%
4	8%	7%	6%	7%
5	12%	10%	12%	11%
6	9%	12%	12%	11%
7	10%	12%	11%	11%
8	13%	13%	14%	13%
9	6%	8%	9%	8%
10	9%	9%	9%	9%
11	7%	10%	8%	8%
12	8%	11%	8%	9%
13	9%	8%	9%	9%
14	9%	11%	11%	10%
15	11%	10%	11%	11%
HUMEDAD PROMEDIO				10%

En la Tabla 37 se puede observar que el contenido de humedad promedio es de 10%, y que el contenido de humedad en los diferentes elementos varía del 7% al 13%, por lo que el valor de variación de contenido de humedad es de 6%, con este valor acudimos a la Tabla 36, donde se muestran los porcentajes de variación en las propiedades mecánicas para una variación de 1% en el contenido de humedad, por lo que en este caso esos valores se deben multiplicar por 6%. En la Tabla 38 se muestran los valores con los que se va a trabajar la madera colorado para la modelación de la edificación.

Tabla 38

Propiedades mecánicas del colorado afectados por el % de variación del contenido de humedad

Propiedad	Valor (Kg/cm ²)	% de variación	Valor*%	Valor Final
Compresión paralela	405,36	24%	97,29	308,07
Tracción paralela	824,58	18%	148,42	676,16
Corte	81,79	18%	14,72	67,07
Flexión	673,38	24%	161,61	511,77
Módulo de elasticidad	133452,09	12%	16014,25	117437,84

3.3.6 Patologías en la piedra de la edificación

En la Figura 135 se observa la numeración y la ubicación de las columnas de piedra evaluadas, y en la Tabla 39 se presenta las patologías encontradas en cada una de ellas.

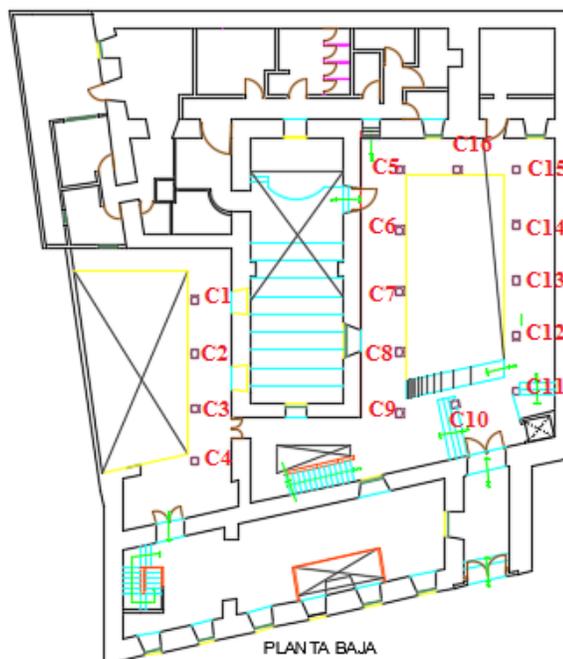
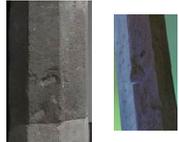


Figura 136 Numeración y ubicación de las columnas de piedra evaluadas- planta baja

Tabla 39

Patologías encontradas en las diferentes columnas de piedra de la planta baja de la edificación

Patologías Comunes en la Piedra				
Patología		Descripción	Elementos afectados	Fotografía
Modificación Cromática	Formación de costras	Acumulación de partículas en la piedra	Ninguna	
	Oscurecimiento	Se da en primeros pisos debido al polvo atmosférico, smock, industrias, etc.	C11, C15	
	Eflorescencia	Color blanquecino debido a evaporación del agua.	C1, C5, C15	
	Suciedad	Polvo, hollín	C16	
Excoriaciones	Exfoliación	Pérdida del material en capas finas	C16	
	Descamaciones	pérdida del material en forma de escamas de pez	Ninguna	
	Placas	Pérdida de material de un grosor considerable	C1, C2, C3, C4, C5, C6, C9, C10, C11	

CONTINÚA



		y homogéneo		
	Película	Pérdida de material en forma de películas	C1, C4, C16	
	Ampollas	Pérdida de material en forma de burbujas estalladas	C8, C15	
	Alevolización	Conjunto de huecos	C6, C10, C15, C16	
	Arenización	Pérdida de material en forma de arena fina o polvo	Ninguna	
	Fisuraciones	Debido a cambios de temperatura o incremento de esfuerzos	Ninguna	
	Microorganismos	musgos, algas, etc	Ninguna	

3.3.7 Vulnerabilidad sísmica según FEMA 154

A continuación, se presenta lleno el formulario para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación presentado en la Figura 46, del apartado 2.6.1. Dicho formulario se encuentra dividido en tres partes debido a su larga extensión, en la Tabla 40 se presentan los datos de la edificación y los datos del profesional evaluador, en la Tabla 41 se presenta la tipología del sistema estructural y en la se presentan los puntajes básicos. Modificadores y puntaje final S.

Tabla 40

Formulario FEMA 154. Datos de la edificación

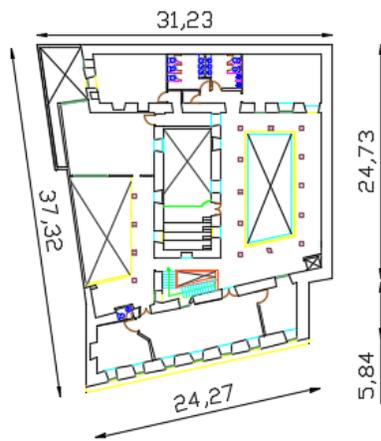
EVALUACIÓN RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES							
 <p>ESQUEMA EN PLANTA</p>  <p>ESQUEMA VERTICAL- FACHADA</p> 	<p>DATOS DE LA EDIFICACIÓN:</p> <p>Dirección: calles Cuenca 477 y Chile, plazoleta la Merced en el Centro Histórico de Quito.</p> <p>Nombre de la edificación: Casa de la Academia de la Lengua</p> <p>Sitio de referencia: Centro Comercial la Merced</p> <table border="1"> <tr> <td>Tipo de uso: Histórico</td> <td>Fecha de evaluación: 2018-mayo-03</td> </tr> <tr> <td>Año de construcción: siglo XVIII</td> <td>Año de remodelación: 2005</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Número de pisos: 3</td> </tr> </table> <p>Área construida: 2000m²</p> <p>DATOS DEL PROFESIONAL</p> <p>Nombre del evaluador: María Lorena Bustamante Paredes</p> <p>C.I: 1715574875</p> <p>Registro SENESCYT:</p>	Tipo de uso: Histórico	Fecha de evaluación: 2018-mayo-03	Año de construcción: siglo XVIII	Año de remodelación: 2005		Número de pisos: 3
	Tipo de uso: Histórico	Fecha de evaluación: 2018-mayo-03					
	Año de construcción: siglo XVIII	Año de remodelación: 2005					
		Número de pisos: 3					

Tabla 41

Tipología del sistema estructural- 13 grupos de tipos de estructuras

TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico hormigón armado	C1	Pórtico Acero Laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico h. armado con muros estructurales	C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico h. armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico Acero Doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón Armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

De los 13 grupos de tipos de estructuras de la Tabla 41 se escogió la tipología estructural de mampostería sin refuerzo (URM). (Ver Figura 136)



Figura 137 Tipo de sistema estructural: Mampostería sin refuerzo (URM)

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

Para llenar la tabla de puntajes básicos y modificadores de la Figura 154 se consideraron los siguientes aspectos:

- Baja altura (menor a 4 pisos): el puntaje para estas estructuras es de cero puesto que no representan grandes riesgos frente a un sismo leve. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016).

- Irregularidades de la edificación: para este punto se debe evaluar si la estructura presenta irregularidad en elevación, irregularidad en planta o ambas. Por lo que a continuación se presenta los parámetros a considerar para identificar el tipo de irregularidad.
 - Irregularidad vertical
 - Irregularidad geométrica: cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente ($a > 1.3b$). Excepto en altillos de un piso. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

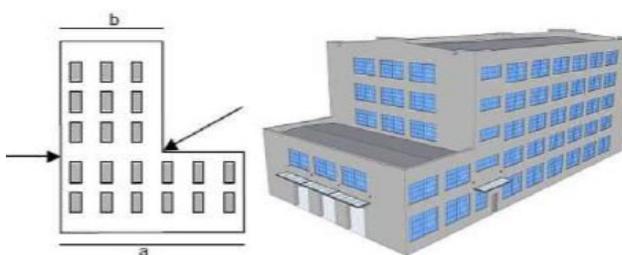


Figura 138 Irregularidad Vertical: Irregularidad Geométrica

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

En la estructura analizada no existe este tipo de irregularidad.

Irregularidad por ubicación: cuando la edificación se encuentra en una colina empinada y a lo largo de la pendiente existe al menos un piso de altura. (Ver Figura 138)

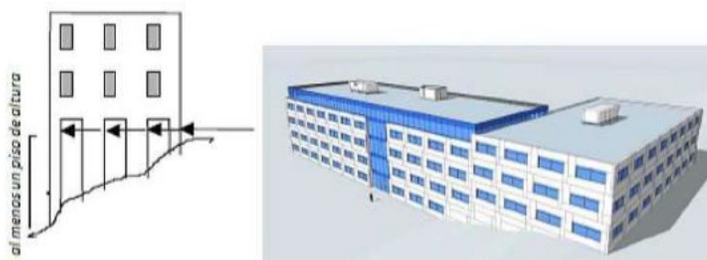


Figura 139 Irregularidad vertical: irregularidad por ubicación

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

En la Figura 139 se muestra la fachada de la estructura analizada y se puede ver que en esta edificación no existe este tipo de irregularidad

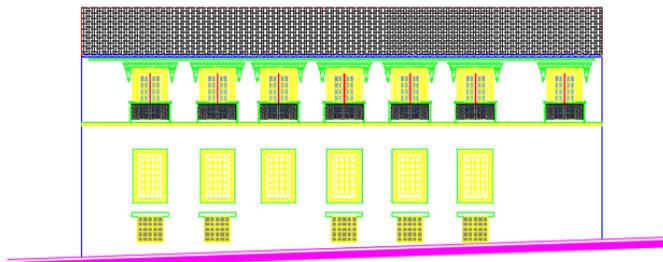


Figura 140 Fachada de la Casa de la Academia de la Lengua

Piso débil: cuando existe disminución drástica de rigidez en un piso con relación a los demás. Disminución en mampostería o muros estructurales. (Ver Figura 140)

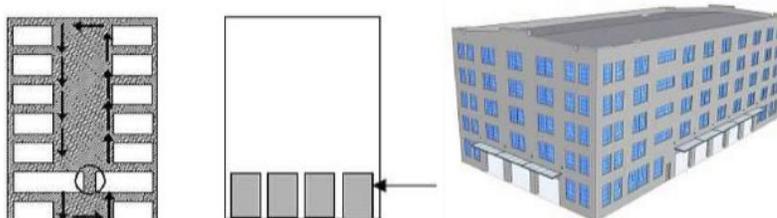


Figura 141 Irregularidad vertical: piso débil

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

En la Figura 141 se puede observar que en la edificación analizada si existe irregularidad vertical, por piso débil, debido a la disminución de mampostería y muros estructurales.

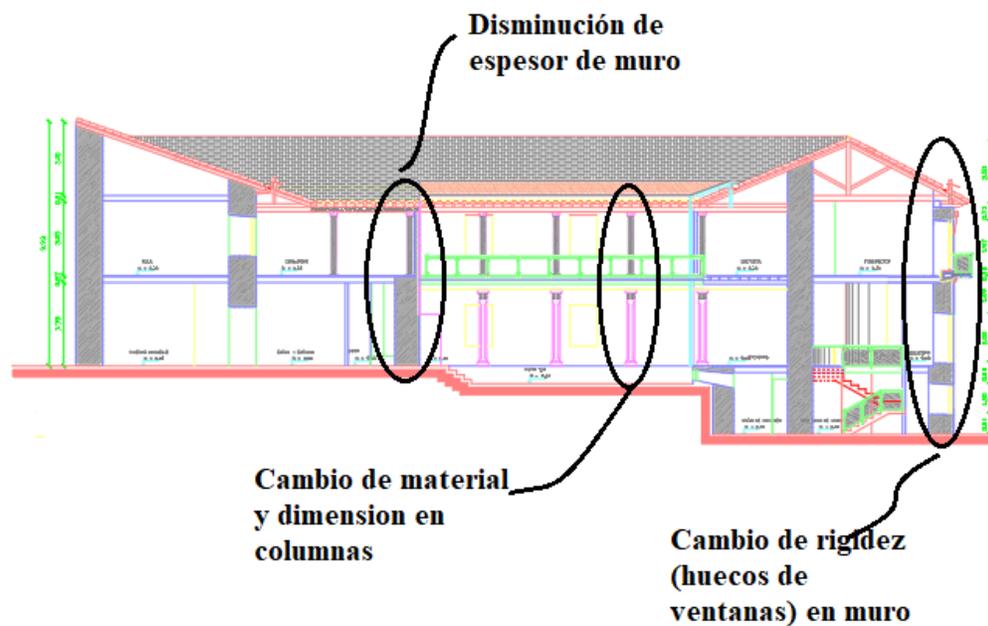


Figura 142 Corte parte trasera de la edificación

Columna corta o larga: cuando la edificación presenta columnas muy cortas o muy largas. (Ver Figura 142)

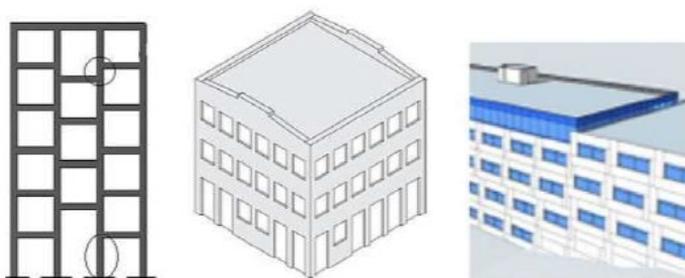


Figura 143 Irregularidad vertical: columna corta o larga

En la edificación en estudio no existe este tipo de irregularidad, debido a que las únicas columnas que posee son las centrales en patios, el resto de la edificación está confirmada por muros de adobe de gran espesor y por vigas collar de madera. (Ver Figura 143)



Figura 144 Columnas centrales en patio posterior.

Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas: si existen desplazamientos en el alineamiento de los elementos verticales, y estos desplazamientos son más grandes que la dimensión horizontal del elemento. La estructura en estudio no tiene este problema, porque todos sus elementos verticales son continuos. (Ver Figura 144)

Figura a)

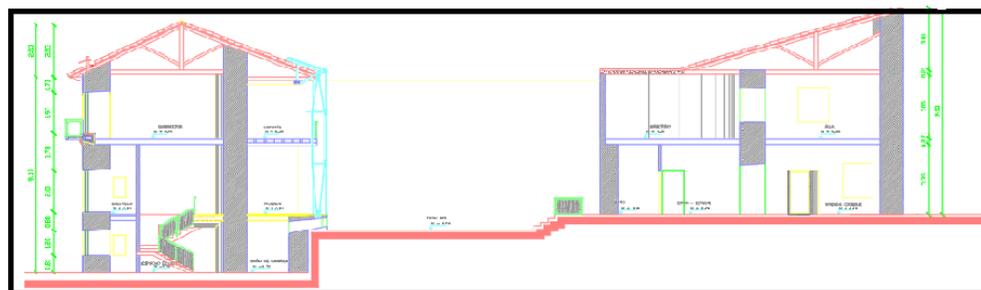
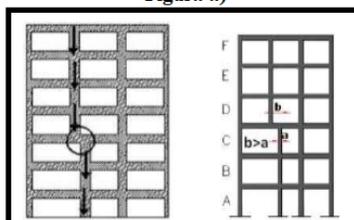


Figura b)

Figura 145 Figura a) Irregularidad vertical: Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. Figura b) Corte de la estructura en estudio donde se muestra continuidad en sus elementos verticales

Distribución de masa: cuando la masa de cualquier piso es mayor a 5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes a excepción del piso de cubierta. (Ver Figura 145)

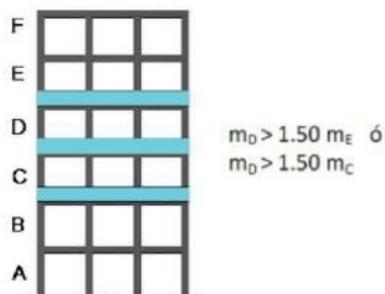


Figura 146 Irregularidad vertical; distribución de masa

En la Tabla 49 de la sección 3.3.7 de este documento se presenta el cálculo de masas por piso, dónde:

Masa Piso 1= 280.85 T

Masa Piso 2=1311.63 T

Masa Piso 3=1041.85T

Por lo tanto, se puede decir que la estructura en estudio no presenta irregularidad vertical por distribución de masas, porque ningún piso sobrepasa 5 veces la masa de su respectivo piso adyacente.

Piso flexible: cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

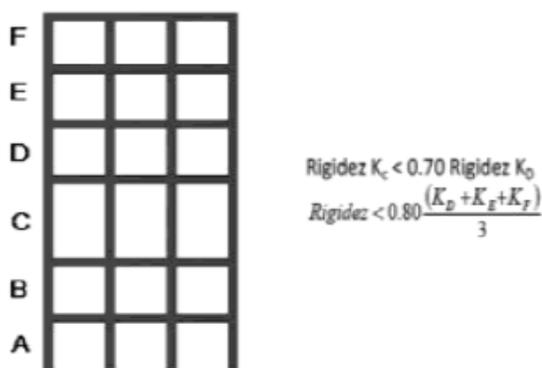


Figura 147 Irregularidad vertical: piso flexible

La estructura presenta este tipo de irregularidad en elevación si se cumple con la ecuación 23:

$$K_i < 0.70 * K_{i+1} \quad Ec. 23$$

Donde:

K_i = Rigidez del piso i

Tabla 42

Rigidez Piso 3, Sentido X

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X
		tonf	m	tonf/m
PISO 3	SISMO X 1	633.3161	0.00063	1005370.5
PISO 3	SISMO X 2	633.3161	0.00063	1005370.5
PISO 3	SISMO X 3	633.3161	0.00063	1005370.5

Tabla 43

Rigidez Piso 3, Sentido Y

Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m
PISO 3	SISMO Y 1	633.3161	0.001689	374972.71
PISO 3	SISMO Y 2	633.3161	0.001689	374972.71
PISO 3	SISMO Y 3	633.3161	0.001689	374972.71

Tabla 44

Rigidez Piso 2, Sentido X

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X
		tonf	m	tonf/m
PISO 2	SISMO X 1	782.5628	0.00132	592856.28
PISO 2	SISMO X 2	782.5628	0.00132	592856.28
PISO 2	SISMO X 3	782.5628	0.00132	592856.28

Tabla 45
Rigidez Piso 2, Sentido Y

Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m
PISO 2	SISMO Y 1	745.664	0.000825	903815.37
PISO 2	SISMO Y 2	745.664	0.000825	903815.37
PISO 2	SISMO Y 3	745.664	0.000825	903815.37

Tabla 46
Rigidez Piso 1, Sentido X

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X
		tonf	m	tonf/m
PISO 1	SISMO X 1	122.4226	0.000044	2761447.2
PISO 1	SISMO X 2	122.4226	0.000044	2761447.2
PISO 1	SISMO X 3	122.4226	0.000044	2761447.2

Tabla 47
Rigidez Piso 1, Sentido Y

Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m
PISO 1	SISMO Y 1	60.0655	0.00011	546432.25
PISO 1	SISMO Y 2	60.0655	0.00011	546432.25
PISO 1	SISMO Y 3	60.0655	0.00011	546432.25

- **Sentido X**

$$K_1 < 0.70 * K_2$$

$$2761447.2 < 0.70 * 592856.28$$

$$2761447.2 < 414999.39 \therefore \text{NO CUMPLE}$$

$$K_2 < 0.70 * K_3$$

$$592856.28 < 0.70 * 1005370.5$$

$$592856.28 < 703759.35 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

- **Sentido Y**

$$K_1 < 0.70 * K_2$$

$$546432.25 < 0.70 * 903815.37$$

$$546432.25 < 632670.76 \therefore SI \text{ CUMPLE}$$

$$K_2 < 0.70 * K_3$$

$$903815.37 < 0.70 * 374972.71$$

$$903815.37 < 262480.89 \therefore SI \text{ CUMPLE}$$

Adiciones: cuando existen adiciones fuera del diseño original, de un piso más. En la estructura en estudio si existen adiciones de bloque. (Ver Figura 147)

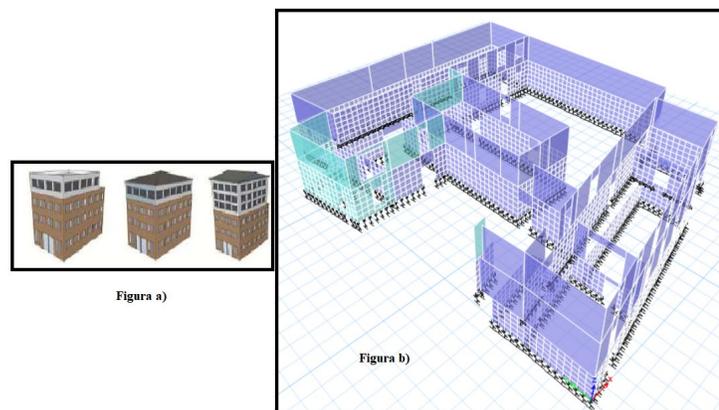


Figura 148 Figura a) Irregularidad vertical: adiciones. Figura b) Adiciones en la estructura CAEL (paredes color cian).

Irregularidad en planta

Forma: cuando la configuración en planta de la edificación presenta forma de L, T, I, U, E, o forma de cruz, sin juntas de construcción. (Ver Figura 148)

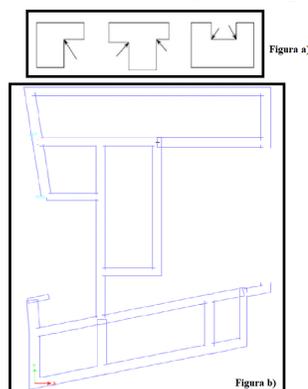


Figura 149 Figura a) Irregularidad en planta: configuración en planta. Figura b) Configuración en planta de la estructura CAEL (Tipo I)

Como se indica en el apartado 2.2.3 la edificación presenta forma de I, por lo tanto, si posee irregularidad en planta.

Discontinuidades en el sistema de piso: este tipo de irregularidad se da cuando existes cambios significativos en la rigidez, producidas por aberturas, huecos mayores al 50% del área de piso. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016)

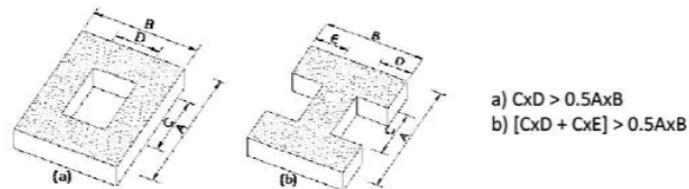


Figura 150 Irregularidad en planta: discontinuidades en el sistema de piso

En el caso de la estructura en estudio (Ver Figura 150):

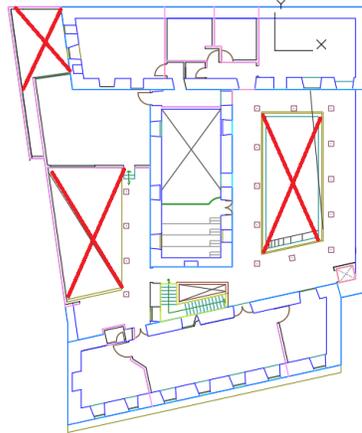


Figura 151 Vista en planta de la planta alta

Área de huecos: $35.05 + 54.50 + 63.02 = 152.57 \text{m}^2$

Área piso total = 927.23m^2

$152.57 \text{m}^2 > 0.5 * 927.23 \text{m}^2$

$152.57 \text{m}^2 > 463.62 \text{m}^2 \rightarrow$ Falso

La estructura no presenta irregularidad en planta por discontinuidades en el sistema de piso.

Ejes estructurales no paralelos: cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016) (Ver Figura 151)



Figura 152 Irregularidad en planta: ejes estructurales no paralelos

Como se puede observar en la Figura 150, la edificación en estudio no presenta esta irregularidad, por el hecho de que sus ejes son paralelos.

Torsional: cuando presenta buena resistencia lateral en una dirección, pero en la otra no o si existe la rigidez excéntrica en planta, o cuando su centro de rigidez coincide con su centro de masa. (Ver Figura 152)

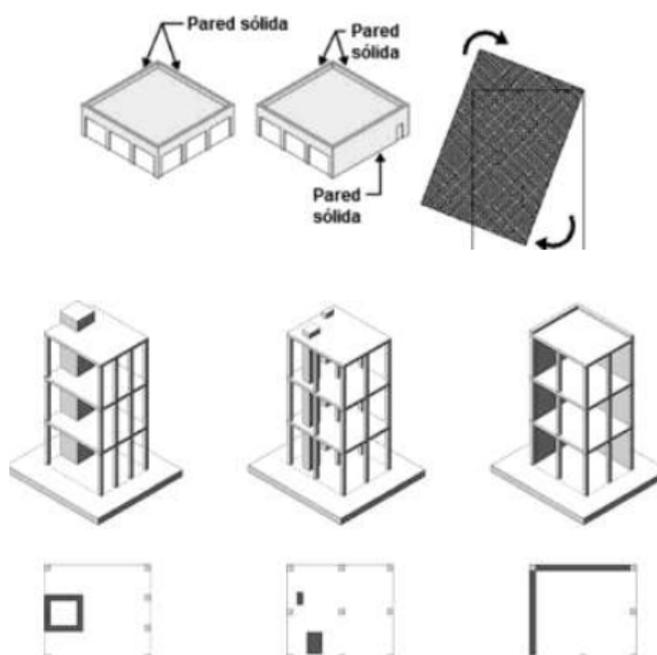


Figura 153 Irregularidad en planta: torsional

Adiciones: cuando existen adiciones, fuera del diseño original, sin junta de construcción. La estructura CAEL si presenta este tipo de irregularidad. (Ver Figura 153)

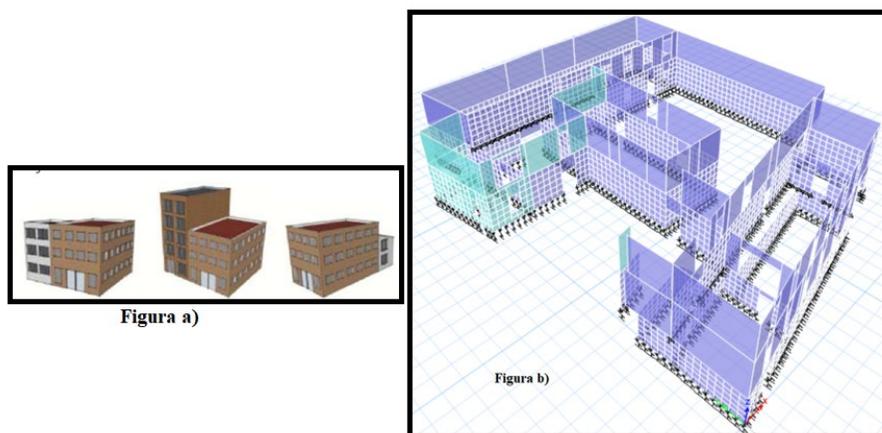


Figura 154 Figura a) Irregularidad en plata: adiciones. Figura b) Adiciones en la estructura CAEL (paredes color cian).

- Código de la construcción:
 - Pre código (construido antes de 1977) o autoconstrucción → este es el correspondiente a la estructura en estudio.
 - Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)
 - Post código moderno (construido a partir de 2001)

PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pré- código (construido antes de 1997) o autoconstrucción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1997 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial			-0.5										
2,0 > S > 2,5	Media Vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad					Firma de evaluador responsable								
OBSERVACIONES:														

Figura 155 Puntajes básicos, modificadores y puntaje final S

Por lo tanto, se concluye que la estructura en estudio es de alta vulnerabilidad y requiere de una evaluación especial.

3.3.8 Vulnerabilidad sísmica método italiano- Método Benedetti y Petrini 1984

1. Tipo y organización del sistema resistente

Calificación: B

Justificación: La CAE presenta vigas de confinamiento sin columnas. (Ver Figura 155)



Figura 156 Tipo y organización del sistema resistente de la CAEL

2. Calidad del sistema resistente

Calificación: B

Justificación: Mampostería de adobe con unidades no homogéneas a lo largo de todo el panel, porque existe presencia de adobe y tapial. (Ver Figura 156)



Figura 157 Calidad del sistema resistente de la CAEL

3. Resistencia convencional

$$C = \frac{\alpha_0 t_k}{qN} \sqrt{1 + \frac{qN}{1.5\alpha_0 t_k (1 + \gamma)}}$$

$$\alpha = \frac{C}{0.4}$$

Fuente: (Beneditti, Benzoni, & Parisi)

Tabla 48

Resumen de parámetros utilizados para el cálculo del coeficiente sísmico C

Coeficiente sísmico C			
Elemento		Valor	Unidad
A_T	Área total en planta	1863.29	m^2
A_Y	Área de muros resistente en Y	240.93	m^2
A_X	Área de muros resistente en X	294.64	m^2
A	Min [Ax; Ay]	240.93	adimensional
B	Máx. [Ax; Ay]	294.64	adimensional
a_o	A/A_T	0.129	T/m^3
γ	B/A	1.223	T/m^2
P_m	Peso específico mampostería	1.6	T/m^2
	Carga del entrepiso	0.115	T/m^2
	Carga vigas y viguetas	0.0094	T/m^2
	Carga de cubierta	0.0308	T/m^2
P_s	Total, Ps	0.1552	T/m^2
	Altura bloque principal	3.40	m
I	Altura aumentos		m
h	Altura promedio entrepisos	2.98	m
q	Carga promedio de un piso	1.5257	T/m^2
t_k	Esfuerzo cortante	6	T/m^2
N	Número de pisos	3	adimensional
C	Coeficiente sísmico	0.282	adimensional
α	Valor Normalizado	0.70	adimensional

Clasificación: B

Descripción: el valor normalizado del coeficiente sísmico es de 0.70 como se indica en la Tabla 48, de acuerdo a este valor la resistencia convencional de la estructura se clasifica en el caso B.

4. Posición del edificio y la cimentación

De la Figura 157 se obtiene la pendiente del terreno:

$$Pendiente = \frac{Y}{X} * 100\%$$

$$Pendiente = \frac{0.8441 \text{ m}}{24.2663 \text{ m}} * 100\%$$

$$Pendiente = 3.48\%$$



Figura 158 Fachada frontal CAEL

Calificación: A

Justificación: La Casa de la Academia de la Lengua se encuentra sobre terreno estable, cuya pendiente es menor al 10%, sin presencia de terraplenes.

5. Diafragmas horizontales

El sistema de entepiso de la Casa de la Academia de la Lengua es una losa alivianada de ladrillos sostenidos por vigas y viguetas transversales de madera colorado. (Ver Figura 158). La conexión entre el entepiso y los paneles estructurales es deficiente.

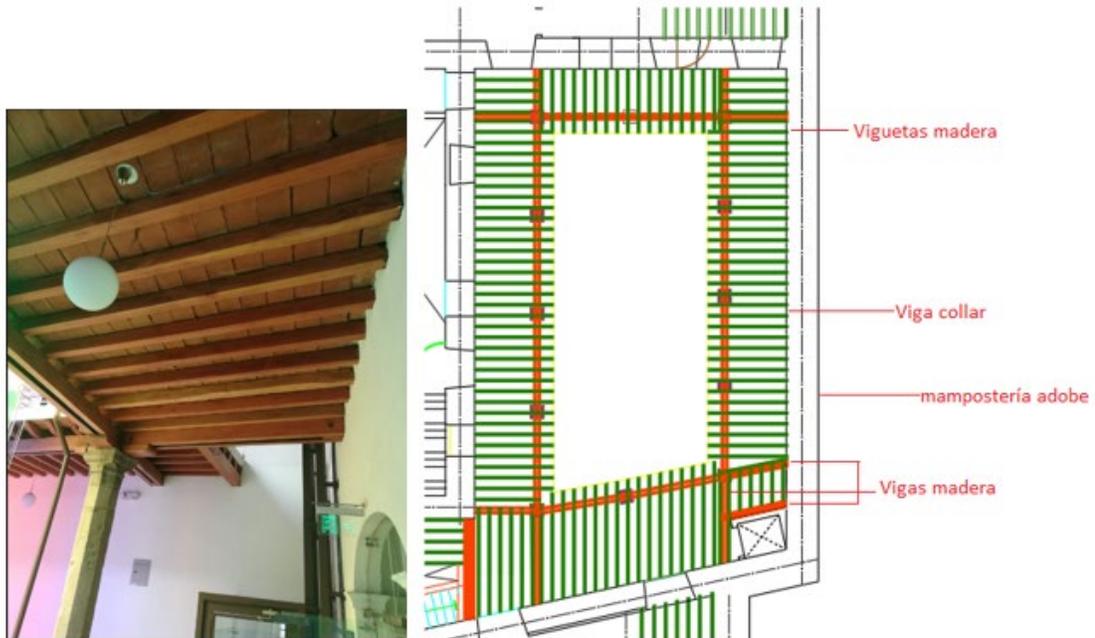


Figura 159 Sistema de entepiso de CAEL

Calificación: D

Justificación: sistemas de diafragmas de cualquier naturaleza sin deformación despreciable, con mala conexión entre diafragma horizontal y panel vertical y sin planos a desnivel.

6. Configuración en planta

Para la realización de este punto se utilizó la Figura 159

$$\beta_1 = \frac{a}{L}$$

$$\beta_1 = \frac{24.73 \text{ m}}{31.23 \text{ m}}$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$\beta_2 = \frac{b}{L}$$

$$\beta_2 = \frac{5.8 \text{ m}}{31.23 \text{ m}}$$

$$\beta_2 = 0.2$$

Entonces:

$$0.6 \leq \beta_1 \leq 0.8 \text{ ó } 0.1 \leq \beta_2 \leq 0.2$$

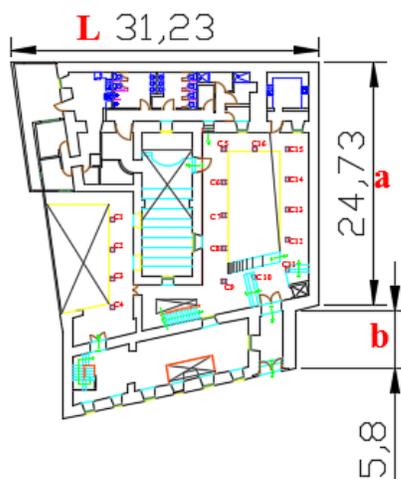


Figura 160 Configuración en planta de la edificación CAEL

Calificación: B

Justificación: Estructuras con valores de $0.6 \leq \beta_1 \leq 0.8$ ó $0.1 \leq \beta_2 \leq 0.2$

7. Configuración en elevación

Para la realización de este punto se debe calcular las masas de los pisos para encontrar la variación de masas ΔM entre los pisos contiguos. Para el cálculo de $-\Delta M/M_1$ se utilizan los valores de M_1 y M_2 del piso 2 y 3, debido a que el piso 1 constituye el subsuelo de la estructura. Dicho cálculo se presenta en la Tabla 49.

Cabe recalcar que se denomina M_1 al piso inferior y M_2 al piso superior.

Tabla 49
Cálculo de masas por piso

Cálculo de masas por piso			
Piso 1			
Elemento	Peso	Unidad	
Mampostería	273.18		
Elementos estructurales	2.59		
Entrepiso	5.08		
Total, Peso P1	280.85		
Piso 2			
Elemento	Peso	Unidad	
Mampostería	1240.16		
Elementos estructurales	26.92		
Entrepiso	44.54		
Total, Peso P2	1311.63		
Piso 3			
Elemento	Peso	Unidad	
Mampostería	1019.26		
Elementos estructurales	7.41		
Cubierta	15.179		
Total, Peso P3	1041.85		
Entre Piso 2 y Piso 3			
M1	1311.63	Ton	
M2	1041.85	Ton	
ΔM	-269.78	Ton	
$-\Delta M/M1$	20.57	%	

Calificación: C

Descripción: De acuerdo a la Tabla 49 se tiene que $-\Delta M/M1$ es de 20.57% por lo que se encuentra en la clasificación C, debido a que $-\Delta M/M1 > 20\%$.

8. Espaciamiento máximo entre muros

En este apartado se calcula L/S , donde L es el mayor espaciamiento entre muros transversales y S es el espesor de los mismos. Para este punto se utilizan los valores

más representativos de la estructura. Como se muestra en la Figura 160, donde se puede ver que el mayor espaciamiento entre muros transversales es de 11.5m.



Figura 161 Configuración de muros transversales

$L=L1=11.5m$

$S=1.15m$

$L/S=10$

Calificación: A

Descripción: se tiene que L/S es de 10 por lo que se encuentra dentro de la clasificación A, estructuras con L/S menores a 15.

9. Tipo de cubierta

En la Figura 161 se muestra el tipo de cubierta que conforma la estructura CAEL.

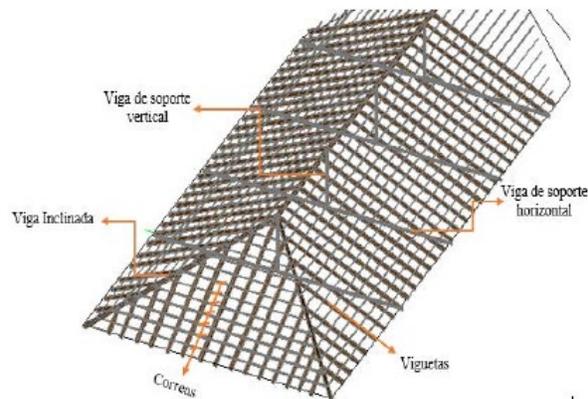


Figura 162 Cubierta inestable, pero con viga de soporte

Clasificación: C

Descripción: A pesar de que la cubierta de la estructura cuenta con vigas de soporte, se la clasifica en el tipo C debido a su deficiente conexión con la mampostería.

10. Elementos no estructurales

En la Figura 162 se muestra la presencia de elementos no estructurales en la estructura tales como parapetos.



Figura 163 Elementos no estructurales en la estructura CAEL.

Clasificación: C

Descripción: existen elementos externos a la estructura de pequeña dimensión.

11. Estado de conservación

Clasificación: C

Descripción: Se clasifica la estructura de tipo C en el punto de estado de conservación por la edad de la estructura, la misma debe presentar agrietamientos en las juntas, aunque estas no sean visibles debido al continuo mantenimiento que recibe la estructura.

3.3.8.1 Vulnerabilidad sísmica método italiano- Tabla resumen de calificaciones

Tabla 50

Tabla resumen de calificaciones de vulnerabilidad sísmica con el método italiano a la CAEL

Parámetros para evaluar la vulnerabilidad sísmica					
#	Parámetro	Calificación			
		A	B	C	D
1	Tipo y organización del sistema resistente		X		
2	Calidad del sistema resistente		X		
3	Resistencia convencional		X		
4	Posición del edificio y la cimentación	X			
5	Diafragmas horizontales				X
6	Configuración en planta		X		
7	Configuración en elevación			X	
8	Espaciamiento máximo entre muros	X			
9	Tipo de cubierta			X	
10	Elementos no estructurales			X	
11	Estado de conservación			X	

Tabla 51

Resultado de vulnerabilidad sísmica de la estructura CAEL según el método italiano

#	Parámetro	KiA	KiB	KiC	KiD	Peso Ki	Valor
1	Tipo y organización del sistema resistente		5			1.00	5.00
2	Calidad del sistema resistente		5			0.25	1.25
3	Resistencia convencional		5			1.50	7.50
4	Posición del edificio y la cimentación	0				0.75	0.00
5	Diafragmas horizontales				45	1.00	45.00
6	Configuración en planta		5			0.50	2.50
7	Configuración en elevación			25		1.00	25.00
8	Espaciamiento máximo entre muros	0				0.25	0.00

CONTINÚA 

9	Tipo de cubierta	25	1.00	25.00
10	Elementos no estructurales	25	0.25	6.25
11	Estado de conservación	25	1.00	25.00
Total				142.50
Porcentaje del índice de vulnerabilidad				37.25%

De acuerdo a la Tabla 17 de la sección 2.6.2.2 del presente documento, la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua se clasifica en VULNERABILIDAD ALTA, debido a que presenta un porcentaje de índice de vulnerabilidad de 37% como se muestra en la

Tabla 51.

3.3.9 Valores de resistencia a utilizar de los diferentes materiales de construcción

En la Tabla 52 se muestra un resumen de las características mecánicas de los diferentes materiales por los que está compuesta la estructura CAEL, con la respectiva sección del presente trabajo.

Tabla 52

Resumen de características mecánicas de los diferentes materiales a usar en el modelado de la estructura

Material	Resistencia a la compresión, $f'c$ (T/m ²)	Módulo de elasticidad, E (T/m ²)	Densidad (T/m ³)	Radio de Poisson, U	Sección
Piedra Basalto	3220	6000000	2.85	0.25	2.5.1 y 3.3.1.1
Madera Colorado	3080.7	1174378.4	0.51	0.4	2.4.1
Adobe	90	1801372.5	1.21	0.25	3.3.2

3.3.10 Determinación del tipo de análisis

Se recomienda se utilice para el cálculo estructural de reforzamiento de este tipo de edificaciones una modelación en elementos finitos por optimización por presentar el material propiedades elastoplásticas anisotrópicas considerando condiciones de borde generado entre el adobe y el material de reforzamiento trabajando bajo modelamiento tipo pórtico que permita transmitir la carga proyectada para el uso previsto hacia las vigas de carga principal para de esta manera evitar esfuerzos y deformaciones excesivas en las paredes portantes de adobe bajo cargas sísmicas.

Se recomienda la verificación de la resistencia a la compresión uniaxial del elemento de mampostería de acuerdo al tipo de mezcla constituido; caracterizado por su análisis granulométrico, plasticidad, tipo y cantidad de fibra de adherencia (SAROZA, 2008)

3.4 Cargas

3.4.1 Cargas verticales

En la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua actúan dos tipos de cargas verticales, las cuales son denominadas cargas muertas o permanentes y cargas vivas o probables, las cuales actúan en dirección de la gravedad.

3.4.1.1 Carga muerta

La carga muerta es de tipo gravitacional, es permanente durante la vida útil de la estructura. Entre las cargas muertas se tiene el peso propio de la estructura, carga de instalaciones (eléctricas, sanitarias, mecánicas), carga de acabados, carga de cielo raso de ser el caso y carga de gradas, entre otras.

El programa estructural con el que se modelo la estructura calcula el peso propio de los elementos que la componen como muros, paredes, columnas, vigas y viguetas.

- Carga de muros: el peso de los muros de adobe y paredes de bloque que conforman la estructura tanto en el sentido X como en el sentido Y se presentan en la Tabla 53, Tabla 54, Tabla 55, Tabla 56, Tabla 57, Tabla 58, y el peso total en la Tabla 59.

Muros eje X

Tabla 53

Peso muros eje X, piso 1

Muros en sentido X						
Piso1						
Muros Adobe						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
5	5.21	2.50	0.80	4.17	10.42	16672.00
6	6.71	2.50	1.30	8.72	21.81	34892.00
7	12.47	2.50	1.00	12.47	31.18	49880.00
	2.27	2.50	1.00	2.27	5.68	9080.00
	1.34	0.50	1.00	1.34	0.67	1072.00
	2.05	2.50	1.00	2.05	5.13	8200.00
	0.79	0.81	1.00	0.79	0.64	1023.84
	0.79	0.49	1.00	0.79	0.39	619.36
	0.97	2.50	1.00	0.97	2.43	3880.00
∞	4.68	2.50	1.00	4.68	11.70	18720.00
	0.79	0.81	1.00	0.79	0.64	1023.84
	0.79	0.49	1.00	0.79	0.39	619.36
	2.34	2.50	1.00	2.34	5.85	9360.00
	0.79	0.81	1.00	0.79	0.64	1023.84
	0.79	0.49	1.00	0.79	0.39	619.36
	3.9	2.50	1.00	3.90	9.75	15600.00
TOTAL				47.65	107.68	172285.60

Tabla 54*Peso muros eje X, piso 2*

Muros en sentido X						
Piso2						
Muros Adobe						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
1	5.57	3.40	1.00	5.57	18.94	30300.80
	2.48	3.40	1.00	2.48	8.43	13491.20
	3.62	3.40	1.00	3.62	12.31	19692.80
	4.35	3.40	1.00	4.35	14.79	23664.00
	4.50	3.40	1.00	4.50	15.30	24480.00
	5.00	3.40	1.00	5.00	17.00	27200.00
	1.15	3.40	1.10	1.27	4.30	6881.60
	0.90	1.00	1.10	0.99	0.99	1584.00
	0.90	0.80	1.10	0.99	0.79	1267.20
	1.30	3.40	1.10	1.43	4.86	7779.20
2	0.96	1.30	1.10	1.06	1.37	2196.48
	1.25	3.40	1.10	1.38	4.68	7480.00
	1.21	3.40	1.10	1.33	4.53	7240.64
	0.90	1.00	1.10	0.99	0.99	1584.00
	0.90	0.80	1.10	0.99	0.79	1267.20
	2.48	3.40	1.10	2.73	9.28	14840.32
	0.54	3.40	1.10	0.59	2.02	3231.36
	6.08	3.40	1.10	6.69	22.74	36382.72
	2.26	1.30	1.10	2.49	3.23	5170.88
	1.20	3.40	1.10	1.32	4.49	7180.80
2'	1.50	3.40	1.10	1.65	5.61	8976.00
	2.10	3.40	0.80	1.68	5.71	9139.20
	0.86	3.40	0.80	0.69	2.34	3742.72
	1.50	1.30	0.80	1.20	1.56	2496.00
	1.40	3.40	0.80	1.12	3.81	6092.80
3	2.48	3.40	0.80	1.98	6.75	10792.96
	1.13	3.40	0.80	0.90	3.07	4917.76
	2.51	3.40	0.80	2.01	6.83	10923.52
5	2.30	3.40	0.60	1.38	4.69	7507.20

CONTINÚA 

9	2.40	3.40	1.00	2.40	8.16	13056.00
	1.60	1.30	1.00	1.60	2.08	3328.00
	3.45	3.40	1.00	3.45	11.73	18768.00
	6.60	3.40	1.00	6.60	22.44	35904.00
	1.16	1.30	1.00	1.16	1.51	2412.80
	4.90	3.40	1.00	4.90	16.66	26656.00
	0.84	3.40	1.00	0.84	2.86	4569.60
9	2.50	3.40	1.00	2.50	8.50	13600.00
	1.84	3.40	1.15	2.12	7.19	11511.04
	0.89	1.29	1.15	1.02	1.32	2112.50
	0.89	0.11	1.15	1.02	0.11	180.14
	2.17	3.40	1.15	2.50	8.48	13575.52
	0.79	1.29	1.15	0.91	1.17	1875.14
	0.79	0.11	1.15	0.91	0.10	159.90
	2.36	3.40	1.15	2.71	9.23	14764.16
	1.00	1.29	1.15	1.15	1.48	2373.60
	1.00	0.11	1.15	1.15	0.13	202.40
	2.09	3.40	1.15	2.40	8.17	13075.04
	0.95	1.29	1.15	1.09	1.41	2254.92
	0.95	0.11	1.15	1.09	0.12	192.28
	2.10	3.40	1.15	2.42	8.21	13137.60
8	1.03	1.29	1.15	1.18	1.53	2444.81
	1.03	0.11	1.15	1.18	0.13	208.47
	2.07	3.40	1.15	2.38	8.09	12949.92
	1.02	1.29	1.15	1.17	1.51	2421.07
	1.02	0.11	1.15	1.17	0.13	206.45
	1.00	3.40	1.15	1.15	3.91	6256.00
	0.60	3.40	1.15	0.69	2.35	3753.60
	2.46	1.30	1.15	2.83	3.68	5884.32
	0.68	3.40	1.15	0.78	2.66	4254.08

Paredes de Bloque

Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
	0.60	3.40	0.20	0.12	0.41	652.80
	1.70	3.40	0.20	0.34	1.16	1849.60

CONTINÚA 

1.00	1.30	0.20	0.20	0.26	416.00
0.92	3.40	0.20	0.18	0.63	1000.96
0.61	3.40	0.20	0.12	0.41	663.68
2.86	3.40	0.20	0.57	1.94	3111.68
1.04	1.30	0.20	0.21	0.27	432.64
1.34	3.40	0.20	0.27	0.91	1457.92
1.04	1.30	0.20	0.21	0.27	432.64
2.57	3.40	0.20	0.51	1.75	2796.16
0.50	3.40	0.20	0.10	0.34	544.00
1.20	1.30	0.20	0.24	0.31	499.20
3.40	3.40	0.20	0.68	2.31	3699.20
0.80	3.40	0.20	0.16	0.54	870.40
2.00	1.00	0.20	0.40	0.40	640.00
2.00	0.80	0.20	0.40	0.32	512.00
0.97	3.40	0.20	0.19	0.66	1055.36
2.32	3.40	0.20	0.46	1.58	2524.16
2.04	3.40	0.20	0.41	1.39	2219.52
1.27	3.40	0.20	0.25	0.86	1381.76
1.67	3.40	0.20	0.33	1.14	1816.96
1.09	1.00	0.20	0.22	0.22	348.80
1.09	0.80	0.20	0.22	0.17	279.04
1.00	3.40	0.20	0.20	0.68	1088.00
		TOTAL, ADOBE	118.86	337.24	539590.72
		TOTAL, BLOQUE	7.01	18.93	30292.48
		TOTAL	125.86	356.18	569883.20

Tabla 55
Peso muros eje X, piso 3

Muros en sentido X						
Piso3						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m²)	Volumen (m³)	Peso (Kg)
1	8.94	3.05	1.00	8.94	27.27	43627.20
	3.85	3.05	1.00	3.85	11.74	18788.00
	4.30	3.05	1.00	4.30	13.12	20984.00
	8.40	3.05	1.00	8.40	25.62	40992.00
	0.83	3.05	1.00	0.83	2.53	4050.40
	1.35	0.58	1.00	1.35	0.78	1252.80
	1.35	0.8	1.00	1.35	1.08	1728.00
	1.46	3.05	1.00	1.46	4.45	7124.80
	1.35	0.58	1.00	1.35	0.78	1252.80
2	1.46	0.8	1.00	1.46	1.17	1868.80
	1.55	3.05	1.00	1.55	4.73	7564.00
	1.10	0.58	1.00	1.10	0.64	1020.80
	1.10	0.8	1.00	1.10	0.88	1408.00
	1.65	3.05	1.00	1.65	5.03	8052.00
	1.34	0.65	1.00	1.34	0.87	1393.60
	4.59	3.05	1.00	4.59	14.00	22399.20
	1.60	3.05	1.00	1.60	4.88	7808.00
	6.76	3.05	1.00	6.76	20.62	32988.80
4	6.12	3.05	0.80	4.90	14.93	23892.48
	2.70	3.05	1.00	2.70	8.24	13176.00
	0.76	3.05	1.00	0.76	2.32	3708.80
6	1.02	0.95	1.00	1.02	0.97	1550.40
	3.16	3.05	1.00	3.16	9.64	15420.80
	1.35	3.05	1.00	1.35	4.12	6588.00
	3.28	3.05	1.00	3.28	10.00	16006.40
6'	7.33	3.05	1.00	7.33	22.36	35770.40
	2.50	3.05	1.30	3.25	9.91	15860.00
	1.84	3.05	1.15	2.12	6.45	10326.08
8	0.89	0.8	1.15	1.02	0.82	1310.08
	0.89	0.15	1.15	1.02	0.15	245.64

CONTINÚA 

2.17	3.05	1.15	2.50	7.61	12178.04
0.79	0.8	1.15	0.91	0.73	1162.88
0.79	0.15	1.15	0.91	0.14	218.04
2.36	3.05	1.15	2.71	8.28	13244.32
1.00	0.8	1.15	1.15	0.92	1472.00
1.00	0.15	1.15	1.15	0.17	276.00
2.09	3.05	1.15	2.40	7.33	11729.08
0.95	0.8	1.15	1.09	0.87	1398.40
0.95	0.15	1.15	1.09	0.16	262.20
2.09	3.05	1.15	2.40	7.33	11729.08
1.03	0.8	1.15	1.18	0.95	1516.16
1.03	0.15	1.15	1.18	0.18	284.28
2.07	3.05	1.15	2.38	7.26	11616.84
1.02	0.8	1.15	1.17	0.94	1501.44
1.02	0.15	1.15	1.17	0.18	281.52
3.04	3.05	1.15	3.50	10.66	17060.48
1.00	0.8	1.15	1.15	0.92	1472.00
1.00	0.15	1.15	1.15	0.17	276.00
0.70	3.05	1.15	0.81	2.46	3928.40

Paredes de Bloque

Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m²)	Volumen (m³)	Peso (Kg)
	5.01	3.05	0.20	1.00	3.0561	4889.76
	3.76	3.05	0.20	0.75	2.2936	3669.76
	1.21	3.05	0.20	0.24	0.7381	1180.96
	4.18	3.05	0.20	0.84	2.5498	4079.68
	2.5	3.05	0.20	0.50	1.525	2440.00
	1.84	3.05	0.20	0.37	1.1224	1795.84
	1.29	3.05	0.20	0.26	0.7869	1259.04
	1.96	3.05	0.20	0.39	1.1956	1912.96
	0.86	3.05	0.20	0.17	0.5246	839.36
	0.2	3.05	0.20	0.04	0.122	195.20
	3.65	3.05	0.20	0.73	2.2265	3562.40
	1.40	3.05	0.20	0.28	0.854	1366.40
	1.04	0.95	0.20	0.21	0.1976	316.16
	2.21	3.05	0.20	0.44	1.3481	2156.96

CONTINÚA 

TOTAL, ADOBE	114.90	287.35	459765.44
TOTAL, BLOQUE	6.22	18.5403	29664.48
TOTAL	121.13	305.89	489429.92

Muros eje Y

Tabla 56

Peso muros eje Y, piso 1

Muros en sentido Y						
Piso 1						
Muros Adobe						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m²)	Volumen (m³)	Peso (Kg)
B	2.92	2.50	1.15	3.36	8.40	13432.00
	5.96	2.50	1.15	6.85	17.14	27416.00
F	3.03	2.50	0.80	2.42	6.06	9696.00
	1.72	2.50	1.35	2.32	5.81	9288.00
H	4.9	2.50	1.30	6.37	15.93	25480.00
TOTAL				21.33	53.32	85312.00

Tabla 57
Peso muros eje Y, piso 2

Muros en sentido Y						
Piso2						
Muros Adobe						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
B	3.95	3.40	1.15	4.54	15.44	24711.20
	6.06	3.40	1.15	6.97	23.69	37911.36
	1.26	3.40	1.10	1.39	4.71	7539.84
	0.9	1.00	1.10	0.99	0.99	1584.00
	0.9	0.80	1.10	0.99	0.79	1267.20
D	1.45	3.40	1.10	1.60	5.42	8676.80
	0.9	1.30	1.10	0.99	1.29	2059.20
	1.59	3.40	1.10	1.75	5.95	9514.56
	3.19	3.40	1.10	3.51	11.93	19088.96
	2.56	3.40	1.10	2.82	9.57	15319.04
	6.64	3.40	1.00	6.64	22.58	36121.60
F	9	3.40	1.00	9.00	30.60	48960.00
	1.55	1.30	1.00	1.55	2.02	3224.00
	3.35	3.40	1.00	3.35	11.39	18224.00
F'	1.86	3.40	1.00	1.86	6.32	10118.40
	1.19	3.40	0.80	0.95	3.24	5178.88
	1.57	3.40	0.80	1.26	4.27	6832.64
G	3.33	3.40	1.00	3.33	11.32	18115.20
	1.18	1.30	1.00	1.18	1.53	2454.40
	6.65	3.40	1.00	6.65	22.61	36176.00
	1.16	1.30	1.00	1.16	1.51	2412.80
	1.16	0.80	1.00	1.16	0.93	1484.80
I	3.33	3.40	1.00	3.33	11.32	18115.20
	2.35	3.40	1.00	2.35	7.99	12784.00
	1.33	1.29	1.00	1.33	1.72	2745.12
J	2.38	3.40	1.00	2.38	8.09	12947.20
	0.69	3.40	1.30	0.90	3.05	4879.68
K	5.88	3.40	1.30	7.64	25.99	41583.36
	6.13	3.40	1.10	6.74	22.93	36681.92

CONTINÚA 

	17.56	3.40	1.10	19.32	65.67	105079.04
Paredes de Bloque						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m²)	Volumen (m³)	Peso (Kg)
A	12.80	3.40	0.20	2.56	8.70	13926.40
	4.97	3.40	0.20	0.99	3.38	5407.36
	0.88	1.00	0.20	0.18	0.18	281.60
C	0.88	0.80	0.20	0.18	0.14	225.28
	1.25	3.40	0.20	0.25	0.85	1360.00
	12.62	3.40	0.20	2.52	8.58	13730.56
	2.86	3.40	0.20	0.57	1.94	3111.68
	3.18	3.40	0.20	0.64	2.16	3459.84
	4.40	3.40	0.20	0.88	2.99	4787.20
	1.64	3.40	0.20	0.33	1.12	1784.32
	2.79	3.40	0.20	0.56	1.90	3035.52
	1.60	3.40	0.20	0.32	1.09	1740.80
	1.61	3.40	0.20	0.32	1.09	1751.68
	2.78	3.40	0.20	0.56	1.89	3024.64
	2.78	3.40	0.20	0.56	1.89	3024.64
	0.82	3.40	0.20	0.16	0.56	892.16
	0.90	1.30	0.20	0.18	0.23	374.40
	2.62	3.40	0.20	0.52	1.78	2850.56
			TOTAL, ADOBE	107.61	344.87	551790.40
			TOTAL, BLOQUE	12.28	40.48	64768.64
			TOTAL	119.89	385.35	616559.04

Tabla 58
Peso muros eje Y, piso 3

Muros en sentido Y						
Piso3						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
B	3.90	3.05	1.15	4.49	13.68	21886.80
	6.09	3.05	1.15	7.00	21.36	34177.08
D	5.17	3.05	1.10	5.69	17.35	27752.56
	1.03	3.05	1.10	1.13	3.46	5529.04
	3.75	3.05	1.00	3.75	11.44	18300.00
F	3.53	3.05	1.00	3.53	10.77	17226.40
	8.27	3.05	1.00	8.27	25.22	40357.60
	3.62	3.05	1.00	3.62	11.04	17665.60
	0.50	3.05	1.00	0.50	1.53	2440.00
G	1.50	0.65	1.00	1.50	0.98	1560.00
	5.41	3.05	1.00	5.41	16.50	26400.80
	1.21	0.58	1.00	1.21	0.70	1122.88
	1.21	0.8	1.00	1.21	0.97	1548.80
	1.17	3.05	1.00	1.17	3.57	5709.60
	1.21	0.65	1.00	1.21	0.79	1258.40
J	4.55	3.05	1.00	4.55	13.88	22204.00
	6.06	3.05	1.30	7.88	24.03	38444.64
K	6.10	3.05	1.10	6.71	20.47	32744.80
	17.59	3.05	1.10	19.35	59.01	94423.12
Paredes de Bloque						
Eje	Longitud (m)	Altura (m)	Espesor (m)	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (Kg)
	12.80	3.05	0.20	2.56	7.81	12492.80
	7.00	3.05	0.20	1.40	4.27	6832.00
	0.76	3.05	0.20	0.15	0.46	741.76
	11.87	3.05	0.20	2.37	7.24	11585.12
	1.45	3.05	0.20	0.29	0.88	1415.20
	1.45	3.05	0.20	0.29	0.88	1415.20
	0.30	3.05	0.20	0.06	0.18	292.80
	1.34	3.05	0.20	0.27	0.82	1307.84

CONTINUA



2.78	3.05	0.20	0.56	1.70	2713.28
4.16	3.05	0.20	0.83	2.54	4060.16
4.12	3.05	0.20	0.82	2.51	4021.12
0.29	3.05	0.20	0.06	0.18	283.04
0.22	3.05	0.20	0.04	0.13	214.72
0.6	3.05	0.20	0.12	0.37	585.60
2.87	3.05	0.20	0.57	1.75	2801.12
1.4	3.05	0.20	0.28	0.85	1366.40
4.27	3.05	0.20	0.85	2.60	4167.52
TOTAL, ADOBE			88.18	256.72	410752.12
TOTAL, BLOQUE			11.54	35.18	56295.68
TOTAL			99.71	291.90	467047.80

Tabla 59

Peso total de los muros de adobe y paredes de bloque de la estructura CAEL

Piso	Peso Total X (kg)	Peso Total Y (kg)	Peso Total (Kg)
1	172285.60	85312.00	257597.60
2	569883.20	616559.04	1186442.24
3	489429.92	467047.80	956477.72
Total			2400517.56

- Carga de acabados pisos y paredes

Tabla 60

Carga por metro cuadrado de acabados de pisos y paredes

Piso	Carga	Unidad
1	70	Kg/m ²
2	70	Kg/m ²
3	40	Kg/m ²

Fuente: NEC- SE- CG, Sección 4.1, Tabla 8

- Carga de instalaciones

Tabla 61*Carga por metro cuadrado de instalaciones*

Piso	Carga	Unidad
1	30	Kg/m ²
2	30	Kg/m ²
3	30	Kg/m ²

Fuente: NEC- SE- CG, Sección 4.1, Tabla 8

- Carga de cielo falso

Tabla 62*Carga por metro cuadrado de cielo falso*

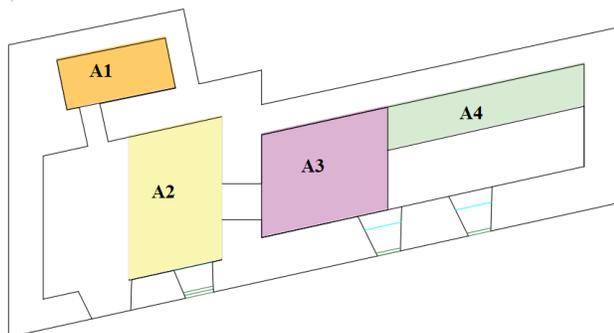
Piso	Carga	Unidad
1	20	Kg/m ²
2	20	Kg/m ²
3	20	Kg/m ²

Fuente: NEC- SE- CG, Sección 4.1, Tabla 8

- Carga de entrepiso de ladrillo

Entrepiso 1

En la Figura 163 se muestra la distribución de las áreas del entrepiso 1 para el cálculo de la carga muerta del mismo.

**PLANTA SUBSUELO**

ESC: _____ 1:100

Figura 164 Distribución de áreas del piso 1 para el cálculo del peso del ladrillo de este entrepiso

En la Tabla 63 se presenta el cálculo del peso por metro cuadrado del entrepiso 1 de ladrillo.

Tabla 63

Peso por m2 del entrepiso 1 de ladrillo

ENTREPISO 1		
A1=	6.32	m2
A2=	14.93	m2
A3=	14.63	m2
A4=	9.5	m2
ÁLTURA LADRILLO	0.07	m
VOLUMEN 1=	0.4424	m3
VOLUMEN 2=	1.0451	m3
VOLUMEN 3=	1.0241	m3
VOLUMEN 4=	0.665	m3
PESO ESPECÍFICO LADRILLO	1600	Kg/m3
PESO1=	707.84	Kg
PESO2=	1672.16	Kg
PESO3=	1638.56	Kg
PESO4=	1064	Kg
PESO/ÁREA-----→	Kg/m2	
P1=	112	Kg/m2
P2=	112	Kg/m2
P3=	112	Kg/m2
P4=	112	Kg/m2

Entrepiso 2

En la Figura 164 se muestra la distribución de las áreas del entrepiso 2 para el cálculo de la carga muerta del mismo.

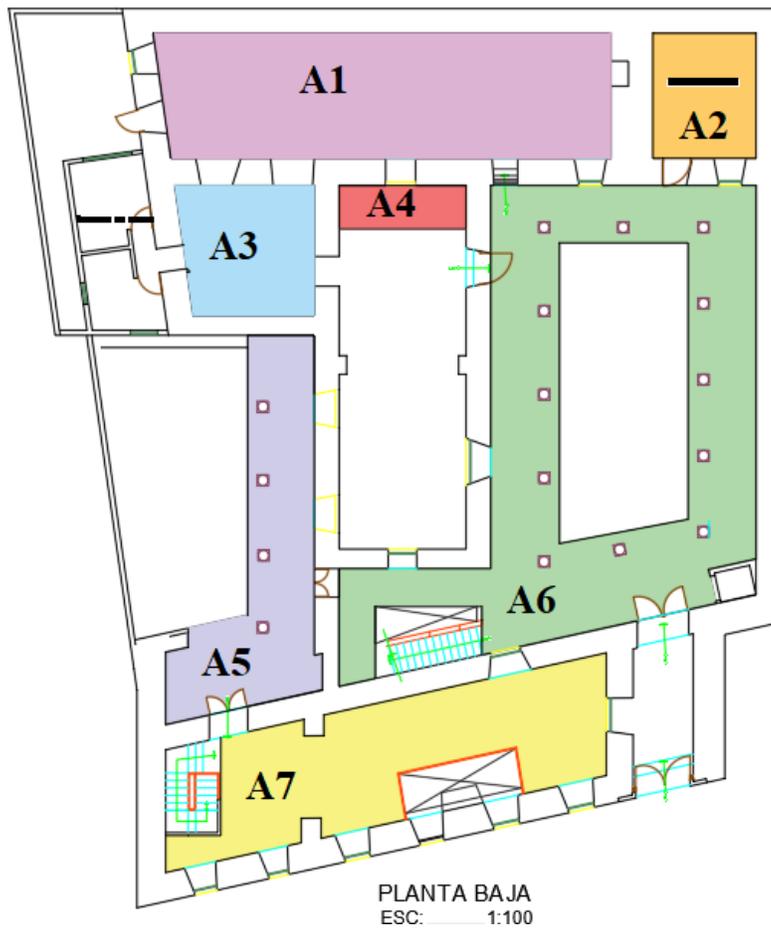


Figura 165 Distribución de áreas del piso 2 para el cálculo del peso del ladrillo de este entrepiso

En la Tabla 64 se presenta el cálculo del peso por metro cuadrado del entrepiso 2 de ladrillo.

Tabla 64*Peso por m2 del entrepiso 2 de ladrillo*

ENTREPISO 2		
A1=	91.21	m2
A2=	20.97	m2
A3=	27.49	m2
A4=	8.95	m2
A5=	49.77	m2
A6=	130.18	m2
A7=	69.1	m2
ÁLTURA LADRILLO	0.07	m
VOLUMEN 1=	6.3847	m3
VOLUMEN 2=	1.4679	m3
VOLUMEN 3=	1.9243	m3
VOLUMEN 4=	0.6265	m3
VOLUMEN 5=	3.4839	m3
VOLUMEN 6=	9.1126	m3
VOLUMEN 7=	4.837	m3
PESO ESPECÍFICO LADRILLO	1600	Kg/m3
PESO1=	10215.52	Kg
PESO2=	2348.64	Kg
PESO3=	3078.88	Kg
PESO4=	1002.4	Kg
PESO5=	5574.24	Kg
PESO6=	14580.16	Kg
PESO7=	7739.2	Kg
PESO/ÁREA----->		Kg/m2
P1=	112	Kg/m2
P2=	112	Kg/m2
P3=	112	Kg/m2
P4=	112	Kg/m2
P5=	112	Kg/m2
P6=	112	Kg/m2
P7=	112	Kg/m2

- Carga por metro cuadrado de cubierta de teja de barro cocido= 44.5 Kg/m², NEC-SE- CG, Sección 4.1, Tabla 8.

3.4.1.2 Carga viva

La carga viva es de tipo gravitacional y depende de la ocupación de la estructura, siendo una carga transitoria en la estructura.

En la Tabla 65 se presentan los valores de carga viva para los diferentes pisos, según su uso, según la norma NEC-SE-CG Sección 4.2, Tabla 9.

Tabla 65

Cálculo de carga viva según norma NEC-SE-CG

Cálculo carga viva		
PISO 1 (Biblioteca- Sala de lectura)		
PL1=	290	Kg/m ²
PISO 2		
Sala de lectura PL2=	290	Kg/m ²
Auditorio PL2=	720	Kg/m ²
Corredores PL2=	480	Kg/m ²
Patios PL2=	480	Kg/m ²
Vivienda PL2=	200	Kg/m ²
PISO 3		
Oficinas PL3=	240	Kg/m ²
Sala de reuniones PL3=	480	Kg/m ²
Corredores PL3=	400	Kg/m ²
Cubiertas Inaccessibles		
PL4=	70	Kg/m ²
Carga de Gradass		
PL5=	480	Kg/m ²

3.4.2 Cargas laterales

La Norma Ecuatoriana de la Construcción pide que el cálculo de las cargas laterales generadas mediante eventos sísmicos se las realice mediante el cálculo del cortante basal de la estructura (análisis estático) y mediante el espectro de respuesta de la estructura (análisis dinámico).

3.4.2.1 Parámetros para el cálculo del cortante basal y el espectro de diseño de la estructura CAEL

Zonificación sísmica

Según la norma NEC-SE-DS el Ecuador está distribuido por seis zonas sísmicas como se muestra en la Figura 165. La Casa de la Academia Ecuatoriana de la Lengua se encuentra ubicada en la sierra del Ecuador, específicamente en el centro de Quito, por lo tanto, de acuerdo al mapa la estructura se encuentra en la zona sísmica V, es decir tiene una caracterización alta de peligro sísmico.

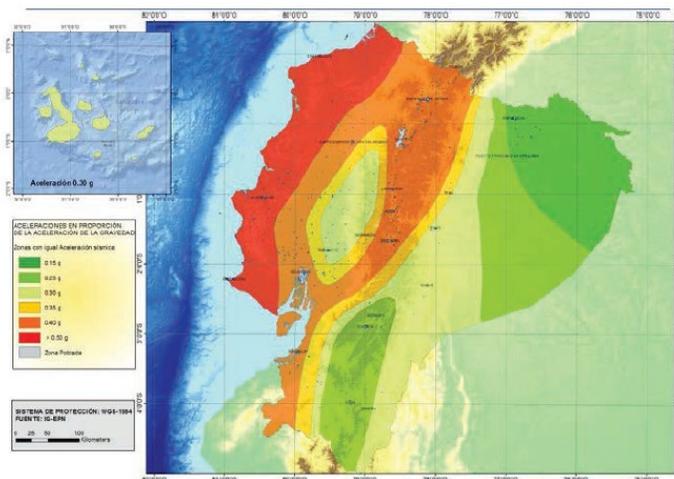


Figura 166 Ecuador zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.1.1, figura 1

Factor de zona Z

En la Figura 166 se muestran los valores Z según la zona sísmica, que en el caso de la estructura en estudio es V, por lo tanto, $Z=0.40$.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 167 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.1.1, tabla 1

Perfil de suelo

El tipo de perfil de suelo donde está ubicada la estructura se determinó mediante un ensayo no destructivo llamado sísmica de refracción, cuyo procedimiento y resultados se muestran en el apartado 3.1, de donde se obtuvo que la velocidad de onda de corte V_{s30} es de 245,9 m/s teniendo así un tipo de suelo D.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

El Fa para la estructura en estudio es de 1.2, como se puede observar en la Figura 167

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura 168 Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.2.2, tabla 3

Fd: Ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de roca

El Fd para la estructura en estudio es de 1.19, como se puede observar en la Figura 168

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 169 Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.2.2, tabla 4

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

El Fs para la estructura en estudio es de 1.28, como se puede observar en la Figura 169

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 170 Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.2.2, tabla 5

Coeficiente de importancia: I

El factor de importancia I de la estructura es de 1.3 como se muestra en la Figura 170, porque es una edificación de uso público.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 171 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: NEC-SE-DS, sección 4.1, tabla 6

Configuración estructural: irregularidad en planta y en elevación

La estructura de la edificación de la Casa de la Academia Ecuatoriana de la Lengua presenta irregularidad tanto en planta como en elevación, según los parámetros de la NEC-SE-DS, sección 4.2.4.5, se tiene:

$$\phi_p = 0.90$$

$$\phi_E = 0.90$$

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta mide el comportamiento de una estructura ante la vibración del suelo, existen tres tipos de espectros de respuesta, siendo estos de desplazamiento, de velocidad y de aceleración, para el análisis sísmico se utiliza el espectro de respuesta de aceleración.

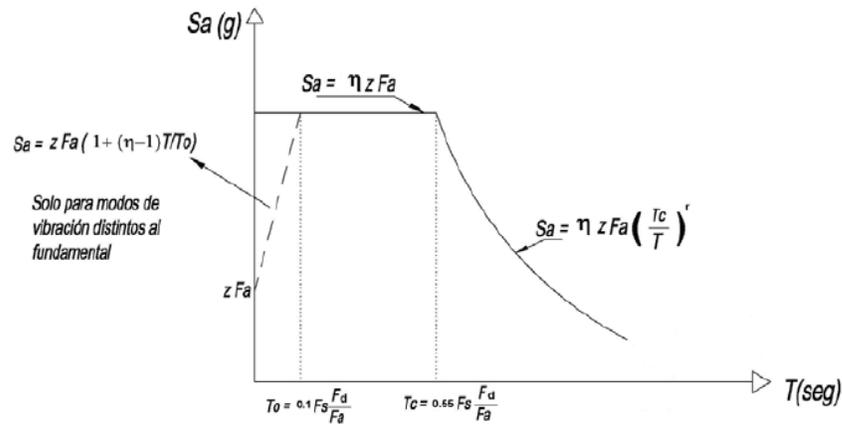


Figura 172 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones
Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.3.1, figura 3

Período de vibración T

Según la norma NEC-SE-DS el periodo de vibración aproximativo de la estructura deber estimado con la ecuación que se muestra en la Figura 172.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Periodo de vibración

Figura 173 Periodo de vibración T

Fuente: NEC-SE-DS, sección 6.3.3, método 1

Relación de amplificación espectral, η

En la norma NEC-SE-DS, sección 3.3.1, se presentan tres valores de relación de amplificación espectral.

$\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$ Provincias del Oriente

Figura 174 Relación de la amplificación espectral

Fuente: NEC-SE-DS, sección 3.3.1

La estructura de la Casa de la Academia Ecuatoriana de la Lengua se encuentra en la sierra del Ecuador por lo que se toma el valor $n=2.48$

Coefficiente que depende del tipo de edificio C_t y coeficiente α

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua tiene un coeficiente C_t de 0.055 y α de 0.75, como se muestra en la Figura 174, porque es de mampostería estructural.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 175 Coeficientes C_t y α dependiendo del tipo de estructura

Fuente: NEC-SE-DS, sección 6.3.3, método 1

Factor de reducción R

En la norma NEC-SE-DS se presentan dos grupos estructurales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada.

La estructura en estudio pertenece al segundo grupo (ductilidad limitada), en la Figura 175 se presentan los valores de R para los diferentes casos.

De los valores presentados en la Figura 175, se toma el valor $R=3$, inicialmente se pretendió tomar un valor de $R=1$, para trabajar en el rango elástico por seguridad, pero con este R el valor del cortante basal superaba el 100% del W de la estructura por lo que se decidió trabajar con $R=3$.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Figura 176 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada
Fuente: NEC-SE-DS, sección 6.3.4, tabla 16

3.4.2.2 Resumen de diseño sismorresistente

En la Tabla 66 se presenta un resumen del diseño sismorresistente de la estructura CAEL, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico. Estos factores de detallaron previamente en la sección 3.4.2.1 del presente documento.

Tabla 66*Resumen filosofía de diseño sismoresistente*

Carga de Sismo			
Parámetro	Valor	Observ.	Referencia
Coefficiente $C_t =$	0.055		Sec. 6.3.3.a
Altura Total del Edificio (H_n)=	8.95	m	Planos Arquitectónicos
Coefficiente para Calculo de Periodo(α)	0.75		Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibración (T_1) =	0.28	seg	Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibración (T_{2max}) =	0.37		
Factor de Importancia (I)=	1.3		Tabla 6, Sec.4.1
Factor de Reducción de Respuesta (R)=	3		Tabla 16 /18,Sec.6.3.4
Relación de amplificación espectral (η)=	2.48		Sec.3.3.1
Zona Sísmica =	V	(alta)	Fig. 1, Sec.3.1.1
Factor de Zona(Z)=	0.4		Tabla 1, Sec.3.1.1
Tipo de Suelo =	D		Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de Sitio (F_a)=	1.2		Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de Sitio (F_d)=	1.19		Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de Comportamiento Inelástico del Suelo (F_s)=	1.28		Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Factor en el Espectro para Diseño Elástico (r)=	1.00		Sec.3.3.1
Aceleración Espectral (S_a)=	1.19		Sec.3.3.1
Factor de Irregularidad en Planta (ϕ_p)=	0.9		Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de Irregularidad en Elevación (ϕ_e)=	0.9		Tabla 14, Sec.5.2.3
% de Carga Muerta para Sismo=	0.64	%	Sec. 6.3.2
Periodo T_o =	0.13		Sec.3.3.1
Periodo T_c =	0.70		Sec.3.3.1
Factor de Reducción (f) =	0.53		Sec. 6.3.2

3.4.3 Cargas laterales: análisis estático

El análisis estático se refiere al cálculo del cortante basal de la estructura en estudio, que se muestra en la Tabla 67.

En la norma NEC-SE-DS, sección 6.3.2, se encuentra la fórmula para el cálculo del cortante basal V de una estructura, la fórmula se presenta a continuación en la Figura 176.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_p y ϕ_e	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 177 Fórmula para el cálculo del cortante basal de una estructura

Fuente: NEC-SE-DS, sección 6.3.2

Tabla 67

Cálculo cortante basal

Resumen del cálculo de cortante basal		
Parámetro	Valor	Unidad
Sa	1.19	g
I	1.3	ad
R	3	ad
ϕ_p	0.9	ad
ϕ_e	0.9	ad
Coef. Basal (V)	0.64*W	

El coeficiente obtenido es de 0.64, valor que se ingresará al programa computacional basado en elementos finitos, para las componentes de sismo en sentido X e Y, correspondientes al análisis estático.

3.4.4 Cargas laterales: análisis dinámico

En la sección 3.4.2.1, Tabla 66, se presentan los valores utilizados para la construcción del espectro de diseño, debido a que se tomó un factor de reducción de respuesta (R)=3, se trabajará en el rango inelástico o espectro reducido. En la Tabla 68 se presentan los valores del espectro elástico e inelástico, mismos que se encuentran graficados en la Figura 177.

Tabla 68

Valores espectro elástico y espectro reducido

Espectro Elástico de Aceleraciones			Espectro Reducido	
Periodo	Acel.	Acel.	Periodo	Acel.
T	Sa	a	T	a
(seg)	(g)	(m/s ²)	(seg)	(m/s ²)
0.00	1.190	11.678	0.00	6.247
0.70	1.190	11.678	0.70	6.247
0.80	1.041	10.215	0.80	5.465
0.90	0.925	9.077	0.90	4.856
1.00	0.833	8.168	1.00	4.370
1.10	0.757	7.424	1.10	3.972
1.20	0.694	6.804	1.20	3.640
1.30	0.640	6.280	1.30	3.360
1.40	0.594	5.831	1.40	3.120
1.50	0.555	5.442	1.50	2.911
1.60	0.520	5.101	1.60	2.729
1.70	0.489	4.801	1.70	2.568
1.80	0.462	4.534	1.80	2.426
1.90	0.438	4.295	1.90	2.298
2.00	0.416	4.080	2.00	2.183
2.10	0.396	3.886	2.10	2.079
2.20	0.378	3.709	2.20	1.984
2.30	0.362	3.548	2.30	1.898
2.40	0.347	3.400	2.40	1.819
2.50	0.333	3.264	2.50	1.746
2.60	0.320	3.138	2.60	1.679

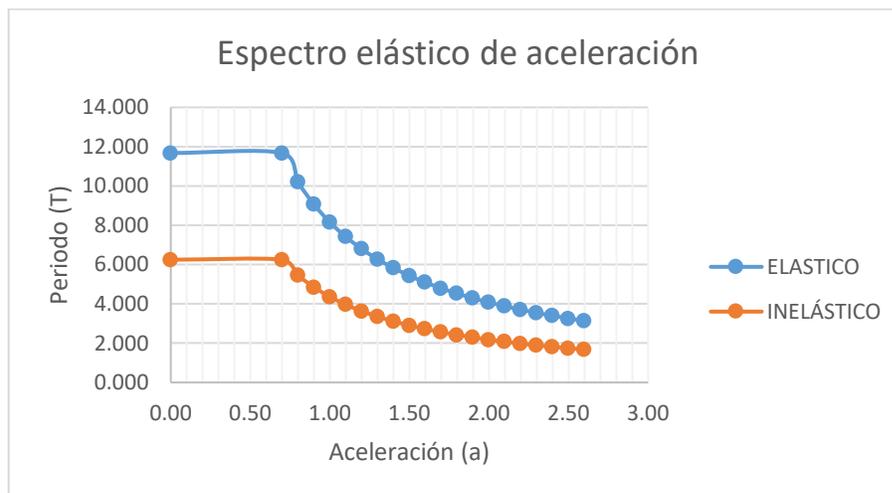


Figura 178 Espectro elástico de aceleración de la estructura CAEL

3.5 Distribución de fuerzas laterales en mampostería

Diafragma es un elemento horizontal que soporta cargas gravitacionales y las transmite hacia elementos como columnas y paredes. El diafragma incluye un sistema de arriostramiento horizontal, que ayuda en el momento de presentarse fuerzas horizontales como lo son un sismo o viento, de manera que existe una correcta distribución de dichas fuerzas hacia los elementos verticales, como se puede ver en la Figura 178.

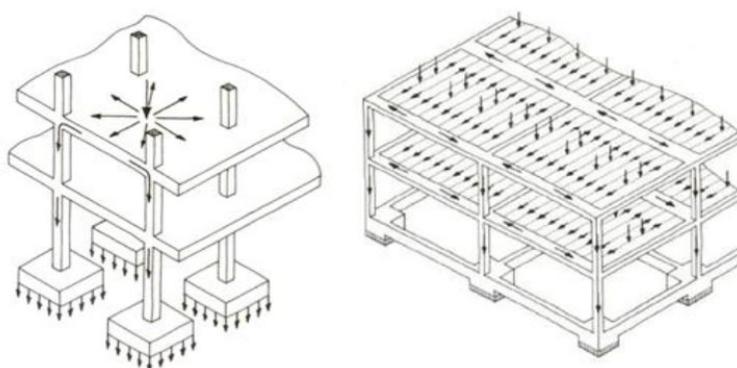


Figura 179 Diafragma
Fuente: (Patiño Rocha, 2014)

Los pisos y entrepisos de madera pueden ser de dos tipos de sistemas constructivos como lo son el entramado y el sistema poste viga, ambos sistemas conformados por vigas, viguetas y piso propiamente dicho. Los entrepisos trabajan a flexión- cortante y las columnas, paredes o muros trabajan a compresión. (Ver Figura 179)

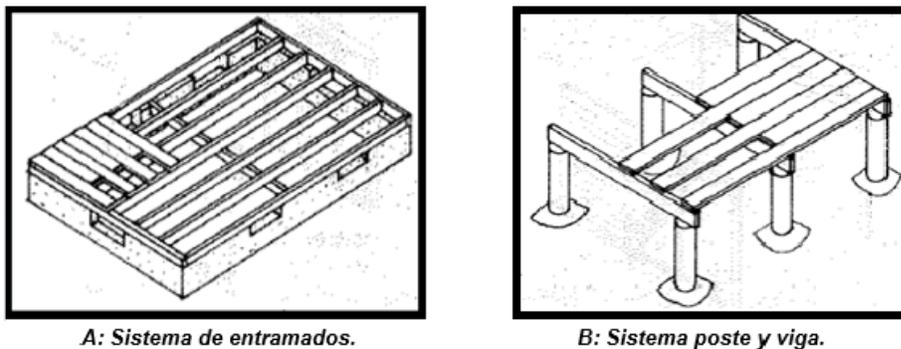


Figura 180 Sistemas constructivos de entre pisos

Fuente: (Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recurso Forestales Tropicales , 2000)

(Espinoza Larrea, 2017) detalla lo siguiente:

''En el análisis de estructuras conformadas por muros o paredes portantes, el sistema de piso tiene una importancia considerable debido a su influencia en la estructura al momento de un evento sísmico, incluso en las posibles fallas que puede presentar la estructura. Los pisos pueden comportarse dependiendo de su conformación como un sistema flexible, semirrígido o rígido''.

3.5.1 Sistema de piso flexible

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua posee un sistema de piso flexible. Debido a la deficiente unión entre muros y piso, así como muros y techo. Se presenta un diafragma flexible cuando la distribución de fuerzas horizontales hacia elementos verticales es independiente de su rigidez relativa. La deflexión del piso será significativamente mayor que la deflexión en los elementos verticales (Ver Figura 180). (Patiño Rocha, 2014).

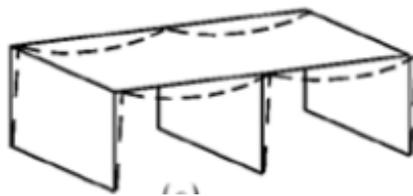


Figura 181 Comportamiento sistema de piso flexible

3.6 Modelamiento de la estructura

Para el modelamiento de la estructura de la Casa de la Academia Ecuatoriana de la Lengua se usaron dos herramientas computacionales de gran ayuda para enfrentar la complejidad geométrica de la misma. Para la definición geométrica en 3D se utilizó el programa AutoCAD versión estudiantil (Ver Figura 181) y para el análisis estructural un programa basado en elementos finitos (Ver Figura 182).

Para el modelamiento de estructuras en programas de análisis estructural es importante la correcta definición de los materiales y las secciones que conforman la misma, éstos deben estar lo más ajustados posible a la realidad. Sin dejar a un lado las respectivas cargas estáticas y dinámicas que actúan en ella.

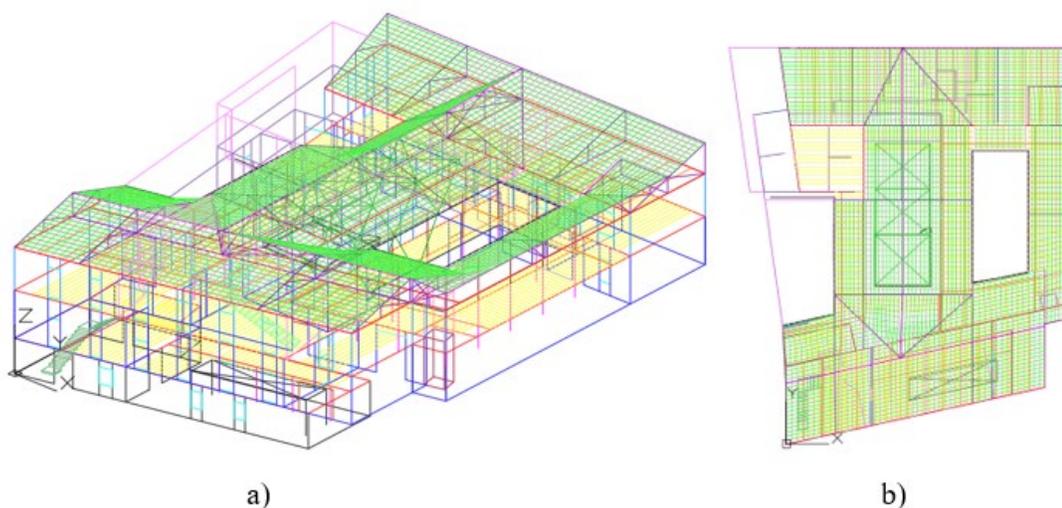


Figura 182 Modelado de la geometría de la estructura a) Vista 3D b) Vista en planta

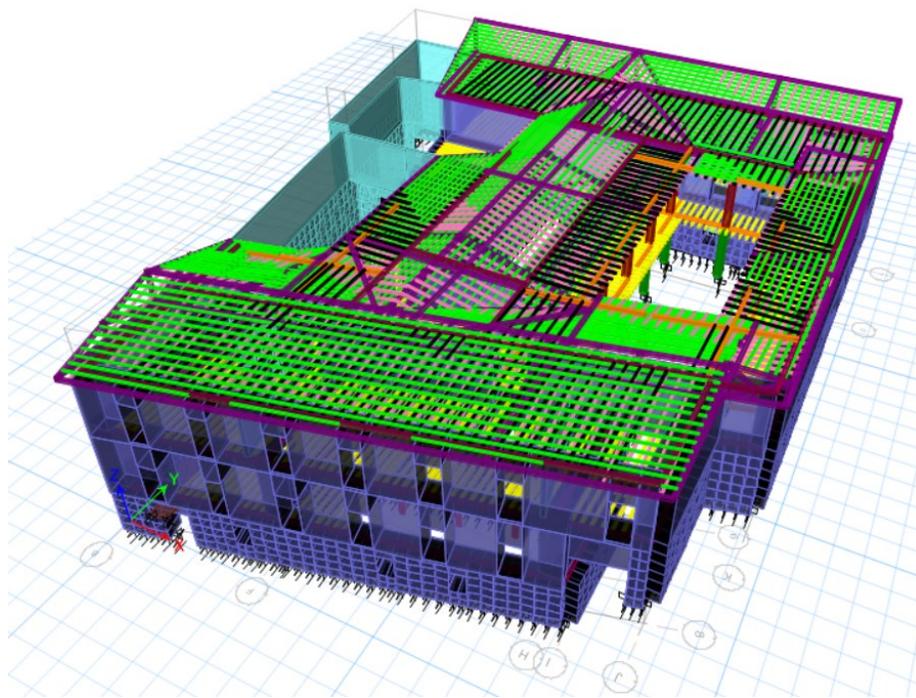


Figura 183 Modelamiento de la estructura en programa de análisis mediante elementos finitos

3.6.1 Configuración geométrica

En cuanto a la configuración geométrica del inmueble es importante realizar un análisis de la distribución de muros de adobe tomando en cuenta la continuidad en elevación y en planta, además de conocer las diferentes dimensiones de los elementos que la conforman como vigas, viguetas y columnas de madera, tanto en pisos como en techos. El área de construcción aproximada de la estructura CAEL es de 1863.29 m². Cuyo desglose de área por piso se presenta en la Tabla 69.

Tabla 69*Desglose de área por piso de la estructura CAEL*

Piso	Área Piso (m2)
1	118.65
2	871.86
3	872.78
Área Total=	1863.29

En la Tabla 53, Tabla 54, Tabla 55, Tabla 56, Tabla 57 y Tabla 58 del apartado 3.4.1.1 de este documento se muestran los muros en sentido X y Y de la estructura con sus respectivos espesores y longitudes. La estructura se caracteriza por tener diferentes espesores en sus muros como se muestra en la Tabla 70.

Tabla 70*Espesores de muros y material que conforman la estructura CAEL*

Name	Design Type	Element Type	Material	Total Thickness m
MURO_0.60	Wall	Shell-Thick	ADOBE	0.6
MURO_0.8	Wall	Shell-Thick	ADOBE	0.8
MURO_1.0	Wall	Shell-Thick	ADOBE	1
MURO_1.10	Wall	Shell-Thick	ADOBE	1.1
MURO_1.15	Wall	Shell-Thick	ADOBE	1.15
MURO_1.30	Wall	Shell-Thick	ADOBE	1.3
MURO_1.35	Wall	Shell-Thick	ADOBE	1.35
PARED_BLOQUE	Wall	Shell-Thin	BLOQUE HORMIGON	0.2

En cuanto a la configuración geométrica del resto de los elementos que conforman la estructura se presenta en la Tabla 71.

Tabla 71
Configuración de elementos estructurales

Nombre	Material	h m	B m	Área m ²
Armadura_montante_cbierta	MADERA_COLORADO	0.15	0.15	0.0225
COLUMNAS_HORMIGON_30X30	HORMIGON210	0.3	0.3	0.09
Columnas_madera	MADERA_COLORADO	0.34	0.27	0.0918
Columnas_metalicas	METAL_A653SQGr33			0.0029
Columnas_octagoles_piedra	PIEDRA_BASALTO			0.0522
Columnas_piedra_circular	PIEDRA_BASALTO	0.2897		0.0659
Correas_cubierta	MADERA_COLORADO	0.08	0.06	0.0048
DINTELES_8X66	MADERA_COLORADO	0.08	0.66	0.0528
MARCOS_ADOBE_0.6	MADERA_COLORADO	0.08	0.62	0.0496
MARCOS_ADOBE_0.80	MADERA_COLORADO	0.08	0.82	0.0656
MARCOS_ADOBE_1.0	MADERA_COLORADO	0.08	1.02	0.0816
MARCOS_ADOBE_1.10	MADERA_COLORADO	0.08	1.12	0.0896
MARCOS_ADOBE_1.15	MADERA_COLORADO	0.08	1.17	0.0936
MARCOS_ADOBE_1.20	MADERA_COLORADO	0.08	1.22	0.0976
MARCOS_ADOBE_1.30	MADERA_COLORADO	0.08	1.32	0.1056
marcos_BLOQUE	MADERA_COLORADO	0.05	0.22	0.011
VIGACOLLAR_15X15	MADERA_COLORADO	0.15	0.15	0.0225
VIGAS_9X19	MADERA_COLORADO	0.19	0.09	0.0171
VIGAS_HORMIGÓN_20X30	HORMIGON210	0.2	0.3	0.06
Viga_metalica	METAL_A653SQGr33			0.0052
VIGUETAS_6X8	MADERA_COLORADO	0.08	0.06	0.0048
VIGUETAS_9X14	MADERA_COLORADO	0.14	0.09	0.0126
Viguetas_verticales_cubierta	MADERA_COLORADO	0.065	0.065	0.0042

3.6.1.1 Distribución de los muros en ambas direcciones

Es necesario realizar un análisis sobre el balance de muros en las direcciones X y Y, dicho balance se determina mediante el cálculo de la densidad de muros, que no es más que la relación entre el área total de los muros de cada planta y el área total de la planta en estudio.

La densidad de los muros se calcula con la siguiente expresión (ecuación 24):

$$\rho = \frac{\sum \text{Área muros}}{\text{Área planta}} * 100 \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

ρ = densidad de muros expresada en %

$\sum \text{Área muros}$ = sumatoria del área transversal de los muros sea X o Y en m²

Área planta = área de la planta en análisis en m²

Para que la distribución de la fuerza lateral en los muros sea correcta, el valor de la densidad debe ser mayor al 10% (Espinoza Larrea, 2017)

La distribución de los muros de la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua, en los diferentes sentidos se presentó en la Tabla 53, Tabla 54, Tabla 55, Tabla 56, Tabla 57 y Tabla 58 de la sección 3.4.1.1 de este documento. El área por pisos de la estructura se presentó en la Tabla 69 de la sección 3.6.1. Con los datos mencionados se realiza el siguiente análisis.

El cálculo de la densidad por piso se presenta en la Tabla 72, Tabla 73, Tabla 74 y el cálculo total de la densidad de la estructura CAEL en la Tabla 75.

Tabla 72

Densidad Piso 1

Densidad piso1				
Dirección	Área Muros (m2)	Área piso (m2)	Densidad (%)	Condición
X	47.65	118.65	40.16	Cumple
Y	21.33	118.65	17.98	Cumple

Tabla 73

Densidad Piso 2

Densidad piso2				
Dirección	Área Muros (m2)	Área piso (m2)	Densidad (%)	Condición
X	125.86	871.86	14.44	Cumple
Y	119.89	871.86	13.75	Cumple

Tabla 74
Densidad Piso 3

Densidad piso3				
Dirección	Área Muros (m2)	Área piso (m2)	Densidad (%)	Condición
X	121.13	872.78	13.88	Cumple
Y	99.71	872.78	11.42	Cumple

Tabla 75
Densidad total

Densidad Total				
Muros	Total, m2	Área piso total m2	Densidad %	Condición
Sentido X	294.64	1863.29	15.81	Cumple
Sentido Y	240.93	1863.29	12.93	Cumple

Como se puede observar en las tablas presentadas, los resultados obtenidos para ambos sentidos tanto X como Y presentan valores aceptables en relación a la densidad mínima admisible.

3.6.2 Definición de materiales

En este punto se definen los materiales por los cuales está conformada la estructura, tomando en cuenta las propiedades mecánicas que se obtuvieron mediante ensayos y bibliografía en las secciones 2.3, 2.4.1, 2.5.1, 3.1.1.1, 3.1.2.1, 3.3.1 y 3.3.4 de este documento.

En la Figura 183, Figura 184, Figura 185, Figura 186, Figura 187 se muestran las características mecánicas del adobe, de la madera colorado, de la piedra basalto, del bloque de hormigón, del metal coldformed, respectivamente. Dichos materiales conforman la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua.

The image shows two overlapping windows from a software application. The background window is titled 'Material Property Design Data' and contains the following fields:

- Material Name and Type:** Material Name: ADOBE, Material Type: Concrete, Isotropic.
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 50 tonf/m². There is an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete' and a field for 'Shear Strength Reduction Factor'.

The foreground window is titled 'Material Mechanical Property Data' and contains the following fields:

- General Data:** Material Name: ADOBE, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic, Material Display Color: Blue, Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 1.6 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.163 tonf-s³/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 13835.90 tonf/m², Poisson's Ratio, U: 0.25, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 5534.36 tonf/m².

Figura 184 Propiedades mecánicas del adobe.

The image shows two overlapping windows from a software application. The background window is titled 'Material Property Data' and contains the following fields:

- General Data:** Material Name: MADERA_COLORADO, Material Type: Other, Directional Symmetry Type: Orthotropic, Material Display Color: Cyan, Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 0.51 tonf/m³, Mass per Unit Volume: 0.052006 tonf-s³/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modify/Show Mechanical Property Data...
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...

The foreground window is titled 'Material Mechanical Property Data' and contains the following fields:

- Material Name and Type:** Material Name: MADERA_COLORADO, Material Type: Other, Orthotropic.
- Modulus of Elasticity:** E1: 1174378.4 tonf/m², E2: 1174378.4 tonf/m², E3: 1174378.4 tonf/m².
- Shear Modulus:** G12: 419420.86 tonf/m², G13: 419420.86 tonf/m², G23: 419420.86 tonf/m².
- Coefficient of Thermal Expansion:** A1: 0.000001 1/C (three instances).
- Poisson's Ratio:** U12: 0.4, U13: 0.4, U23: 0.4.

Figura 185 Propiedades mecánicas de la madera colorado.

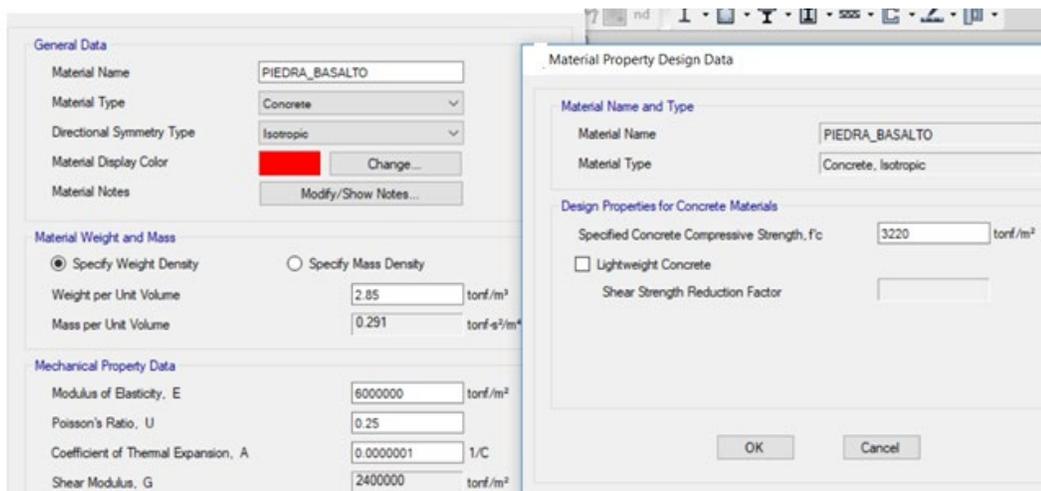


Figura 186 Propiedades mecánicas de la piedra basalto.

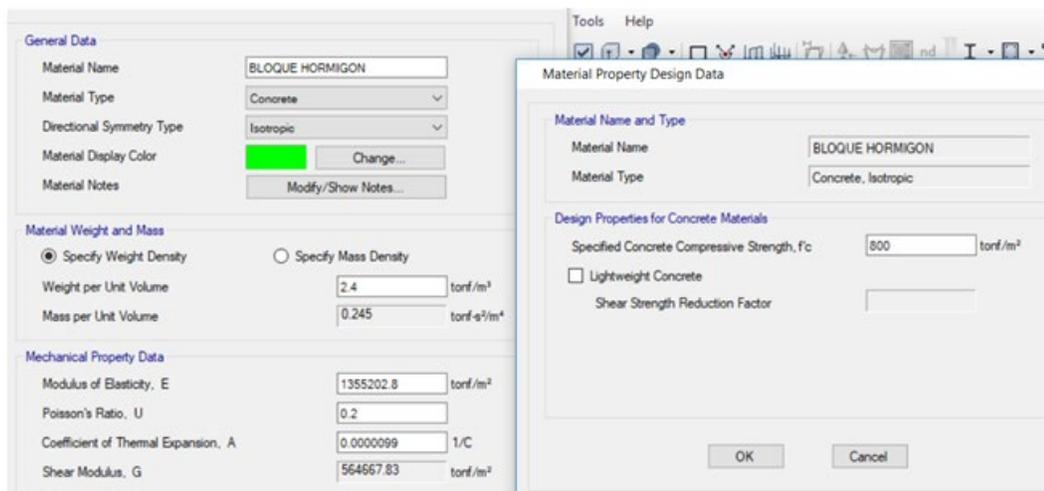


Figura 187 Propiedades mecánicas de bloque hormigón.

Material Property Data

General Data	
Material Name	METAL_A653SQGr33
Material Type	ColdFormed
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7.85 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.8 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20740553.97 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C
Shear Modulus, G	7977136.14 tonf/m ²

Figura 188 Propiedades mecánicas del acero tipo coldformed.

3.6.3 Definición de secciones

En el apartado 3.2 de este documento se encuentran las secciones de los diferentes elementos que conforman la estructura en estudio.

Para la definición de las diferentes secciones se toma en cuenta que para el caso de vigas, columnas y elementos de la cubierta se crean secciones tipo "Frame" y para el caso de muros y paredes se utiliza secciones tipo "Shell".

En la Figura 188 se muestra la sección de la armadura montante de la cubierta, hecha a base de madera colorado.

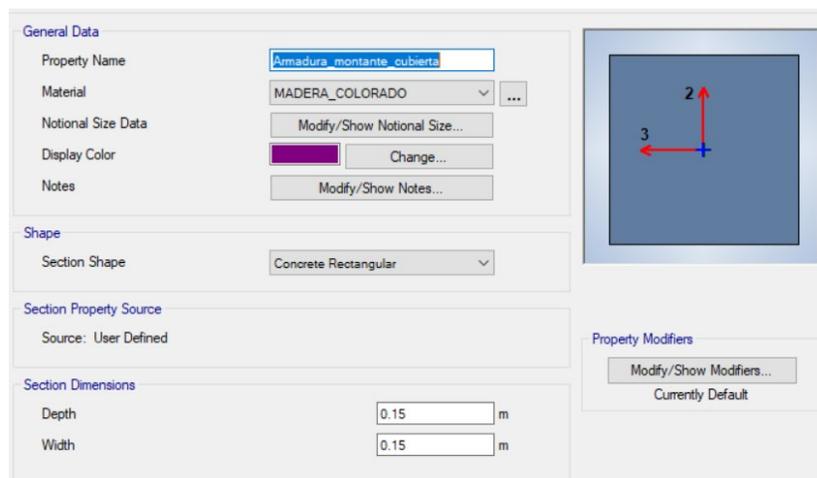


Figura 189 Definición de la sección de la armadura montante de la cubierta

En la Figura 189 se muestra la sección de las columnas de madera colorado ubicadas en el piso 3 de la estructura.

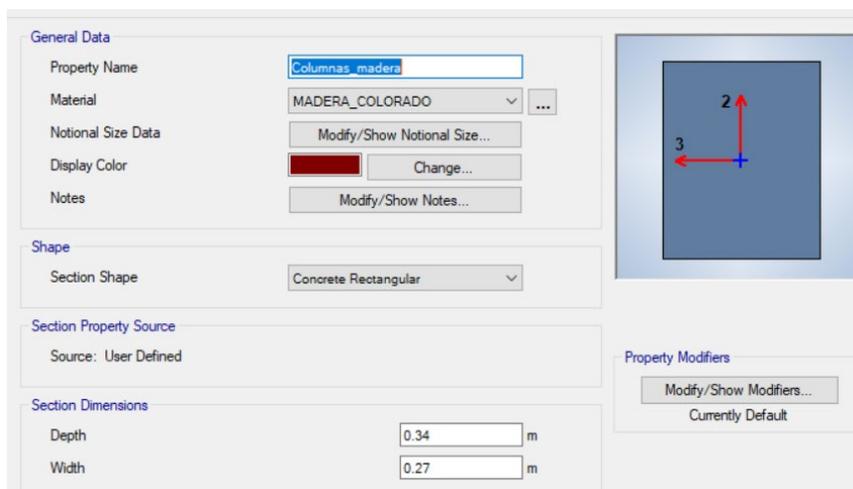


Figura 190 Definición de la sección de las columnas de madera

En la Figura 190 se muestra la definición de la sección de las columnas metálicas ubicadas en el piso 1.

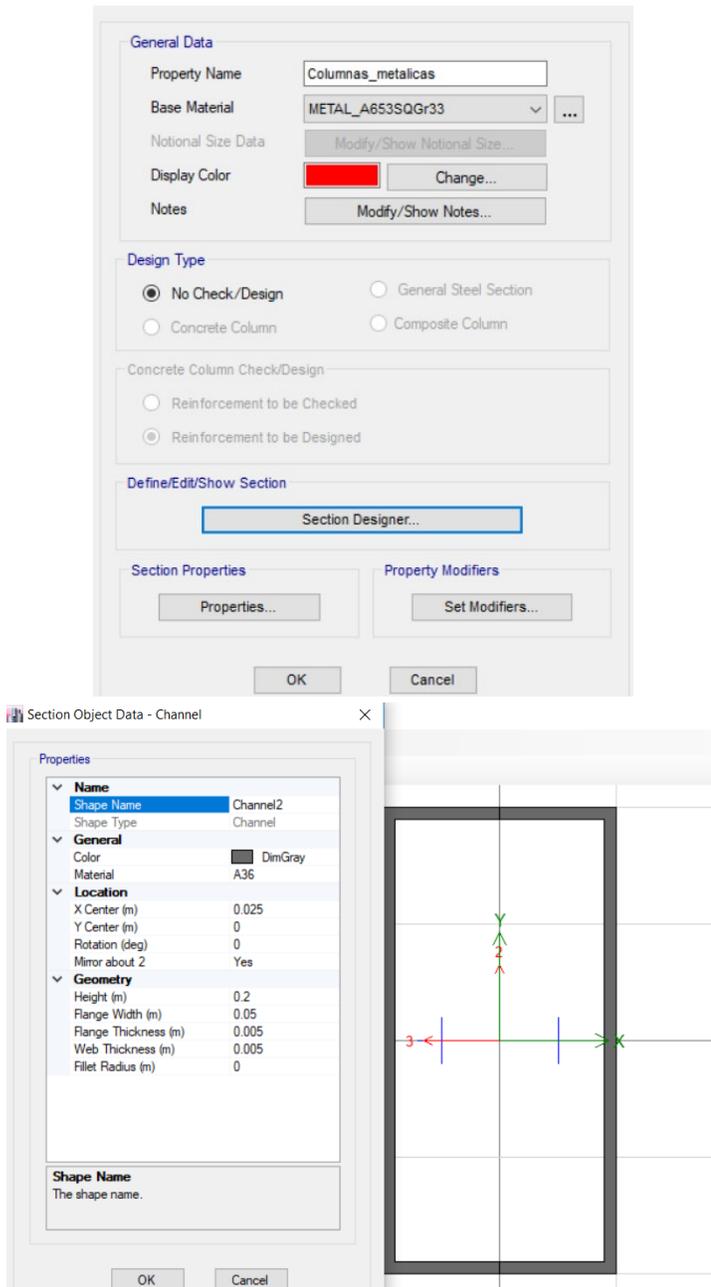


Figura 191 Definición de la sección de las columnas metálicas en section designer

En la Figura 191 se muestra la sección de las columnas octogonales de piedra basalto ubicadas en el piso 2 de la estructura, en el patio central.

General Data

Property Name:

Base Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Design Type

No Check/Design General Steel Section

Concrete Column Composite Column

Concrete Column Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Define/Edit/Show Section

Section Properties **Property Modifiers**

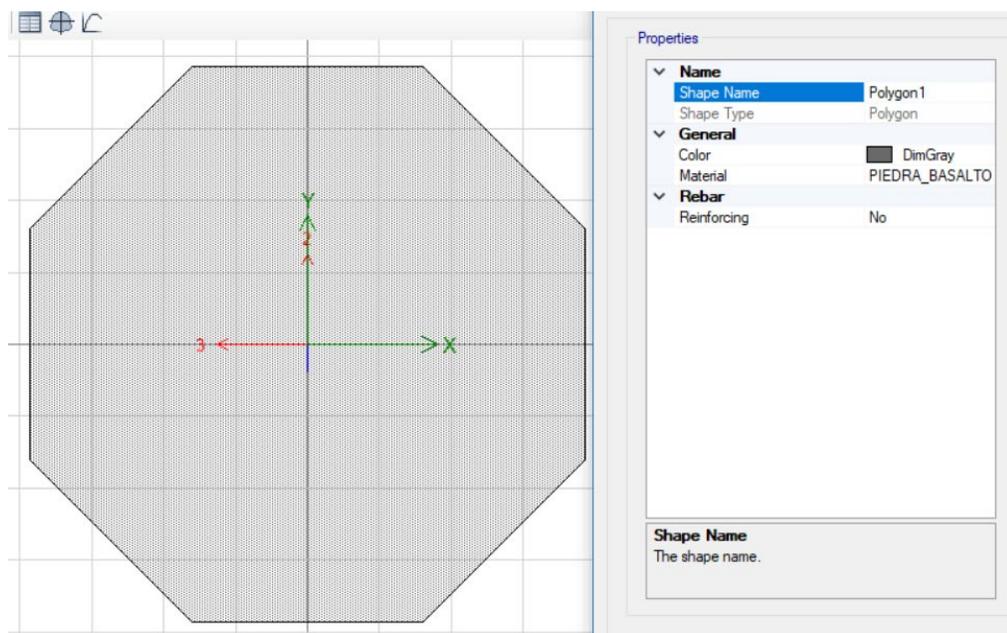


Figura 192 Definición de las columnas de piedra basalto octagonales

En la Figura 192 se muestra la sección de las columnas circulares de piedra basalto ubicadas en el piso 2 de la estructura, específicamente en el patio posterior.

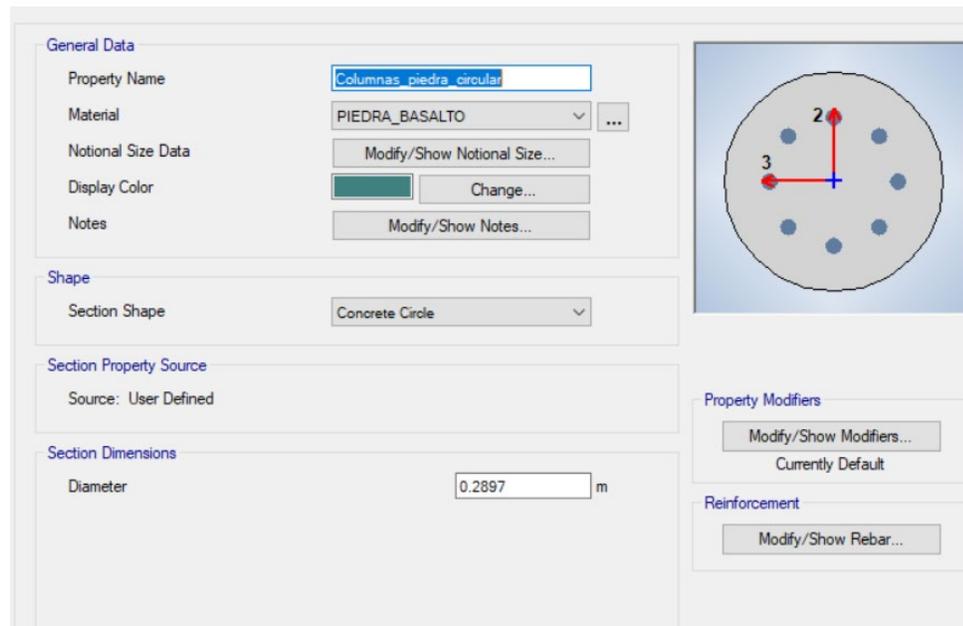


Figura 193 Definición de la sección de las columnas de piedra basalto circulares

En la Figura 193 se muestra la sección de las correas de madera colorado de la cubierta.

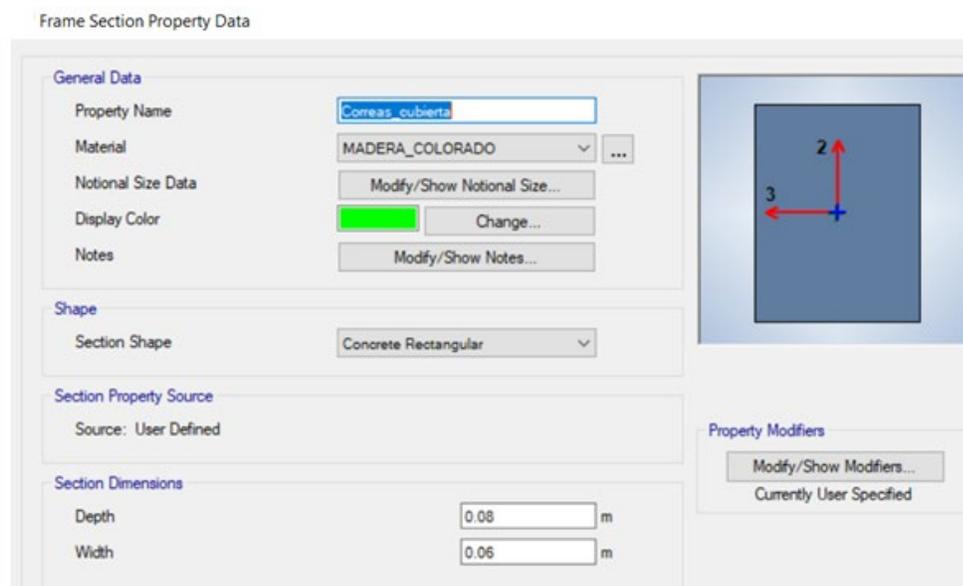


Figura 194 Definición de la sección de las correas de madera de la cubierta

En la Figura 194 se muestra la definición de la sección de la viga metálica ubicada en el piso 1 de la estructura.

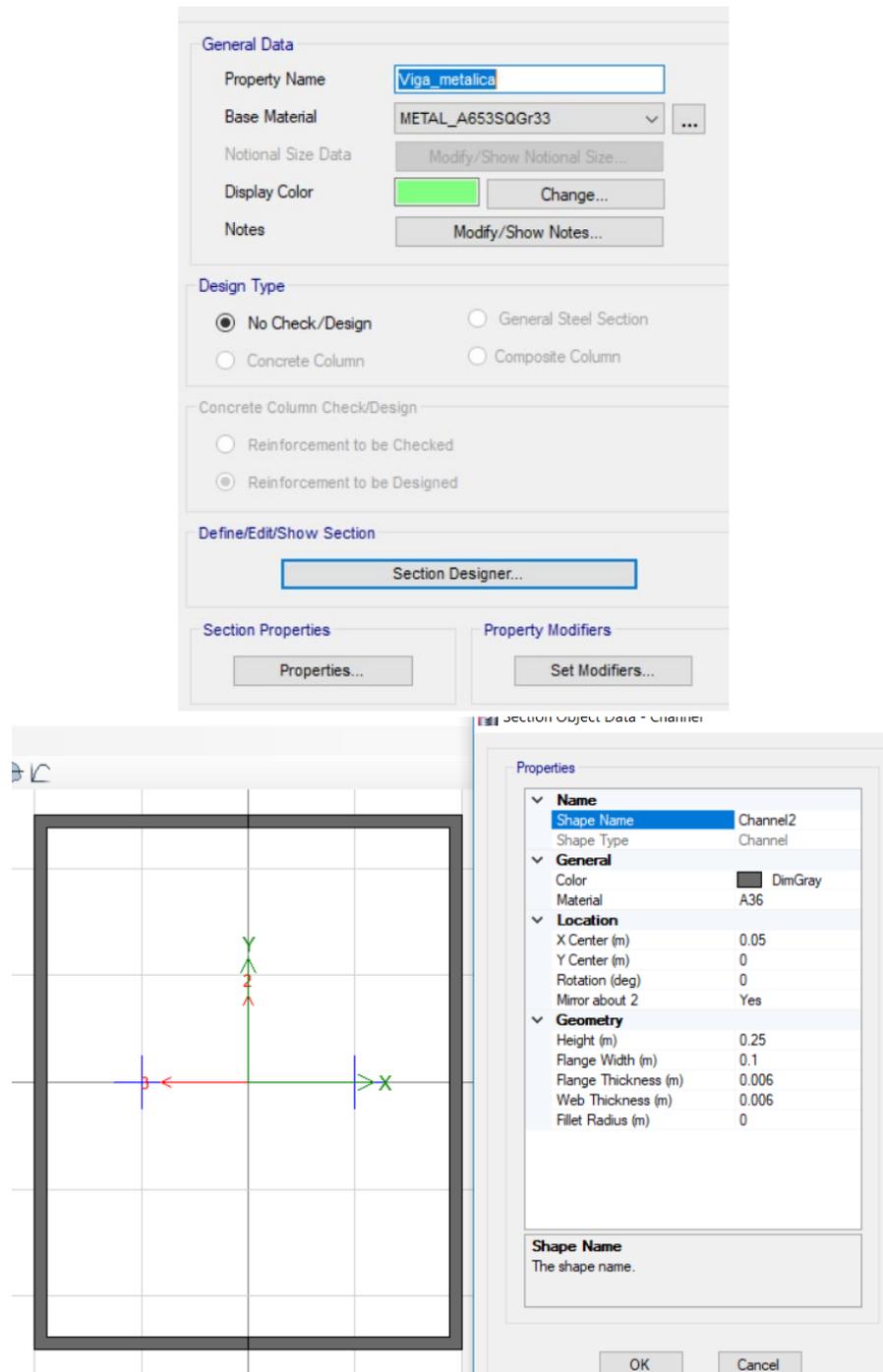


Figura 195 Definición de la sección de la viga metálica del piso 1 en section designer

En la Figura 195 se muestra la definición de la sección de las vigas collar, ubicadas en todos los pisos para la unión del muro con el piso superior y confinamiento de los mismos.

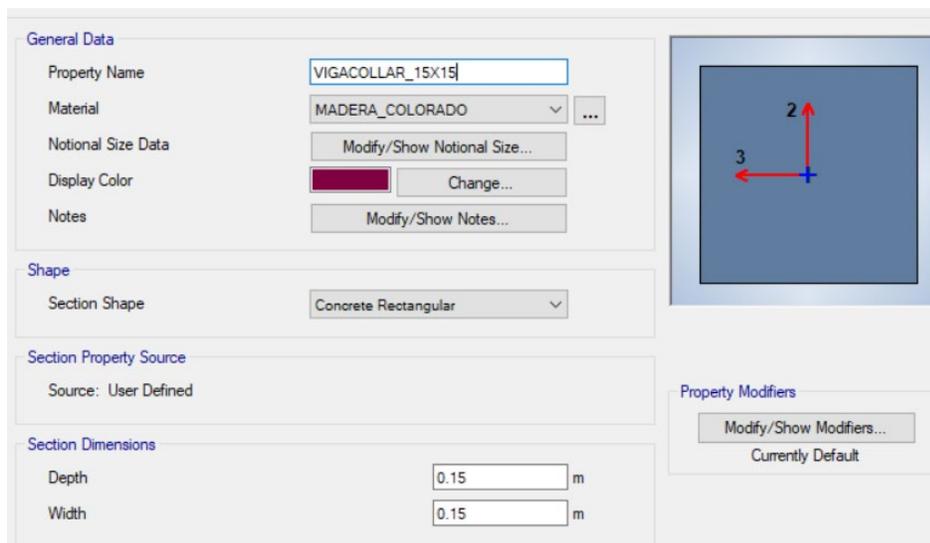


Figura 196 Definición de la sección de las vigas collar de madera

En la Figura 196 se muestra la definición de la sección de las vigas principales de madera colorado de los pisos 2 y 3.

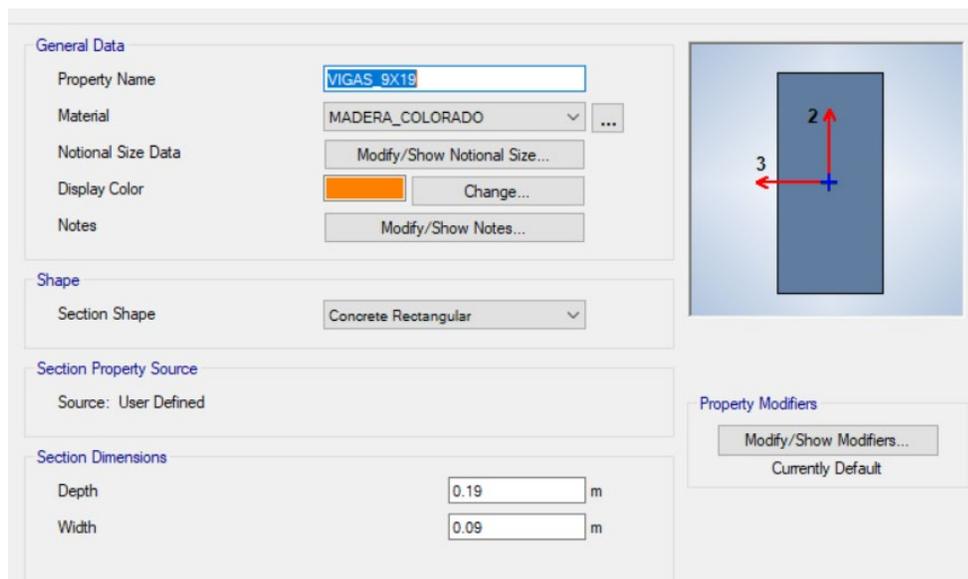


Figura 197 Definición de la sección de las vigas principales de madera

En la Figura 197 se presenta la definición de la sección de las viguetas del piso 3.

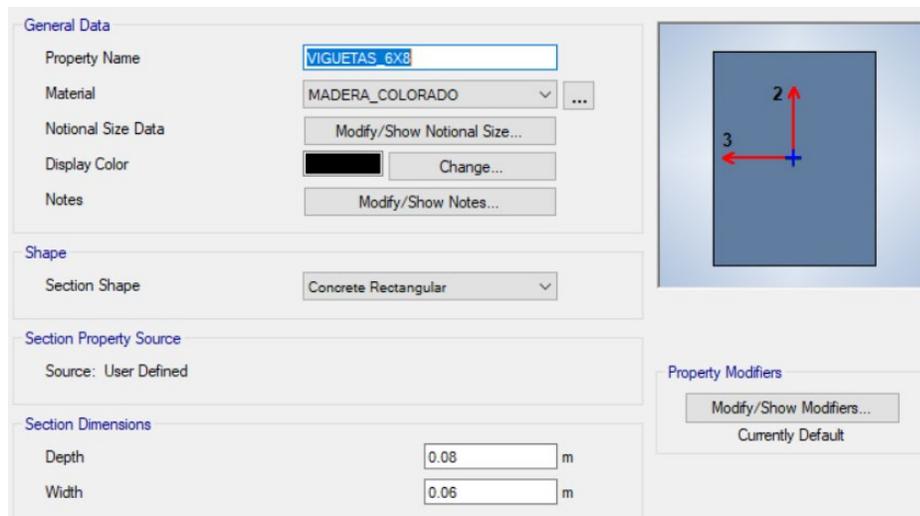


Figura 198 Definición de la sección de las viguetas de madera

En la Figura 198 se presenta la definición de la sección de las viguetas de los pisos 1 y 2.

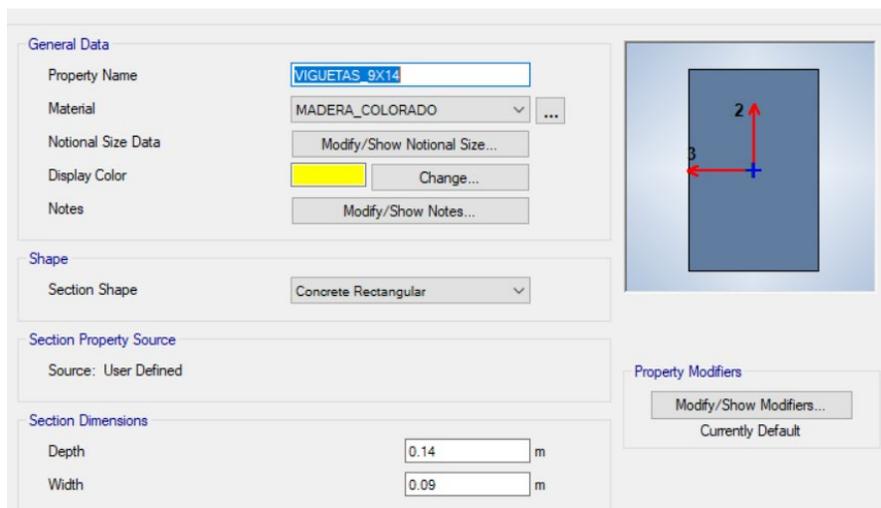


Figura 199 Definición de sección de viguetas de madera

En la Figura 199 se muestra la definición de la sección de las viguetas verticales de madera colorado que conforman la cubierta de la estructura.

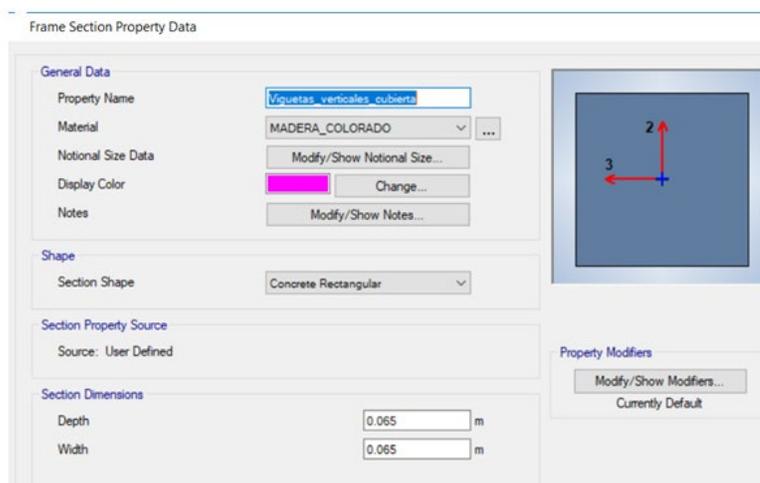


Figura 200 Definición de sección de viguetas verticales de madera de la cubierta

Para el caso de las secciones de los muros y paredes de la estructura se crean secciones tipo "Shell" como ya se mencionó, los 4 tipos de modelamiento en los elementos shell son:

Shell Thick: para placas gruesas, donde la deformación se da por flexión y corte.

Shell Thin: para placas delgadas, donde la deformación es controlada por la flexión.

Membrane: tiene un giro y dos desplazamientos dentro del plano en cada nodo.

Layered:

Para el caso del modelamiento de los muros de la estructura CAEL se lo realizo con elementos Shell Thick debido a su gran espesor siendo el minimo de 0.60m y el máximo de 1.35m.

The screenshot shows the 'Wall Property Data' dialog box. Under the 'General Data' section, the 'Property Name' is 'MURO_0.60', 'Property Type' is 'Specified', 'Wall Material' is 'ADOBE', 'Modeling Type' is 'Shell-Thick', and 'Thickness' is '0.6 m'. The 'Display Color' is highlighted in blue.

Figura 201 Definición de muro de 0.60m de espesor

The screenshot shows the 'Wall Property Data' dialog box. Under the 'General Data' section, the 'Property Name' is 'MURO_0.8', 'Property Type' is 'Specified', 'Wall Material' is 'ADOBE', 'Modeling Type' is 'Shell-Thick', and 'Thickness' is '0.8 m'. The 'Display Color' is highlighted in blue.

Figura 202 Definición de muro de 0.80m de espesor

Wall Property Data

General Data

Property Name	MURO_1.0
Property Type	Specified
Wall Material	ADOBE
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	1 m
-----------	-----

Figura 203 Definición de muro de 1.00m de espesor

Wall Property Data

General Data

Property Name	MURO_1.10
Property Type	Specified
Wall Material	ADOBE
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	1.1 m
-----------	-------

Figura 204 Definición de muro de 1.10m de espesor

Wall Property Data

General Data

Property Name	MURO_1.15
Property Type	Specified
Wall Material	ADOBE
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	1.15 m
-----------	--------

Figura 205 Definición de muro de 1.15m de espesor

Wall Property Data

General Data

Property Name	MURO_1.30
Property Type	Specified
Wall Material	ADOBE
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	1.3 m
-----------	-------

Figura 206 Definición de muro de 1.30m de espesor

Wall Property Data

General Data	
Property Name	MURO_1.35
Property Type	Specified
Wall Material	ADOBE
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
Property Data	
Thickness	1.35 m

Figura 207 Definición de muro de 1.35m de espesor

3.6.4 Discretización elementos tipo área

Para la discretización de los elementos tipo área se debe tomar en cuenta que entre menor sean las dimensiones de las partes en las que se divide el elemento, mayor será el número de ecuaciones a resolver por el programa, lo que incluye mayor tiempo para arrojar resultados. Es conveniente que la discretización no sea demasiado pequeña.

Dicho esto, se tomó la decisión de dividir a los muros que conforman la estructura en cuadrados de 0.20m X 0.20m, 0.30m X 0.30m, 0.40m X 0.40m, 0.50m X 0.50m, 0.60m X 0.60m, 0.70m X 0.70m, 0.80m X 0.80m, 0.90m X 0.90m y 1.0m X 1.0m, para posteriormente comparar los resultados de deformaciones y esfuerzos de un muro en la dirección del eje x (Muro eje 8) y un muro en la dirección del eje y (Muro eje K). En la Tabla 76 se muestra el resumen de los resultados obtenidos en los ejes y discretizaciones mencionadas.

Tabla 76

Resumen de resultados obtenidos en las diferentes discretizaciones en cuanto a deformaciones y esfuerzos en los muros de los ejes 8 y K

		MURO EJE 8				MURO EJE K			
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
100X100	UX	0.247	UX	0.021	UX	0.054	UX	0.02	
	UY	-0.016	UY	-0.039	UY	-0.015	UY	-0.051	
	UZ	-0.166	UZ	-0.122	UZ	-0.129	UZ	-0.143	
	S11	133.21	S11	58.58	S11	137.53	S11	85.47	
	S22	213.38	S22	222.8	S22	117.27	S22	109.08	
	S12	115.71	S12	51.85	S12	54.51	S12	50.67	
		MURO EJE 8				MURO EJE K			
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
90X90	UX	0.114	UX	0.041	UX	0.054	UX	0.02	
	UY	0.033	UY	0.083	UY	-0.015	UY	-0.051	
	UZ	-0.149	UZ	-0.145	UZ	-0.13	UZ	-0.144	
	S11	139.17	S11	140	S11	125.73	S11	92.86	
	S22	238.16	S22	239.1	S22	122.09	S22	117.49	
	S12	115.64	S12	115.76	S12	62.91	S12	52.63	
		MURO EJE 8				MURO EJE K			
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
80X80	UX	0.087	UX	0.034	UX	0.054	UX	0.02	
	UY	-0.016	UY	-0.049	UY	-0.015	UY	-0.051	
	UX	-0.138	UX	-0.129	UX	-0.13	UX	-0.145	
	S11	150.13	S11	70.17	S11	95.8	S11	65.9	
	S22	289.15	S22	223.03	S22	134.99	S22	134.98	
	S12	121.71	S12	56.55	S12	55	S12	55.18	
		MURO EJE 8				MURO EJE K			
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
70X70	UX	0.119	UX	0.042	UX	0.054	UX	0.02	
	UY	0.034	UY	0.085	UY	-0.015	UY	-0.051	
	UX	-0.151	UX	-0.148	UX	-0.131	UX	-0.146	
	S11	152.23	S11	72.53	S11	98.35	S11	98.18	
	S22	312.73	S22	223.2	S22	147.26	S22	147.39	
	S12	187.3	S12	78.86	S12	57.24	S12	57.34	
		MURO EJE 8				MURO EJE K			

CONTINÚA 

		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
60X60	UX	0.122	UX	0.043	UX	0.055	UX	0.02	
	UY	0.034	UY	0.086	UY	-0.016	UY	-0.052	
	UX	-0.152	UX	-0.15	UX	-0.131	UX	-0.147	
	S11	190.86	S11	103.67	S11	144.53	S11	144.81	
	S22	354.11	S22	415	S22	200.39	S22	200.43	
	S12	194.3	S12	123	S12	66.32	S12	67.06	
MURO EJE 8					MURO EJE K				
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
50X50	UX	0.123	UX	0.042	UX	0.055	UX	0.02	
	UY	0.034	UY	0.087	UY	-0.016	UY	-0.052	
	UX	-0.153	UX	-0.15	UX	-0.132	UX	-0.148	
	S11	191.88	S11	110.45	S11	144.76	S11	107.52	
	S22	398.77	S22	443.47	S22	239.3	S22	212.49	
	S12	164.45	S12	135.3	S12	67.69	S12	65.77	
MURO EJE 8					MURO EJE K				
		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y		ENVOLVENTE- X		ENVOLVENTE- Y	
40X40	UX	0.125	UX	0.042	UX	0.055	UX	0.021	
	UY	0.034	UY	0.087	UY	-0.018	UY	-0.052	
	UX	-0.154	UX	-0.151	UX	-0.13	UX	-0.148	
	S11	239.83	S11	120.89	S11	151.52	S11	112.41	
	S22	523.06	S22	487	S22	300.7	S22	262.87	
	S12	169.48	S12	151.01	S12	84.42	S12	74.33	

De la Tabla 76 se puede concluir que los resultados presentan similitud desde la discretización 0.20m X 0.20m hasta 0.60m X 0.60m, siendo menor la diferencia entre más pequeña la discretización, especialmente en cuanto a deformaciones. A partir de la discretización 0.70m X 0.70m hacia arriba los resultados presentan una gran variación. Entonces se toma en cuenta lo mencionado al principio de este apartado y se escoge la mayor discretización de entre las discretizaciones que no presentan mayor diferencia entre sus resultados, siendo la discretización de 0.60m X 0.60m.

3.6.5 Conexión muro- viga

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua tiene vigas collar sobre los muros, que sirven para el confinamiento de la edificación, por lo que existe una distancia entre el eje de la viga y el muro inferior, así como el muro superior. Ver Figura 207 . Esta distancia hace que el amarre entre los paneles de mampostería superior e inferior no sea el adecuado, por lo tanto, la inestabilidad del modelo en general, lo cual se soluciona con la herramienta "Auto Edge Constrains" Ver Figura 208.

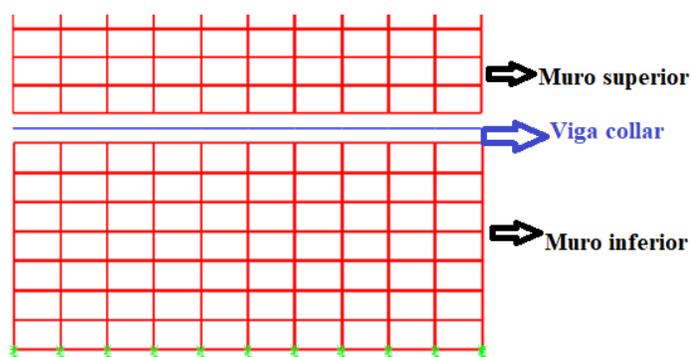


Figura 208 Conexión muro- viga.

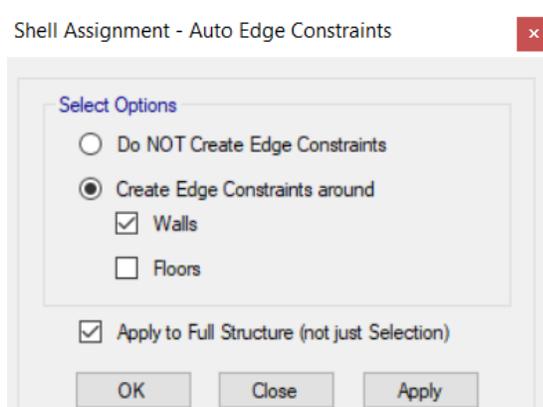


Figura 209 Asignación de Auto Edge Constrains a todos los muros y paredes de la estructura CAEL.

3.6.6 Ingreso cimentación elástica

Las estructuras patrimoniales al ser constituidas mediante muros su cimentación no se comporta como 100% empotrada. Debido a este concepto en el programa de análisis computacional los apoyos de los muros se los modela colocando resortes para simular una cimentación elástica, restringiendo el movimiento en X e Y y la rotación en Z. Ver Figura 209

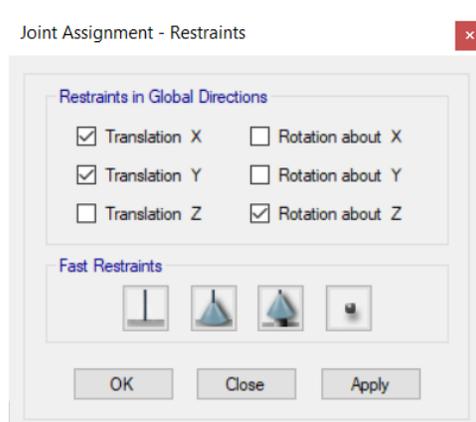


Figura 210 Restricción en los apoyos de los muros

Para el modelamiento de los "springs" o resortes en los apoyos, es necesario conocer el valor de la capacidad portante del suelo en el que se encuentra asentado la estructura CAEL. Dato que se obtuvo previamente en la sección 3.1.2.2.

Con la capacidad portante del suelo se obtiene el coeficiente de balasto (K_b), valor que se debe ingresar en el programa computacional. La ecuación 25 indica el cálculo del coeficiente de balasto expuesto por Bowles.

$$K_b = 120 * \delta \quad Ec. 25$$

$$K_b = 120 * 15 = 1800 \text{ T/m}^3$$

En donde:

δ : Capacidad portante del suelo

K_b : Coeficiente de balasto del suelo

La constante de rigidez del resorte que actúa en el sentido vertical (translación 3), se determina con la ecuación 26.

$$K_3 = E_m * S_r * K_b \quad Ec. 26$$

$$K_3 = 1.35 * 0.6 * 1800 = 1458 \text{ T/m}$$

Donde:

K_3 : Constante de rigidez del resorte

E_m : Espesor del muro (1.35m)

S_r : Separación de resortes en la dirección longitudinal del muro (60cm)

K_b : Coeficiente de balasto del suelo (1800 T/m³)

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: Spring1458

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 0 tonf/m

Translation Y: 0 tonf/m

Translation Z: 1458 tonf/m

Rotation about X-Axis: 0 tonf-m/rad

Rotation about Y-Axis: 0 tonf-m/rad

Rotation about Z-Axis: 0 tonf-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

Add

Delete

OK Cancel

Figura 211 Determinación del spring

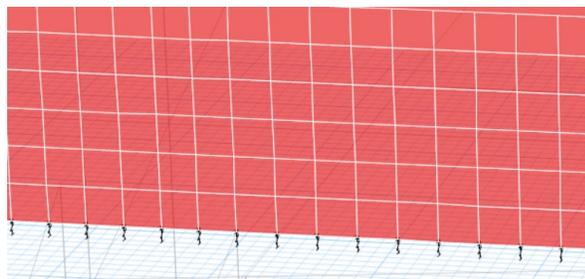


Figura 212 Springs colocados en los apoyos de los muros

3.6.7 Ingreso estados de carga

En este punto se crean los diferentes estados de carga que actúan en la estructura, como lo son: carga muerta, carga viva, carga de entrepiso de ladrillo, carga de acabados e instalaciones y carga por sismo tanto en X como en Y. Aquí se especifica el multiplicador de peso propio, que en todos los casos tendrá un valor de 0 a excepción de la carga muerta en donde se asignará un valor de 1, esto indica que el programa calculará el valor de peso propio de la estructura. (Ver Figura 212)

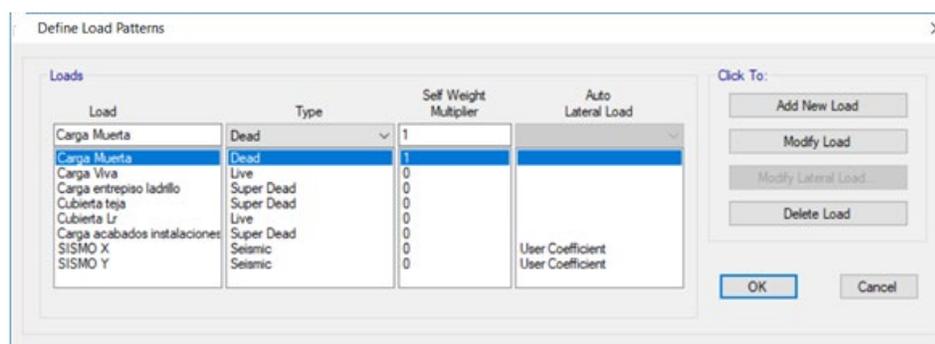


Figura 213 Asignación de estados de carga

3.6.8 Ingreso cargas verticales

Carga Viva

La determinación de la carga viva se detalla en el apartado 3.4.2.1 en la Tabla 65, donde se muestran los valores en Kg/m². En el programa computacional se asigna esta carga en las viguetas como carga lineal, por lo que a estos valores se les debe multiplicar por el ancho cooperante para de esta manera obtener los valores en T/m. (Ver Tabla 77)

Tabla 77
Carga viva por metro lineal

Piso	Concepto	Carga Viva (Kg/m ²)	Ancho Coop. (m)	Carga Viva (T/m)
1	Sala de lectura	290	0.39	0.113
	Corredores	480	0.39	0.187
2	Oficina	240	0.39	0.094
	Sala de reuniones	480	0.39	0.187
3	Mantenimiento	70	0.52	0.036
	Gradas	480		

En la Figura 213, Figura 214 y Figura 215 se muestra la asignación de carga viva por piso de la estructura.

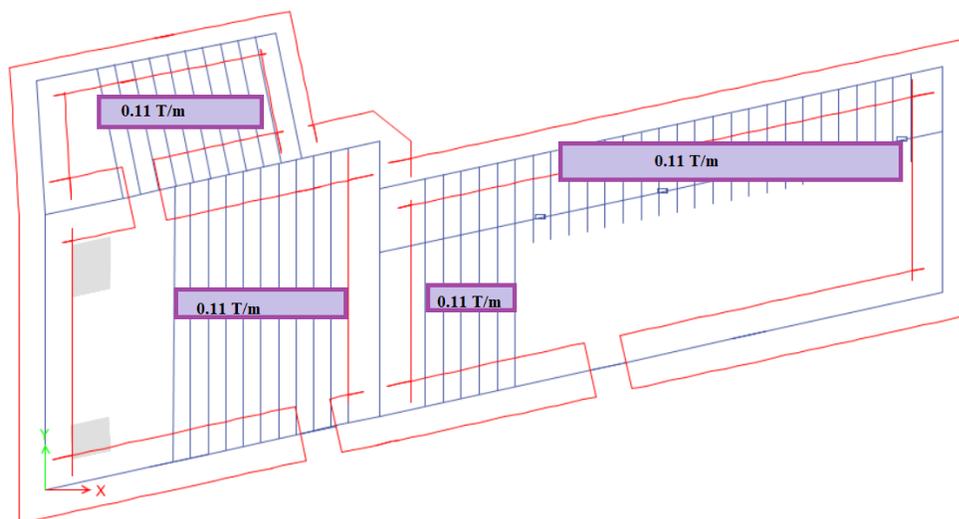


Figura 214 Carga viva Piso 1



Figura 215 Carga viva Piso 2

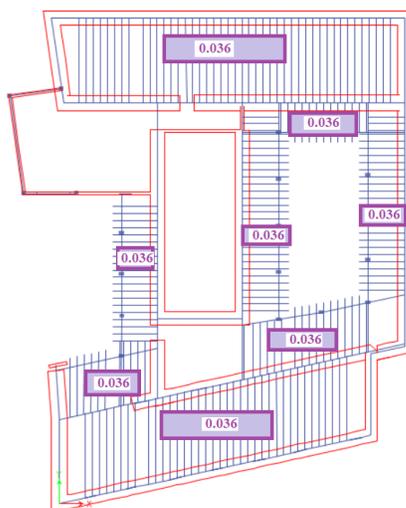


Figura 216 Carga Viva Piso 3

Carga de entepiso ladrillo

El cálculo de la carga de entepiso está especificado en el apartado 3.4.1.1, Tabla 63 y Tabla 64 en Kg/m². De igual forma que en la carga viva, la carga de entepiso de ladrillo se asigna a las viguetas en carga lineal, como se muestra en la Tabla 78.

Tabla 78*Carga entrepiso de ladrillo en T/m*

Piso	Carga ladrillo (Kg/m²)	Ancho Coop. (m)	Carga ladrillo (T/m)
1	112	0.39	0.044
2	112	0.39	0.044

Carga de acabados e instalaciones

Los valores recomendados por la NEC- SE- CG se presentan en el apartado 3.4.1.1 en la Tabla 60, Tabla 61 y Tabla 62 en valores de Kg/m², y los valores en T/m se presentan en la Tabla 79.

Tabla 79*Carga de acabados e instalaciones por metro lineal*

Piso	Concepto	Carga (Kg/m²)	Ancho Coop. (m)	Carga (T/m)
1	Acabados	70	0.39	0.047
	Instalaciones	30		
	Cielo Falso	20		
	Total 1	120		
2	Acabados	70	0.39	0.047
	Instalaciones	30		
	Cielo Falso	20		
	Total 2	120		
3	Instalaciones	30	0.52	0.026
	Cielo Falso	20		
	Total 3	50		
Grada	Acabados	70		
	Instalaciones	15		
	Cielo Falso	20		
	Total, Grada	105		

3.6.9 Participación de masa

Según la NEC-SE-DS la carga reactiva W con la que se trabaja en el modelo, para estructuras de caso general es la que se muestra en la Figura 216.

W=D	
Dónde	
D	Carga muerta total de la estructura

Figura 217 Carga reactiva W , caso general

Por lo tanto, la carga reactiva W es el total de la carga muerta de la estructura tomando peso propio, acabados e instalaciones (Ver Figura 217)

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
Carga acabados instalacio	1
Carga Muerta	1
Carga entrepiso ladrillo	1
Carga acabados instalaciones	1

Mass Options

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

OK Cancel

Figura 218 Carga sísmica reactiva W , definida en el modelo estructural- MASA

3.6.10 Cargas laterales estáticas

En el apartado 3.4.3 en la Tabla 67, se presenta el cálculo del cortante basal de la estructura ($V=0.64W$), valor que se mete en el modelo estructural, como se muestra en la Figura 218 para el sismo en dirección “X”, y la Figura 219 para el sismo en dirección “Y”.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.64

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story PISO 3

Bottom Story Base

OK Cancel

Figura 219 Análisis sísmico estático en sentido X

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.64

Building Height Exp., K 1

Story Range

Top Story PISO 3

Bottom Story Base

OK Cancel

Figura 220 Análisis sísmico estático en sentido Y

Adicionalmente se ingresa la excentricidad del 5% como lo recomienda la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el valor de ‘k’, cuyo valor se explica a continuación: El valor de ‘k’ se calcula según la Norma Ecuatoriana de la Construcción lo menciona (Ver Figura 220)

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Figura 221 Cálculo del factor k

Fuente: NEC-SE-DS

El valor de T se indica en el apartado 3.4.2.2, Tabla 66, donde se indica que el valor del periodo natural de vibración de la estructura en estudio es de 0.28s. En base a la Figura 220, el valor de K es de 1.

3.6.11 Cargas laterales dinámicas

El cálculo del espectro dinámico se presenta en el apartado 3.4.4, en la Tabla 68 y Figura 177. Los valores del espectro inelástico fueron ingresados en el programa computacional del modelo estructural, para el respectivo análisis dinámico. (Ver Figura 221)



Figura 222 Espectro inelástico de aceleraciones

En la Figura 222 y Figura 223 se definen los casos de análisis dinámico de la estructura en los sentidos X e Y, donde el factor de escala es igual a la aceleración de la gravedad ($9,81\text{m/s}^2$), valor que se podrá cambiar si no se cumple con la condición planteada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la cual menciona que el cortante dinámico no debe ser menor al 85% del cortante estático.

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DINAMICO X [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO INELAS...	9.81

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

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 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 223 Análisis sísmico dinámico en sentido X

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO DINAMICO Y [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO INELAS...	9.81

[Add] [Delete] Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

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 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 224 Análisis sísmico dinámico en sentido Y

3.7 Análisis estructural

3.7.1 Combinaciones de carga

La NEC- SE-CG sección 3.4.3 indica que las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán resistir los efectos de las cargas incrementadas de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- Combinación 1
 $C1=1.4D$
- Combinación 2
 $C2=1.2D + 1.6L + 0.5\max [Lr; S; R]$
- Combinación 3
 $C3=1.2D + 1.6\max [Lr; S; R] + \max [L; 0.5W]$
- Combinación 4
 $C4=1.2D + 1.0W + L + 0.5\max [Lr; S; R]$
- Combinación 5
 $C5=1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- Combinación 6
 $C6=0.9D + 1.0W$
- Combinación 7
 $C7=0.9D + 1.0E$

Donde:

D= carga permanente

E= carga de sismo

L= sobrecarga (carga viva)

Lr= sobrecarga cubierta (carga viva)

S= carga de granizo

W= carga de viento

En la Norma NEC-SE-CG especifica que se debe considerar los efectos más desfavorables, pero no necesariamente se los debe analizar todos en conjunto, por lo que en el presente análisis no se consideró el caso de viento junto con sismo. Para el análisis se consideró únicamente cargas permanentes, vivas y sísmicas.

Para el presente análisis se consideraron las combinaciones más críticas, como a continuación se indica:

- Combinación 1
 $C1=1.4D$
- Combinación 2
 $C2=1.2D + 1.6L + 0.5\max [Lr; S; R]$
- Combinación 3
 $C3=1.2D + 1.6\max [Lr; S; R] + \max [L; 0.5W]$
- Combinación 4
 $C4=1.2D + 1.0W + L + 0.5\max [Lr; S; R]$
- Combinación 5
 $C5=1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

La combinación 5 incluye sismo, se deben incrementar 6 combinaciones en todos los sentidos y casos (estático y dinámico), combinaciones que se indican a continuación:

- $C5x= 1.2D + 1.0Ex + L$
- $C5-x= 1.2D + 1.0E-x + L$
- $C5y= 1.2D + 1.0Ey + L$
- $C5-y= 1.2D + 1.0E-y + L$
- $C5xdin= 1.2D + 1.0Ex + L$
- $C5ydin= 1.2D + 1.0Ey + L$

Para obtener los resultados más críticos en el modelo matemático se lo hace mediante envolventes tanto en sentido X como en sentido Y, de la siguiente manera:

- Envolvente X= $C1 + C2 + C3 + C4 + C5x + C5-x + C5xdin$
- Envolvente Y= $C1 + C2 + C3 + C4 + C5y + C5-y + C5ydin$

En la Figura 224 se presentan las combinaciones de carga además de las envolventes ingresadas en el modelo matemático.

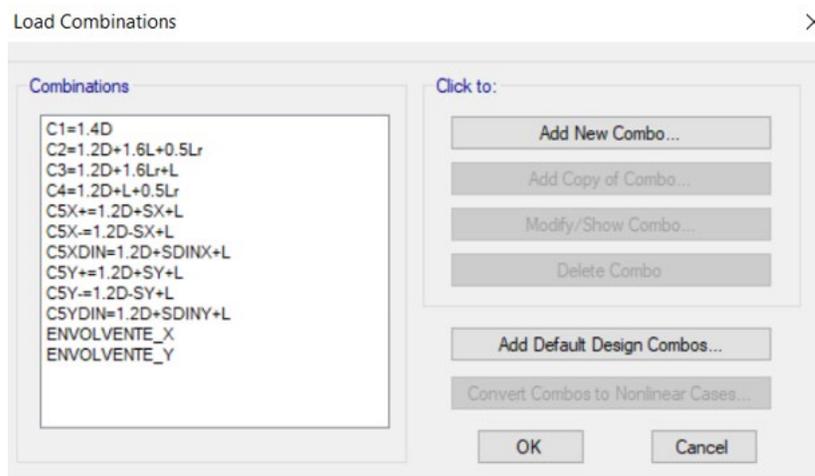


Figura 225 Combinaciones de carga ingresadas en el modelo matemático

3.7.2 Análisis modal espectral

En la norma NEC-SE-DS, sección 6.2.2, literal e, se especifica que, en el análisis modal del modelo matemático de una estructura, se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.
- Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Para cumplir con lo establecido en la Norma, el modelo matemático se corrió varias veces, incrementando los modos de vibración hasta conseguir más del 90% de participación modal en cada análisis en los dos sentidos. Finalmente se consideraron 1450 modos de vibración, para obtener una participación modal en el análisis estático del 100% tanto en la dirección "X" como en la dirección "Y", mientras que para el análisis dinámico se logró una participación modal del 98.63% para el sentido "X" y 98.62% para el sentido "Y" como lo indica la Figura 226.

En la Figura 225 se presenta la definición del análisis modal con los modos de vibración determinados para que la estructura almacene más del 90% de su masa en los diferentes casos de estudio.

Figura 226 Análisis modal y modos de vibración

Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	98.33
Modal	Acceleration	UY	100	98.62

Figura 227 Porcentaje de participación modal estático y dinámico en sentido x e y

3.7.3 Análisis estático vs dinámico

En la norma NEC-SE-DS, sección 6.2.2, literal b, se especifica que, en cuanto al ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico se debe cumplir con lo siguiente.

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis no debe ser:

- Menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares.

- Menor al 85% del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares.

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua es una estructura irregular, por tal motivo su cortante basal dinámico no debe ser menor al 85% del cortante basal estático.

En la Tabla 80 se presentan los resultados del cortante basal obtenido mediante análisis estático y dinámico, mientras que en la Tabla 81 se presenta la comparación entre los resultados obtenidos por ambos métodos para verificar si se cumple o no con la condición establecida en la Norma, para estructuras irregulares.

Tabla 80

Valores de cortante basal mediante análisis estático y dinámico

	FX (Ton)	FY (Ton)
Sismo X	-1185.4074	-0.1433
Sismo Y	0.367	-1184.2837
Sismo Dinámico X	3646.8261	547.8585
Sismo Dinámico Y	546.865	3581.1355

Tabla 81

Comparación cortante basal dinámico vs cortante basal estático

	FX (Ton)	FY (Ton)	% del cortante estático
Sismo X Estático	-1185.4074	-0.1433	100
Sismo X Dinámico	3646.8261	547.8585	-307
Sismo Y Estático	0.367	-1184.2837	100
Sismo Y Dinámico	546.865	3581.1355	-302

De la Tabla 81 se puede observar que el cortante por análisis dinámico en sentido "X" corresponde al 307% del cortante obtenido por análisis estático y que en el sentido "Y" el cortante por análisis dinámico corresponde al 302% del cortante por análisis estático, de manera que si se cumple con la condición establecida en la NEC-SE-DS.

3.7.4 Parámetros para el análisis de resultados

3.7.4 .1 Control derivas

En la norma NEC-SE-DS, sección 4.2.2, se establece que, la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Figura 227. La deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

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

Figura 228 Valores de deriva máxima, expresados como fracción de la altura de piso
Fuente: NEC-SE-DS, Sección 4.2.2, Tabla 7

El programa computacional de análisis estructural entrega resultados de deriva elástica, entonces, se aplica la ecuación número 57 que establece la NEC-SE-DS, obteniéndose valores de deriva inelástica. En el presente documento es la ecuación 26.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad Ec. 26$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Deriva elástica

R: Factor de reducción de resistencia

La deriva elástica según la NEC-SE-DS, se calcula de la siguiente manera, ecuación 27:

$$\Delta_E = \frac{U_{sup} - U_{inf}}{h} \quad Ec. 27$$

Donde:

Δ_E : Deriva elástica

U_{sup} : Desplazamiento del nivel en estudio

U_{inf} : Desplazamiento del nivel inmediato inferior al nivel de estudio

h: Altura entre los niveles analizados

3.7.4.2 Control de esfuerzos

Los esfuerzos que se analizan en la estructura son a compresión, tracción y corte, en los sentidos "X" y "Y", tomando en cuenta el caso más crítico mediante envolvente de sismo tanto estático como dinámico en ambos sentidos.

El control de esfuerzos se lo hace en base a la Tabla 82, donde se especifican los límites de esfuerzos admisibles en estructuras de adobe.

Tabla 82

Límites de esfuerzos

Límites de esfuerzos	
Esfuerzo admisible a compresión	20 T/m ²
Esfuerzo admisible a tracción	15 T/m ²
Esfuerzo admisible a corte	(2,5-6) T/m ²

Fuente: (Vaca, 2011)

En el programa computacional de análisis mediante elementos finitos, los esfuerzos en los elementos tipo SHELL están determinados de la siguiente manera:

Las fuerzas internas del elemento tipo SHELL son fuerzas por unidad de longitud que actúan a lo largo de la superficie media del elemento (objeto de área). Las tensiones internas del elemento shell son tensiones que actúan sobre los bordes (no una cara positiva de 3 ejes y una negativa de 3 ejes) del elemento shell. Los ejes locales de los elementos tipo Shell se los puede observar en la Figura 228.

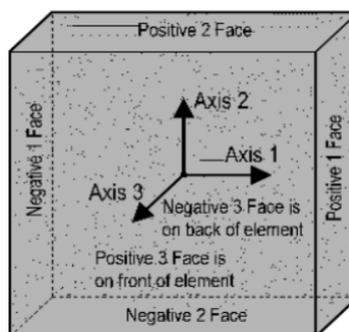


Figura 229 Fuerzas internas elemento SHELL

Para las tensiones internas del elemento Shell que se analizarán en el presente trabajo son:

S11: esfuerzo directo (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las caras positiva y negativa 1 en la dirección de 1 eje.

S22: tensión directa (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las 2 caras positiva y negativa en la dirección de 2 ejes.

S13: Tensión de cizallamiento fuera del plano o esfuerzo cortante (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las caras positiva y negativa 1 en la dirección de 3 ejes.

S23: Tensión de cizallamiento fuera del plano o esfuerzo cortante (fuerza por unidad de área) que actúa sobre las 2 caras positiva y negativa en la dirección de 3 ejes.

3.8 Determinación del tipo de refuerzo

Para tomar una decisión acerca del reforzamiento de la estructura de la Casa de la Academia de la Lengua, se debe tener en cuenta que la misma es una edificación patrimonial, por lo tanto, los materiales a utilizar deben ser de acuerdo a la época, como la madera o la piedra.

Se han escogido 3 tipos de refuerzos en madera: refuerzo en cruz, refuerzo tipo cercha y refuerzo tipo cocido con llaves.

- Refuerzo en cruz

Refuerzo que se coloca en el centro de los muros, mejorando los esfuerzos a compresión y corte de los mismos. (Ver Figura 229)

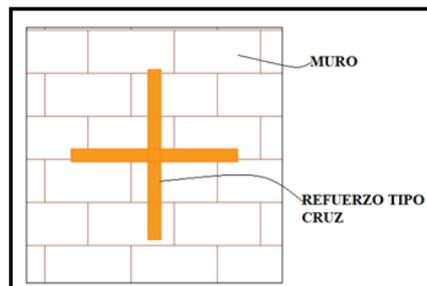


Figura a)

Figura b)

Figura 230 Figura a) Refuerzo tipo cruz. Figura b) Definición del refuerzo tipo cruz en el programa, refuerzo de madera colorado.

- Refuerzo tipo cercha
Refuerzo que se coloca en todo el muro abarcando todos los niveles, absorbe parte de las solicitaciones que se dan al muro. (Ver Figura 230)

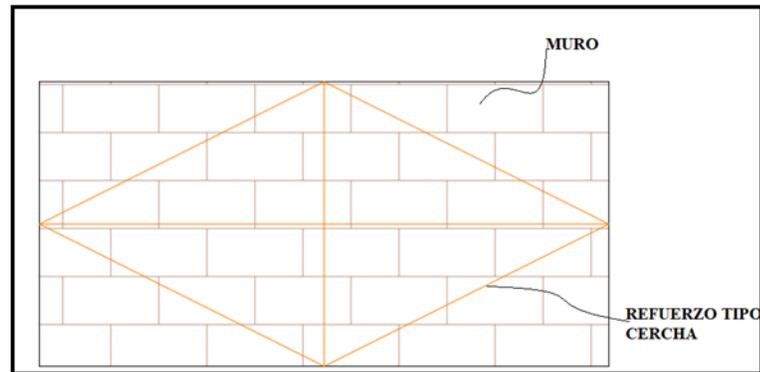


Figura a)

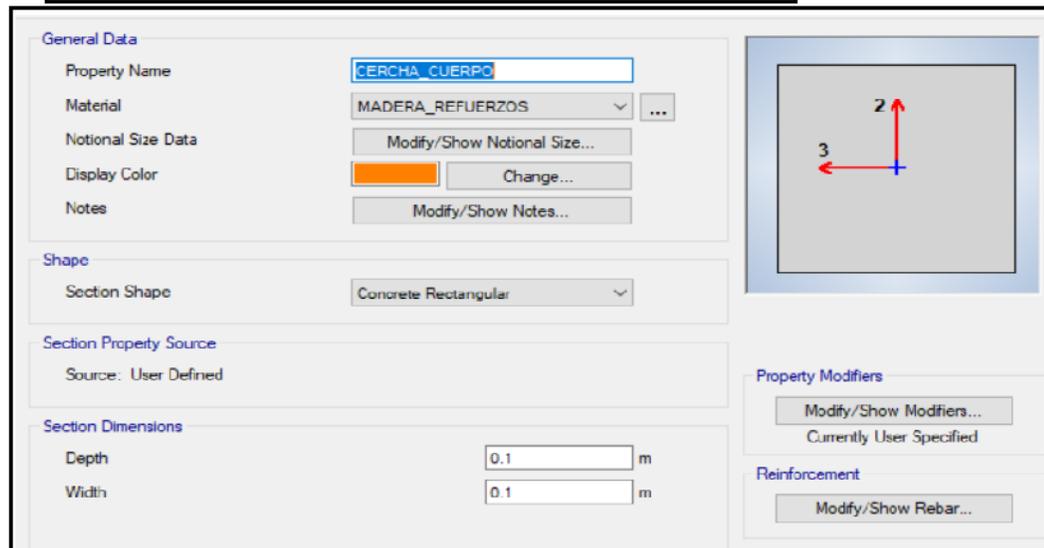


Figura b)

Figura 231 Figura a) Refuerzo tipo cercha. Figura b) Definición del refuerzo tipo cercha en el programa, refuerzo de madera colorado.

- Refuerzo tipo cocido con llaves
Este tipo de refuerzo es utilizado en las esquinas de los muros, en zonas de mayor vulnerabilidad, mejorando la unión entre muros. Este refuerzo puede ser en forma de L, T y doble T. (Ver Figura 231)

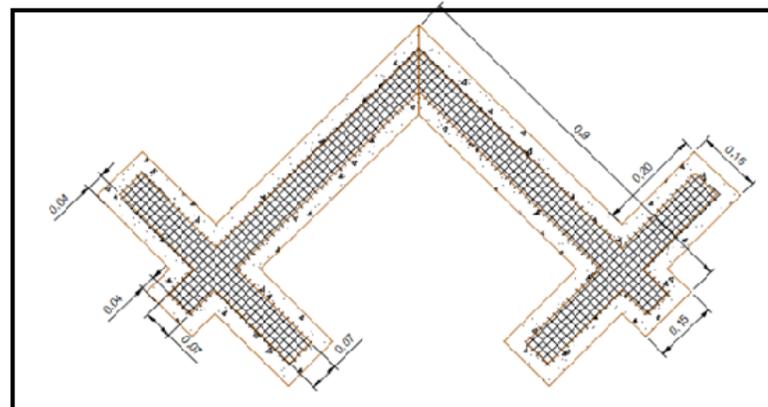


Figura a)

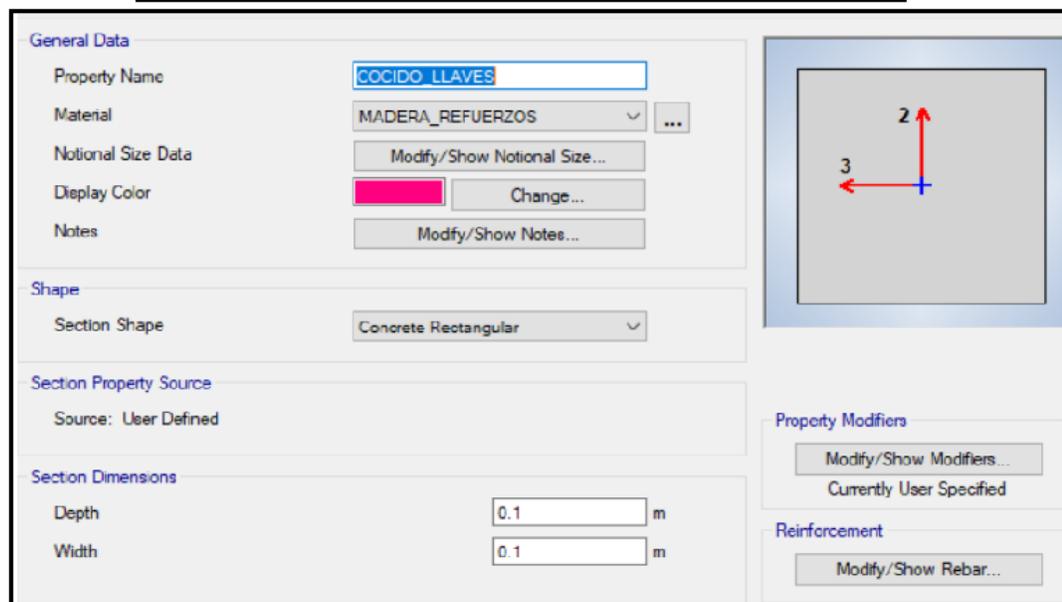


Figura b)

Figura 232 Figura a) Refuerzo tipo llave. Figura b) Definición del refuerzo tipo llave en el programa, refuerzo de madera colorado.

Fuente: (Espinoza Larrea, 2017)

Procedimiento: Estos refuerzos se los elabora en campo, de las medidas que se requieran, cuyas partes de madera se unen mediante pernos y se recubre todo el cuerpo con malla de enlucido, colocándola en el muro. (Ver Figura 232)



Figura 233 Elaboración y colocación de refuerzo tipo cocido con llave de madera
Fuente: (Espinoza Larrea, 2017)

Para tener la seguridad de que los refuerzos mencionados funcionan, se procedió a modelar un solo muro en el programa computacional de elementos finitos. Cuyo procedimiento se presenta a continuación:

Especificaciones del muro:

Material= Adobe

Largo= 3.00 m

Altura= 2.50 m

Espesor= 0.25 m

Especificaciones del refuerzo:

Material= Madera colorado

Sección= 5 cm X 7 cm

En la Figura 233 se muestra tanto el modelamiento del muro original como el muro reforzado.

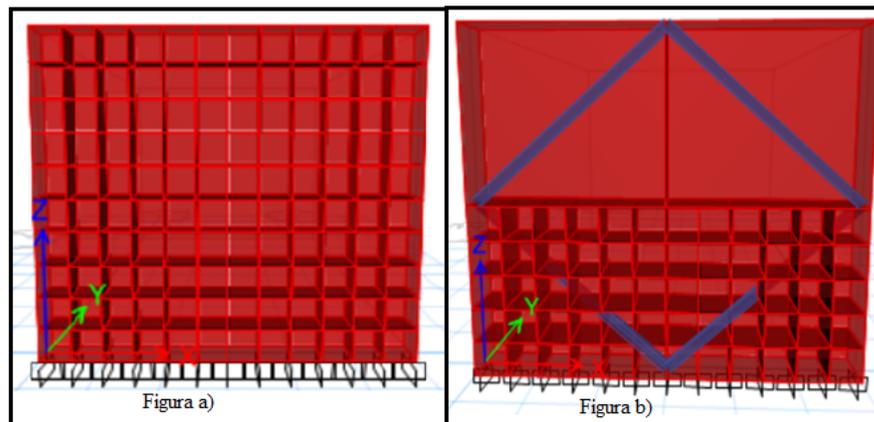


Figura 234 Figura a) Muro original; Figura b) Muro reforzado

En la Figura 234 se muestra la definición del muro de espesor 25 cm, y en la Figura 235 se muestra la división del muro del tipo auto mesh.

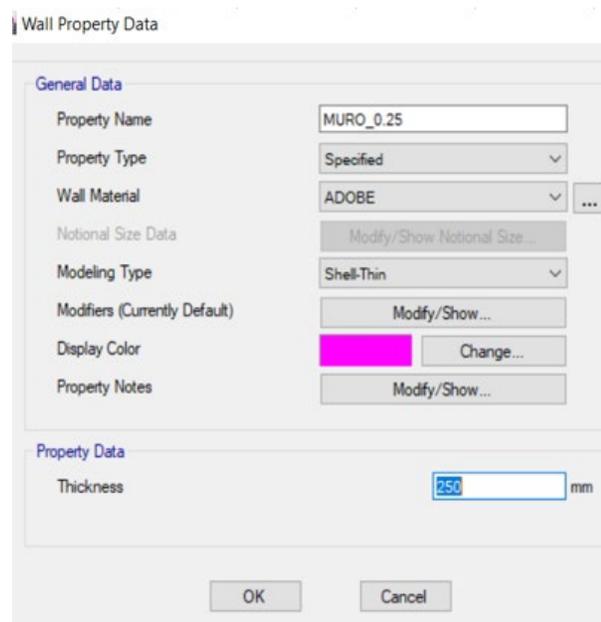


Figura 235 Definición Muro

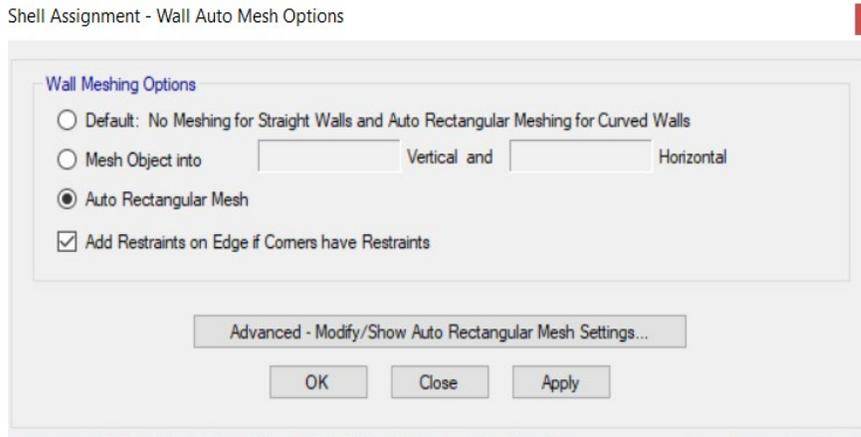


Figura 236 Auto Mesh Muro

Para la inserción del refuerzo se deben tener algunas consideraciones, para que el refuerzo se acople correctamente al muro y trabaje positivamente. En la Figura 236 se muestra la definición del refuerzo tipo cercha, y en la Figura 237 se muestra la manera de dividir al elemento tipo Shell reforzado, en este caso se lo hace con la opción dividir mediante inserción de elemento frame y no con auto mesh como se lo hizo en la estructura original, además de activar el Edge constrains.

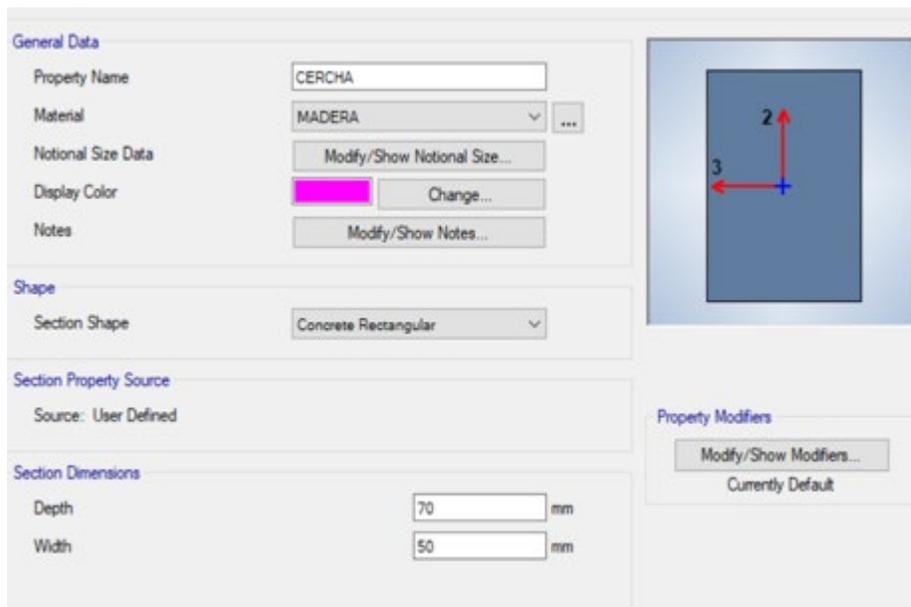


Figura 237 Definición refuerzo tipo cercha

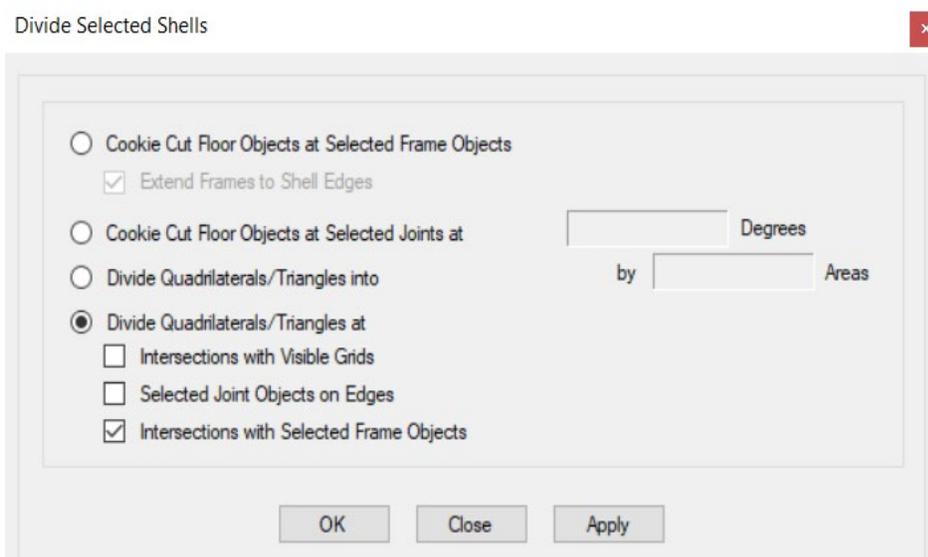


Figura 238 División del elemento tipo Shell

En la Tabla 83 se presentan los resultados de los esfuerzos a compresión, tracción y corte del muro original y el muro reforzado, donde se puede observar que el refuerzo actúa positivamente. Cabe recalcar que los resultados se encuentran en unidades de T/m².

Tabla 83

Comparación de resultados de esfuerzos a compresión, tracción y corte del muro original y el muro reforzado

	Caso	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
Sin Refuerzo	SX	0,65	2,6	0,65	2,6	0	0
Con Refuerzo	SX	0,52	2,08	0,66	2,08	0	0
Sin Refuerzo	SY	6,07	24,27	1,12	2,31	0,86	1,2
Con Refuerzo	SY	3,28	13,14	0,74	1,97	0,66	0,72

4. CAPÍTULO IV: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Análisis de resultados

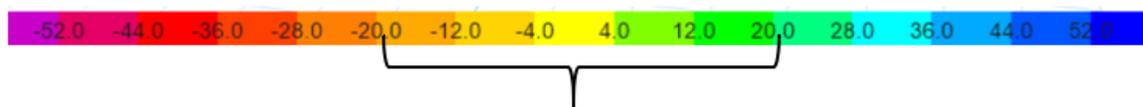
En este punto se presenta el análisis del modelo computacional, teniendo como base el método de esfuerzos admisibles, que consiste en la comparación directa de los esfuerzos arrojados por el programa en cada muro versus los valores de los esfuerzos admisibles presentados en el punto 3.7.4.2. De igual manera se realizará una comparación directa entre deriva inelástica máxima para muros de adobe presentada en el punto 3.7.4.1 versus las derivas arrojadas por el programa en cada muro.

Se verificará el comportamiento de los muros reforzados con refuerzos tipo llave, cruz y cercha, con respecto a la estructura original, para ver si existe una mejoría en resultados o si los refuerzos funcionan solamente como ligazón entre muros.

4.1.2 Análisis de resultados en cuanto a esfuerzos

En la Figura 238, Figura 239 y Figura 240 se presentan la escala de colores de los resultados de esfuerzos de los muros de la estructura, para facilitar la comparación con los esfuerzos admisibles y poder observar de inmediato donde y en que muros existen problemas.

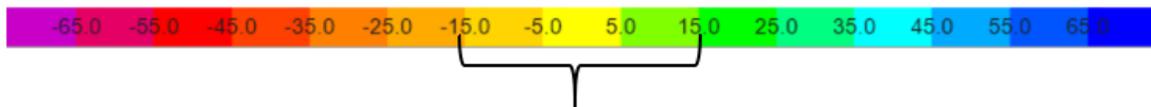
- Esfuerzo a compresión admisible= 20 T/m², según la Figura 238 los colores que se encuentran dentro de los valores admisibles son naranja claro, amarillo y verde fosforescente.



Esfuerzo a compresión admisible

Figura 239 Escala de colores esfuerzos a compresión

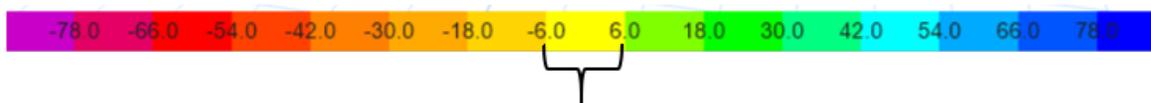
- Esfuerzo a tracción admisible= 15 T/m², según la Figura 239 los colores que se encuentran dentro de los valores admisibles son naranja claro, amarillo y verde fosforescente.



Esfuerzo a tracción admisible

Figura 240 Escala de colores esfuerzos a tracción

- Esfuerzo a corte admisible= 6 T/m², según la Figura 240 el color que se encuentra dentro de los valores admisibles es el amarillo.



Esfuerzo a corte admisible

Figura 241 Escala de colores esfuerzos a corte

Estructura original sin refuerzo vs. Estructura original reforzada

A continuación, se presentan las capturas de los muros más críticos ubicados en el sentido "X", en cuanto a esfuerzos a compresión tracción y corte tanto de la estructura original como la reforzada, con el caso de **ENVOLVENTE EN X**.

- **Muro Eje 1:** De la Figura 241 se puede decir que en el muro de la estructura original sin refuerzo no presenta mayor problema, porque la mayor parte del muro se encuentra en color amarillo y verde, a excepción de la parte central que presenta color naranja, problema que es resultado en el muro de la estructura original reforzada, a pesar de que este muro en si no tiene refuerzos, la mejoría en los esfuerzos se debe al trabajo en conjunto de la estructura original reforzada.

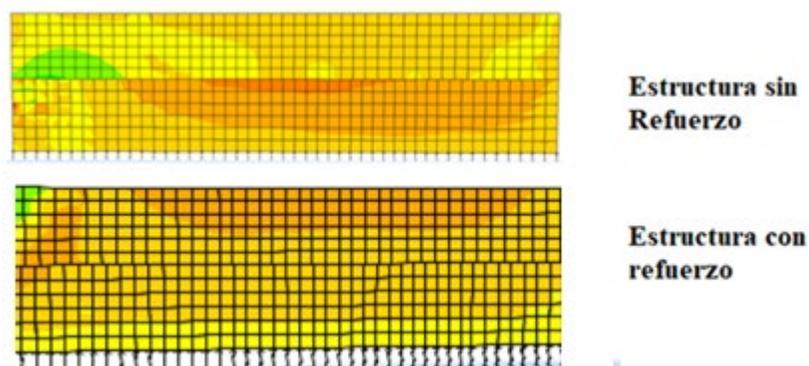


Figura 242 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 1. Estructura original

En cuanto a esfuerzos por corte se puede decir de la Figura 242 que en la estructura original sin refuerzo existe un leve problema en el filo izquierdo del muro, problema que se resuelve por completo en la estructura original reforzada.

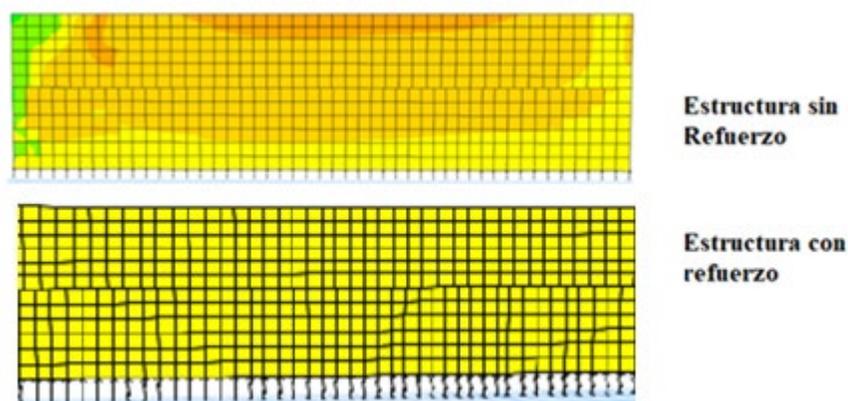


Figura 243 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 1. Estructura original

- **Muro Eje 2:** De la Figura 243 se puede observar que existe un grave problema en cuanto a esfuerzos a compresión y tracción en la estructura con refuerzo y sin refuerzo. La mejoría que aporta el refuerzo que en este caso es tipo cruz y llave, no es significativa. Se observa que los problemas de esfuerzos se encuentran en su mayoría en los marcos de las puertas y ventanas, siendo la zona más crítica en el marco de la segunda puerta del piso superior.

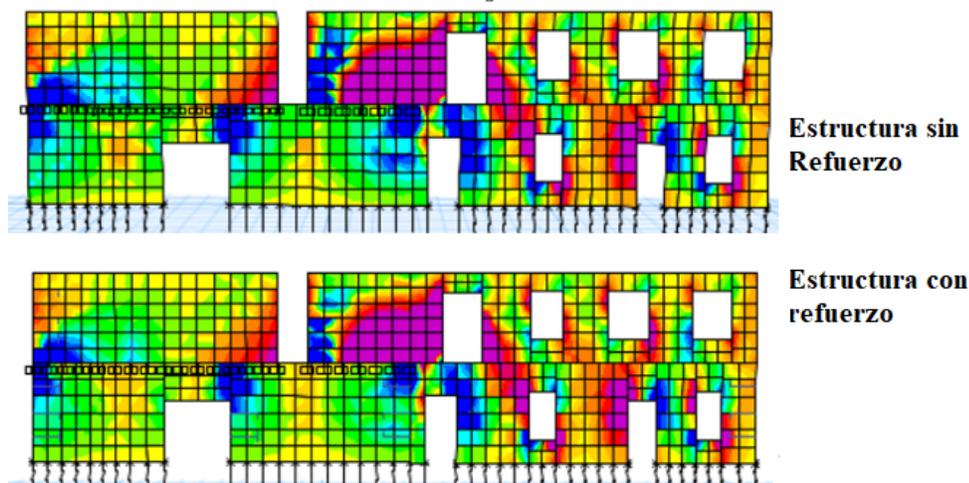


Figura 244 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 2. Estructura original

En cuanto a esfuerzos por corte, de la Figura 244 se puede observar que existen problemas en el filo izquierdo del muro y en los marcos de las puertas, en este caso se puede decir que el refuerzo colocado en el muro aporta levemente.

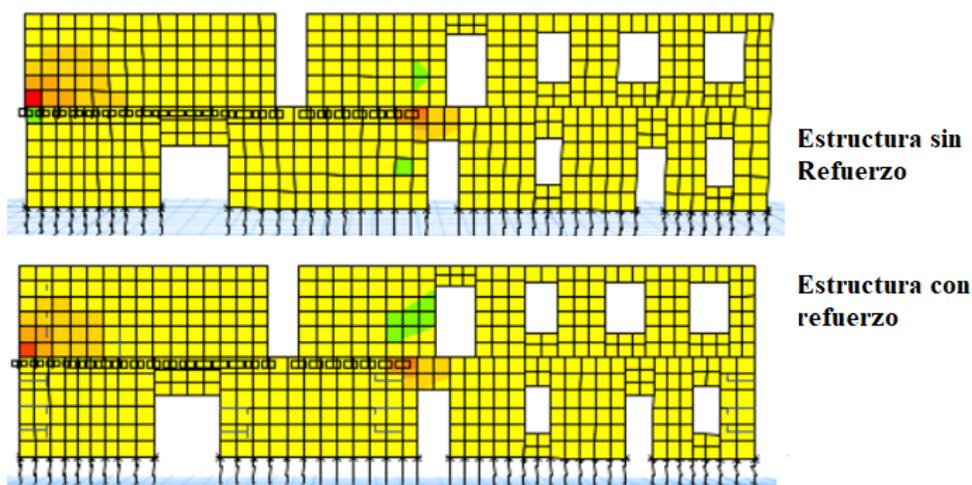


Figura 245 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 2. Estructura original

- **Muro Eje 3:** De la Figura 245 se puede observar que existe problemas en cuanto a esfuerzos a compresión y tracción en la parte superior (Dintel) de la puerta y que la mejoría de los esfuerzos con los refuerzos colocados en este muro tipo llave es casi imperceptible.

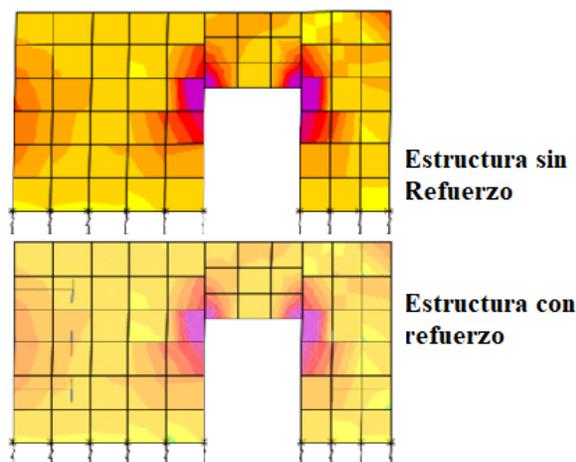


Figura 246 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 3. Estructura original

En cuanto a esfuerzos por corte en la Figura 246 se puede decir que el muro no presenta problemas, sus esfuerzos a corte se encuentran dentro del parámetro establecido, el refuerzo en este muro aporta levemente.

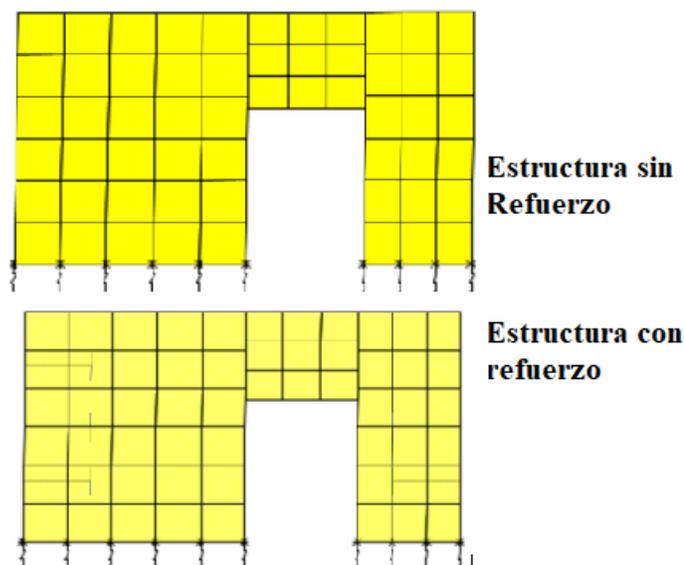


Figura 247 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 3. Estructura original

- **Muro Eje 4:** De la Figura 247 se puede observar que existe problema en cuanto a esfuerzos de compresión y tracción en la parte izquierda del muro, específicamente en la unión de los dos pisos, también se puede observar que el refuerzo colocado en el presente muro, en este caso refuerzo tipo cercha y llave, no aporta.

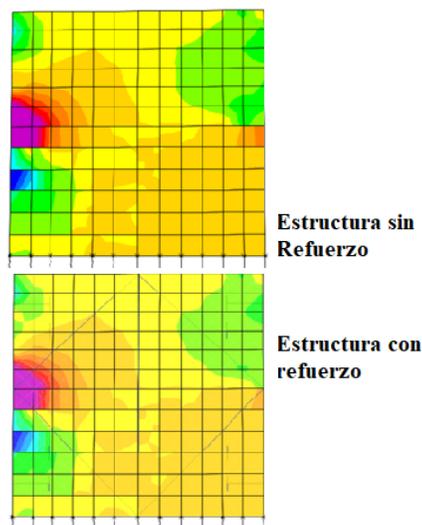


Figura 248 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 4. Estructura original

En cuanto a esfuerzos por corte se puede apreciar en la Figura 248 que no existe mayor problema, de igual manera en este caso el refuerzo no aporta significativamente.



Figura 249 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 4. Estructura original

- **Muro Eje 6:** De la Figura 249 se puede decir que existe problema en los esfuerzos tanto a compresión como tracción en los marcos de las puertas y en la unión entre pisos. También se puede observar que el refuerzo colocado en este muro (refuerzo tipo cruz y llave) aporta levemente al muro original.

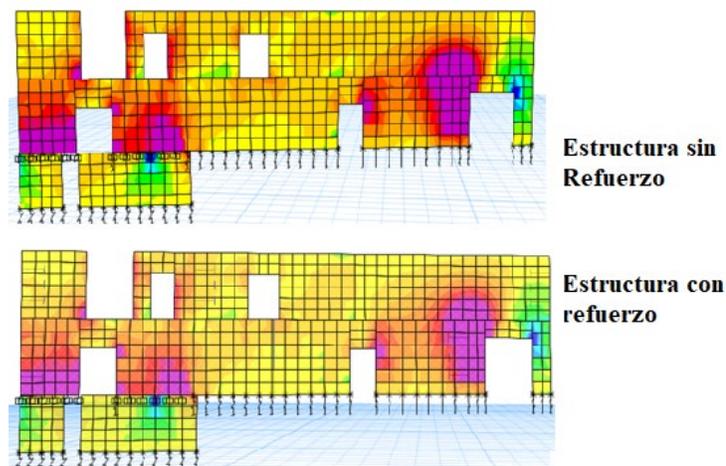


Figura 250 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 6. Estructura original

En cuanto a los esfuerzos a corte del muro del eje 6, según la Figura 250 se puede decir que no existe problema y que sin embargo el refuerzo ayuda levemente.

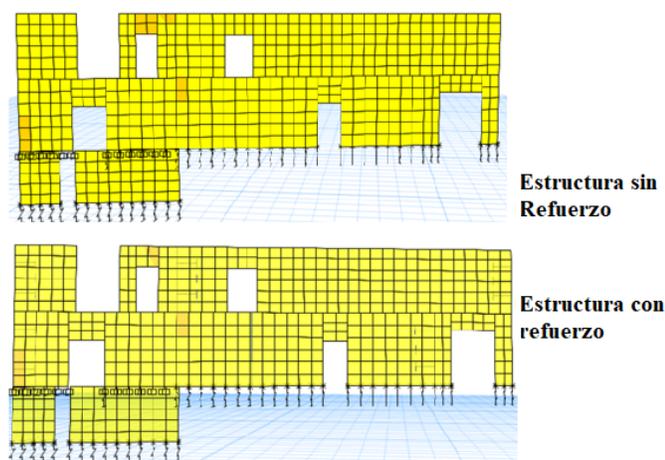


Figura 251 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 6. Estructura original

- **Muro Eje 8:** En la Figura 251 se muestran los esfuerzos tanto a compresión como a tracción del muro original y reforzado, se puede decir que el muro presenta problemas en las esquinas de los marcos de puertas y ventanas. También se puede observar que los refuerzos colocados en este muro fueron tipo cruz y tipo llave, lo cual ayudo a mejorar los esfuerzos de manera positiva.

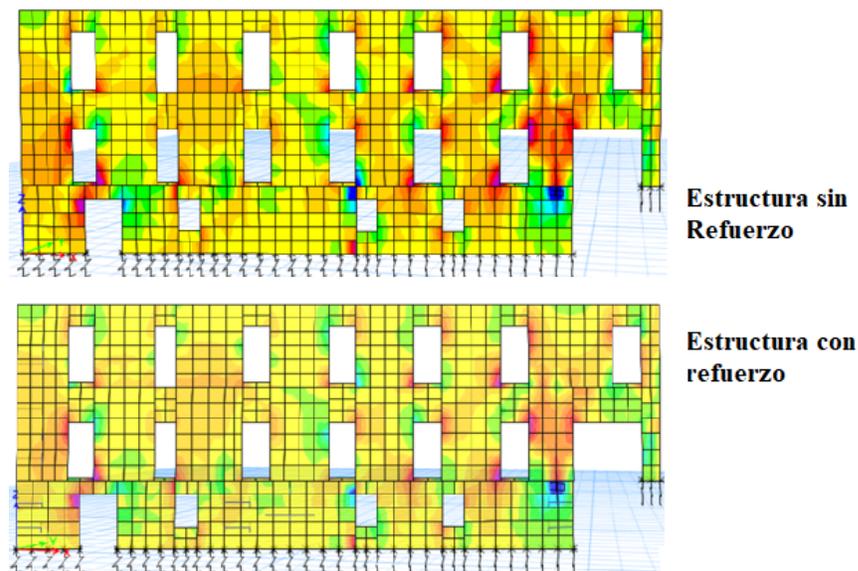


Figura 252 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 8. Estructura original

En la Figura 252 se presentan los esfuerzos a corte del muro eje 8 original y reforzado, en este caso se puede observar que el muro no presenta problemas significativos y que los refuerzos aportan significativamente a pesar de no tener graves problemas a corte.

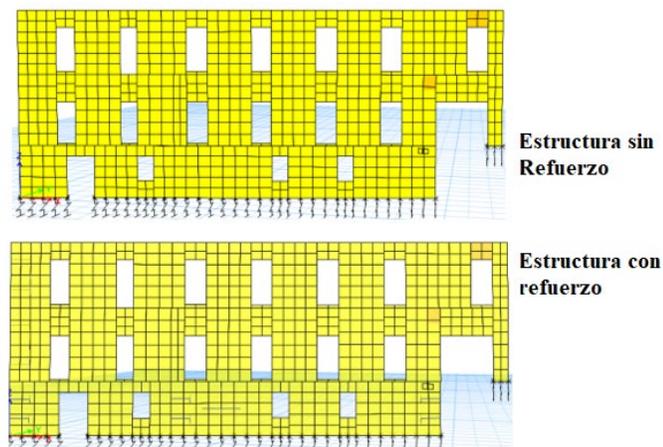


Figura 253 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 8. Estructura original

En la Tabla 84 se presentan los resultados obtenidos en el programa computacional de esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en sentido X, con el

caso de ENVOLVENTE X. Donde S_R significa " Sin Refuerzo" y R significa "Reforzado".

Se puede apreciar que la mayoría de los muros presenta problemas a compresión y tracción, siendo lo contrario en el caso de corte. También se puede observar que la aplicación de los refuerzos aporta positivamente a los muros, en algunos casos aporta mayormente que en otros.

Tabla 84

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de muros en eje X, con el caso de envoltente X. Estructura original.

MUROS EJE X- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1	S_R	34.07	14.03	25.2	41.34	6.38	5.56
	R	27.07	13.64	20.02	37.11	5.6	4.72
2	S_R	263.18	349.02	177.5	530.03	32.43	55.8
	R	235.39	307.36	166.01	489.21	31.43	50.62
3	S_R	65.48	6.94	107.72	116.96	3.55	2.71
	R	63.35	5.83	106.24	110.37	3.55	2.52
4	S_R	73.69	68.41	78.42	182.68	6.48	12.38
	R	70.58	64.29	73.54	167.82	5.98	11.65
4''	S_R	20.92	81.36	25.64	61.67	2.1	5.05
	R	20.54	79.53	25.12	59.03	2.07	4.79
5	S_R	2.73	1.71	6.71	6.1	0.81	0.95
	R	2.69	1.69	6.37	4.72	0.76	0.84
6	S_R	92.65	87.68	133.25	221.13	10.81	9.6
	R	89.95	85.21	122.32	214.25	10.09	8.77
6''	S_R	8.36	24.52	135.47	42.31	11.03	3.33
	R	7.9	23.34	129.79	40.68	9.27	3.04
7	S_R	63.04	79.63	22.13	8.02	5.36	2.74
	R	59.93	78.43	21.43	8	5.09	2.71
8	S_R	92.98	100.13	82.62	102.48	11.62	6.64
	R	88.68	96.27	80.43	96.09	11.14	6.26

A continuación, se presentan las capturas de los muros más críticos ubicados en el sentido "Y", en cuanto a esfuerzos a compresión tracción y corte tanto de la estructura original como la reforzada, con el caso de **ENVOLVENTE EN X**.

- **Muro Eje A:** En la Figura 253 se muestran los resultados de los esfuerzos a compresión y tracción del muro sin reforzar y reforzado, de esta figura se observa que existe problema en la junta del piso 1 con el piso 2 en un punto en especial, dicho punto es la unión del Muro Eje A con el Muro Eje 6, debido a la variación de espesores entre estos muros. El reforzamiento de este muro es solamente con el tipo llave de madera, se nota una mejoría mínima en los esfuerzos.

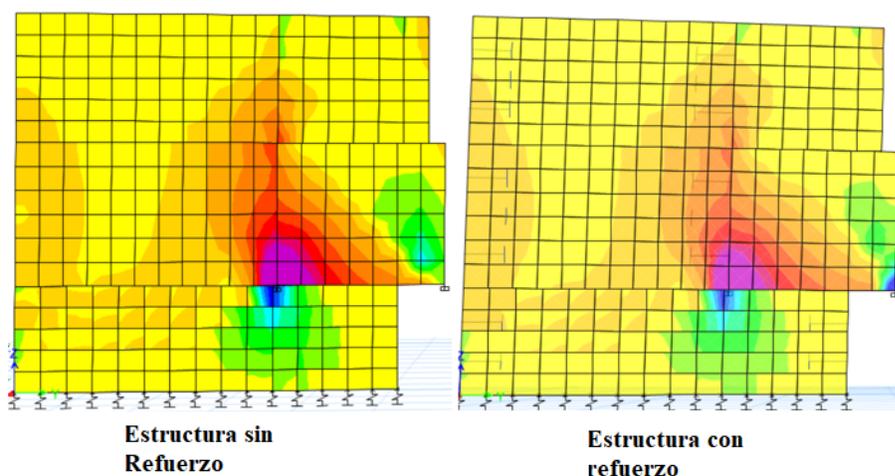


Figura 254 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje A. estructura original

En la Figura 254 se presentan los esfuerzos a corte del Muro Eje A, tanto reforzado como sin reforzar, de ambos casos se puede concluir que no existe problema a corte, sin embargo con el reforzamiento la mejoría existe.

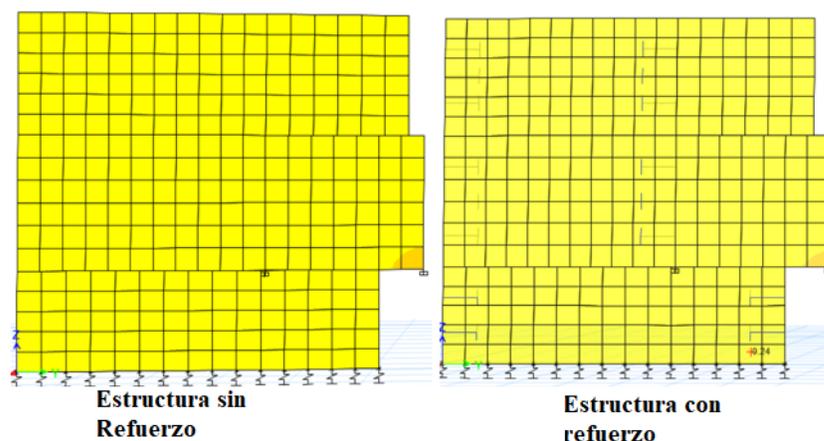


Figura 255 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje A. estructura original

- **Muro Eje C:** En la Figura 255 se presentan los esfuerzos a compresión y tracción, siendo los esfuerzos a tracción S22 los más críticos, los problemas que se observan son en marcos de puertas y ventanas. Los refuerzos utilizados en este muro son únicamente de tipo llave, se nota una mejoría de resultados, las áreas en problemas disminuyen en una proporción pequeña.

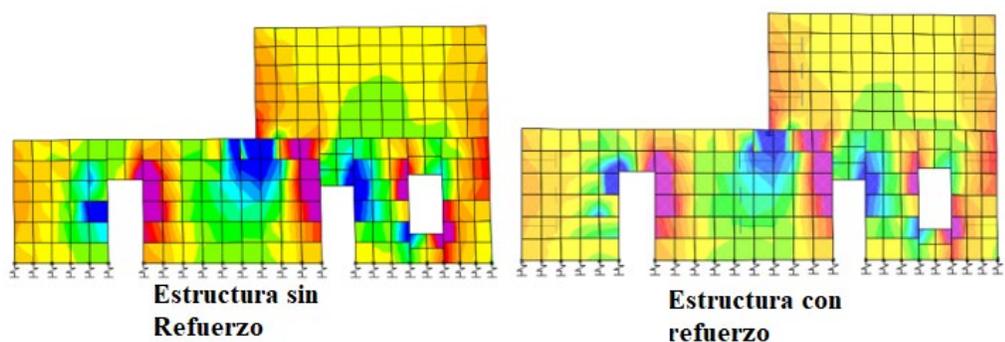


Figura 256 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje C. estructura original

En la Figura 256 se presentan los esfuerzos a corte del muro Eje C, donde se puede observar que existe un leve problema en la unión entre ambos pisos, justamente en el encuentro con el Muro Eje 4, a pesar de que los espesores de ambos muros son iguales. En este caso se puede observar que el refuerzo no aporta en nada con respecto a los esfuerzos por corte.

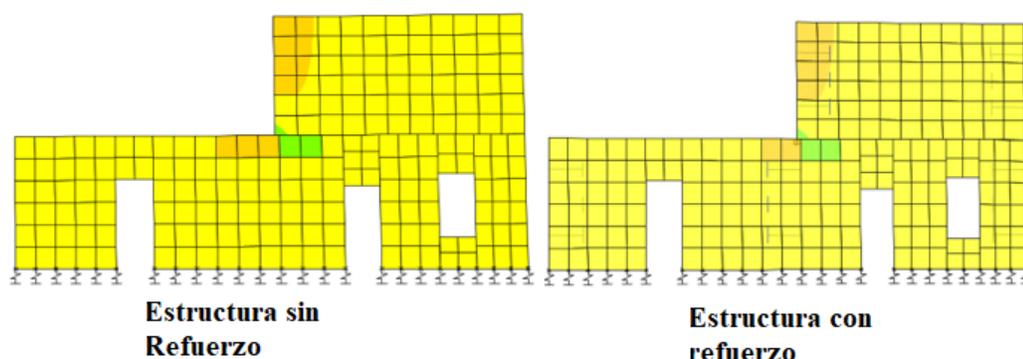


Figura 257 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje C. estructura original

- **Muro Eje E:** en la Figura 257 se muestran los esfuerzos a compresión y tracción de este muro, siendo los esfuerzos a compresión S11 los más críticos, se puede observar que los mayores esfuerzos a tracción que son los de color morado y rojo se presentan en las esquinas de las puertas y en las uniones de ambos pisos, mientras que los mayores esfuerzos a compresión que son los de color azul y cian se dan en las uniones con otros muros pertenecientes al eje X, posiblemente al cambio de espesor entre muros. Por otro lado, se puede apreciar que los refuerzos colocados en este muro son del tipo cercha y tipo llave, siendo la mejoría imperceptible al mirar la figura, sin embargo, si existe una mejora positiva.

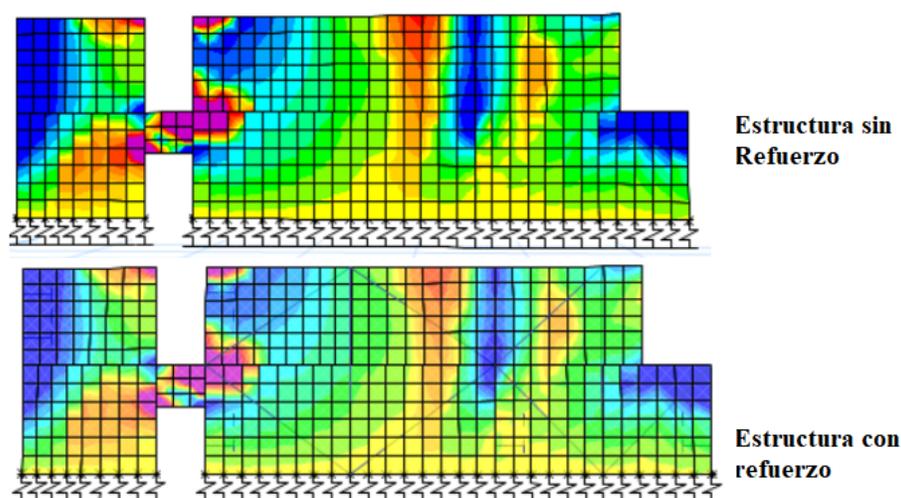


Figura 258 Comparación esfuerzos a compresión S11, Muro Eje E. estructura original

En la Figura 258 se muestran los esfuerzos a corte siendo el S13 el más crítico, se puede observar que no existe mayor problema, solamente en el dintel de la puerta del piso inferior y en la esquina superior izquierda del muro. Se puede apreciar que el refuerzo no ayuda en el esfuerzo a corte, en este caso.

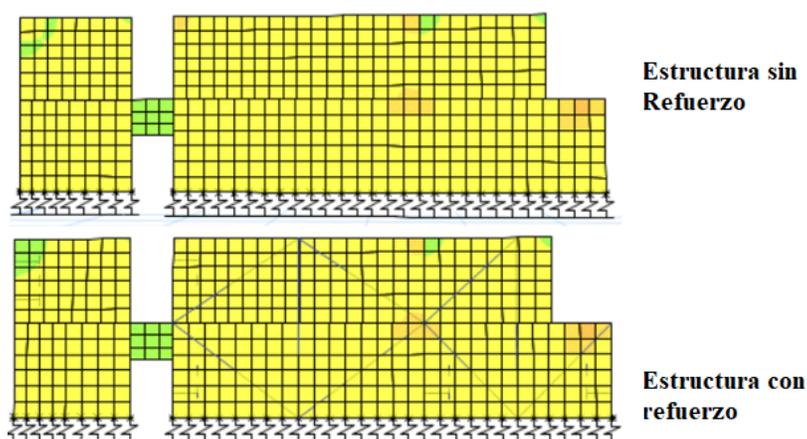


Figura 259 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje E. estructura original

- **Muro Eje F:** En la Figura 259 se muestran los esfuerzos a compresión y tracción, donde se observa que los esfuerzos más críticos son los de compresión S11. Los esfuerzos que se encuentran dentro de los límites admisibles son los de color amarillo y verde, se define entonces que existe un grave problema en este muro, en su mayoría sobrepasa los límites. Las partes moradas, marrones y rojas pertenecen a los esfuerzos a tracción que exceden los esfuerzos a tracción admisibles y las partes azules y en cian son los esfuerzos que sobrepasan a los esfuerzos a compresión admisibles. Los refuerzos utilizados en este muro son del tipo cruz en ambos pisos y tipo llave, la mejoría es significativa notándose una disminución del tamaño de las áreas en problemas.

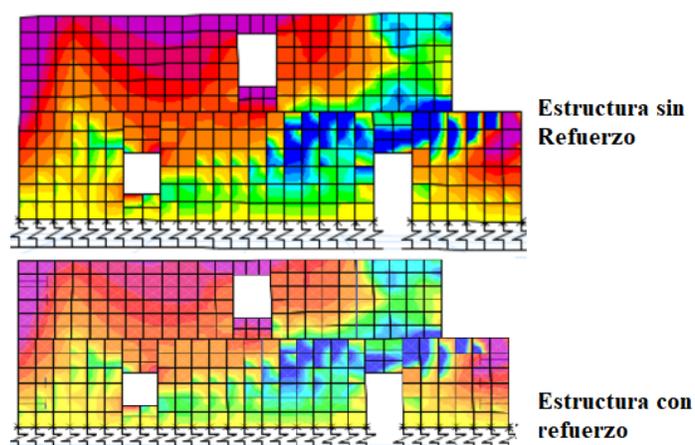


Figura 260 Comparación esfuerzos a compresión S11, Muro Eje F. estructura original.

En la Figura 260 se presentan los esfuerzos a corte del Muro Eje F, se puede observar que no existe un problema grave, la mayor parte del muro se encuentra en color amarillo, lo que significa que se encuentra dentro del esfuerzo a corte admisible, a excepción de las esquinas superiores derecha e izquierda del muro, que se encuentran en color tomate por lo que sobrepasan levemente los límites. Se observa también que la implementación del refuerzo no ayuda en lo más mínimo a los esfuerzos a corte.



Figura 261 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje F. Estructura original

- **Muro Eje G:** La Figura 261 muestra los esfuerzos a tracción los cuales se presentan en color morado, marrón y rojo, se observa que no hay esfuerzos a compresión (color azul y cian), siendo los esfuerzos más críticos a tracción los cuales ocupan la mayor parte del área del muro, recordando que los esfuerzos que se encuentran dentro de los límites son los de color amarillo y verde. Con relación a los resultados de esfuerzos en la estructura reforzada se presenta una leve mejoría, el área de los esfuerzos que se encuentran dentro de los esfuerzos admisibles crece diminutamente.

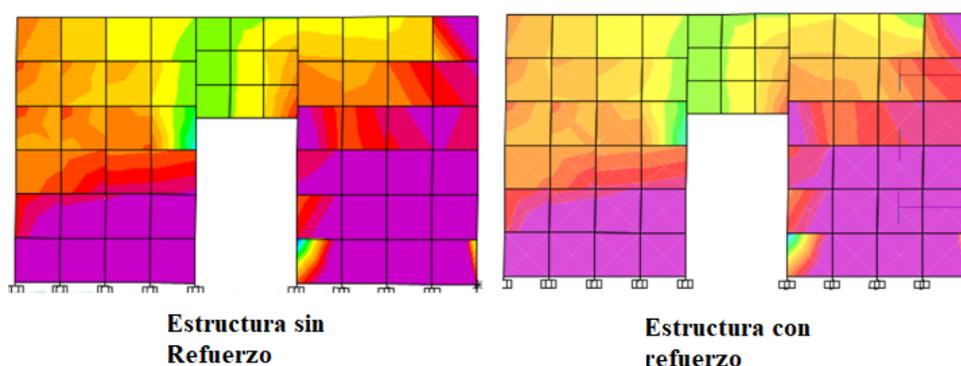


Figura 262 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje G. Estructura original

La Figura 262 presenta los esfuerzos a corte del Muro Eje G, presentando un leve problema en la esquina inferior derecha (color naranja). Se observa que los refuerzos ayudan positivamente disminuyendo los cuadros verdes de 5 a 3 cuadros, lo que significa mayor área en amarillo (dentro de los esfuerzos a corte admisibles).

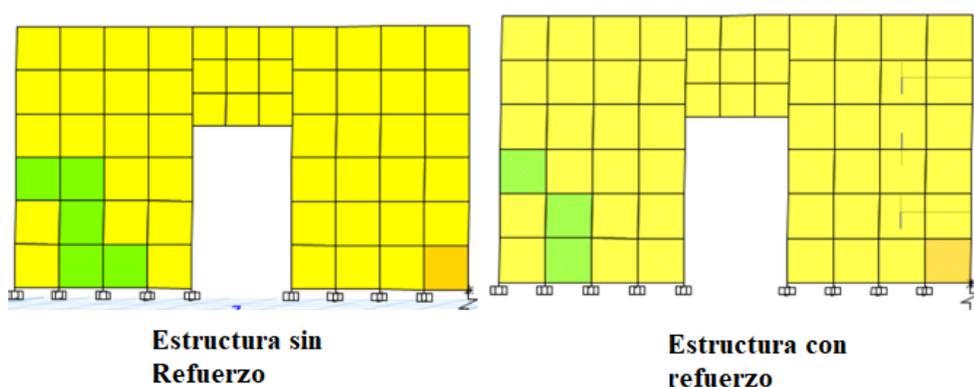


Figura 263 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje G. Estructura original

En la Tabla 85 se presentan los resultados obtenidos en el programa computacional de esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en sentido Y, con el caso de ENVOLVENTE X. Donde S_R significa " Sin Refuerzo" y R significa "Reforzado" de la estructura original.

Se puede apreciar que la mayoría de los muros presenta problemas a compresión y tracción, siendo lo contrario en el caso de corte. También se puede observar que la aplicación de los refuerzos aporta positivamente a los muros, en algunos casos aporta mayormente que en otros.

Tabla 85

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de muros en eje Y, con el caso de envoltente X

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A	S_R	68.36	66.13	86.1	127.01	4.46	8.03
	R	64.96	65.81	81.38	124.35	4.46	7.45
C	S_R	220.42	186.13	62.64	276.85	14.7	12.81
	R	191.61	165.47	62.43	253.5	13.49	11.28
D	S_R	53.52	115.88	14.23	5.42	0.55	2.46
	R	53.36	115.16	13.34	5.03	0.55	2.42
E	S_R	345.82	145.99	289.74	179.03	21.15	14.35
	R	319.37	125.64	289.43	167.66	20.12	14.31
E''	S_R	73.12	48.4	145.03	127.23	4.13	5.73
	R	67.4	44.04	135.88	119.16	4.07	5.57
F	S_R	436.29	136.32	140.19	186.18	27.3	14.64
	R	282.11	113.69	136.19	175.09	26.93	14.26
G	S_R	86.43	49.04	139.6	298.04	11.6	13.16
	R	85.64	44.9	128.09	295.64	11.07	12.66
H	S_R	9.09	22.29	10.02	29.94	2.5	5.11
	R	8.86	22.1	9.39	27.63	2.43	4.68
I	S_R	106.8	35.08	88.23	31.66	25.33	5.01
	R	103.57	34.36	82.27	31.62	25.29	4.97
J	S_R	133.87	23.02	173.76	39.24	13.94	7.9
	R	117.65	21.81	165.03	36.51	13.24	7.53

A continuación, se presentan las capturas de los muros más críticos ubicados en el sentido "X", en cuanto a esfuerzos a compresión tracción y corte tanto de la estructura original como la reforzada, con el caso de **ENVOLVENTE EN Y**.

- **Muro Eje 2:** La Figura 263 muestra los resultados más críticos q son los de compresión y tracción S22, existiendo mayores zonas con problema a tracción (colores morado, tomate y rojo) siendo estas zonas marcos de puertas y ventanas. Los problemas a compresión son los de color azul y cian en la unión izquierda entre ambos pisos y los marcos de puertas del piso inferior. Los refuerzos colocados en este muro son del tipo cruz y llave la mejoría es notable en el sentido que las áreas con problema disminuyen.

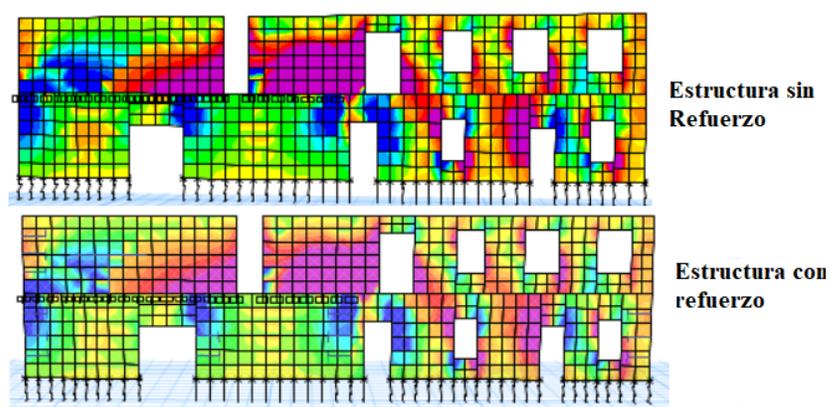


Figura 264 Comparación esfuerzos a compresión S22, Muro Eje 2. Estructura original

La Figura 264 muestra los resultados de esfuerzos a corte más críticos, en este caso S23, se puede apreciar que no existe mayor problema, la mayor parte del área del muro se encuentra en coloración amarilla, los pequeños problemas a corte son en color verde, naranja y rojo en el piso superior, en la unión entre ambos pisos. Con los refuerzos colocados la mejoría es mínima.

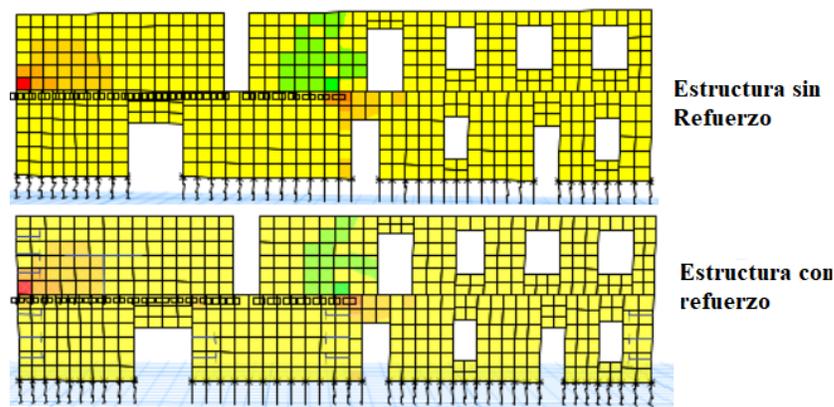


Figura 265 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 2. Estructura original

- **Muro Eje 4:** La Figura 265 presenta los resultados de esfuerzos más críticos a compresión y tracción S22, siendo los resultados a tracción los de color morado y rojo, existiendo problema en la unión izquierda entre ambos pisos y un leve problema a compresión en color azul y cian. El refuerzo colocado en este muro es del tipo cercha y llave de madera bajando los resultados notablemente de coloración tomate a naranja claro y de rojo a naranja.

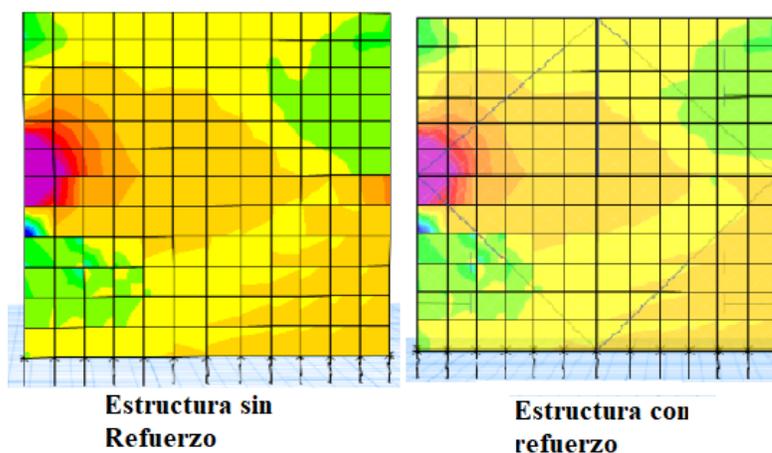


Figura 266 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 4. Estructura original

La Figura 266 presenta los esfuerzos a corte S23, donde se puede apreciar que el problema es mínimo (zonas color verde y naranja). En cuanto a esfuerzos a corte el refuerzo no aporta en lo más mínimo.

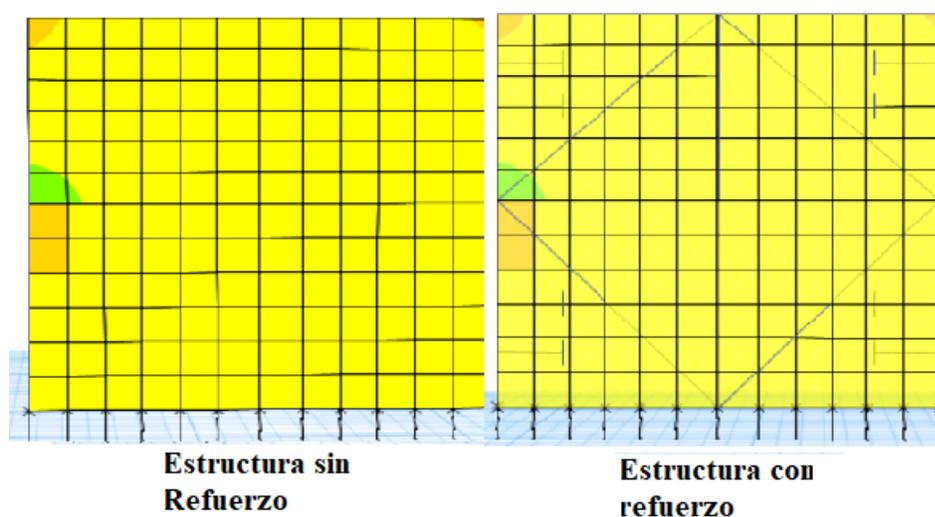


Figura 267 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje 4. Estructura original

- **Muro Eje 6:** La Figura 267 muestra los esfuerzos a compresión y tracción S22, se puede apreciar que existe mayor problema a tracción puesto que hay 3 zonas de tamaño considerable de color morado y rojo que son zonas del segundo piso en los marcos de las puertas. El problema a compresión es mínimo (zonas azul y cian). El refuerzo aplicado en este muro fue tipo cruz y llave, la mejora de los esfuerzos es pequeña, la coloración en la estructura con refuerzo es parecida a la de la estructura sin refuerzo, pero se puede notar que existe más coloración amarilla.

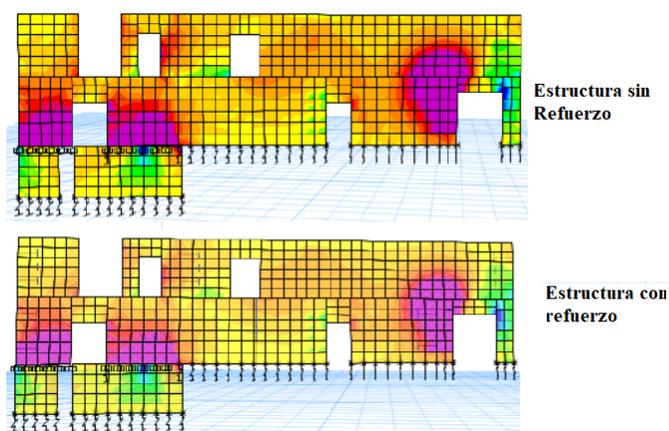


Figura 268 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 6. Estructura original

La Figura 268 presenta los esfuerzos a corte más críticos S13, se puede observar que la mayor área del muro no presenta problemas, presenta coloración amilla, existen leves problemas de color naranja en esquinas donde es la unión con muros del eje 'Y'. El refuerzo no aporta en lo más mínimo a los esfuerzos a corte.

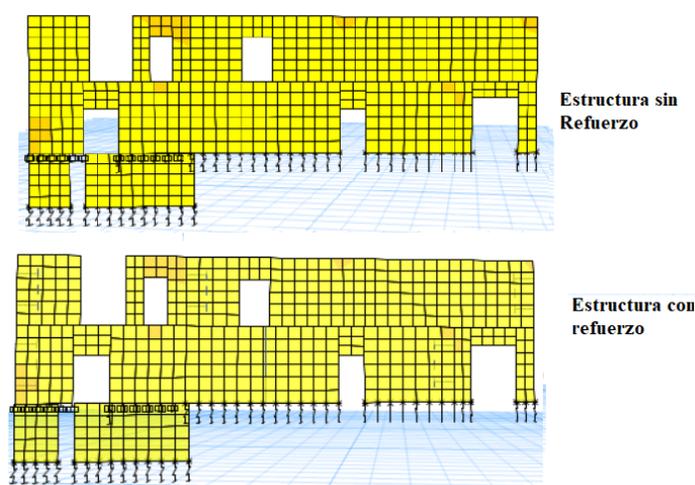


Figura 269 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 6. Estructura original

- **Muro Eje 8:** La Figura 269 muestra los resultados a tracción y compresión S22, sienten los más críticos a tracción (color morado y rojo) en el vértice izquierdo de la puerta principal y en los vértices de los marcos de las ventanas. La mayor parte del muro tiene color amarillo, naranja y verde lo que indica que no existe problema a compresión ni tracción. En este muro los refuerzos utilizados fueron de tipo llave de madera y en el primer piso dos cruces de madera, la mejoría es poco pero el refuerzo si aporta positivamente al muro.

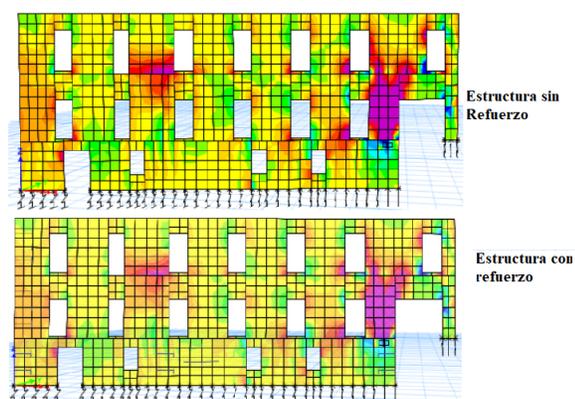


Figura 270 Comparación esfuerzos a tracción S22, Muro Eje 8. Estructura original

La Figura 270 presenta los esfuerzos a corte siendo los más críticos S13, se observa que no hay mayor problema, la coloración del muro casi en su totalidad es amarillo. El refuerzo no aporta en los esfuerzos a corte.

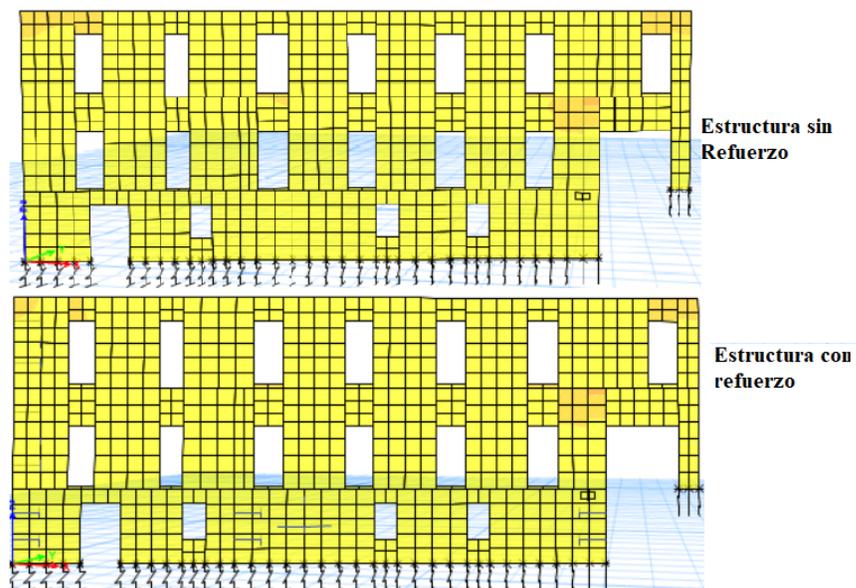


Figura 271 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje 8. Estructura original

En la Tabla 86 se presentan los resultados obtenidos en el programa computacional de esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en sentido X, con el caso de ENVOLVENTE Y, de la estructura original. Donde S_R significa "Sin Refuerzo" y R significa "Reforzado".

Se puede apreciar que la mayoría de los muros presenta problemas a compresión y tracción, siendo lo contrario en el caso de corte, sin embargo comparando la Tabla 86 con la Tabla 84, se puede decir que existen esfuerzos mayores en los muros eje X con el caso de ENVOLVENTE Y. También se puede observar que la aplicación de los refuerzos aporta positivamente a los muros, en algunos casos aporta mayormente que en otros.

Tabla 86

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en dirección "X", con el caso envolvente en Y

MUROS EJE X- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1	S_R	28.57	15.59	103.84	37.71	14.69	8.4
	R	28.33	14.78	91.15	37.46	12.67	7.31
2	S_R	307.56	327.01	163.42	531.09	26.67	60.98
	R	275.33	287.73	154.47	483.99	25.7	56.15
3	S_R	66.81	18.17	41.71	45.02	7.62	2.72
	R	65.22	16.11	39.84	44.51	7.15	2.7
4	S_R	47.73	75.6	94.5	190.75	11.35	13.94
	R	45.26	40.1	89.2	176.21	10.86	13.19
4''	S_R	24.01	183.3	31.79	71.82	3.86	10.09
	R	22.77	178.72	31.65	71.59	3.62	9.68
5	S_R	2.33	1.87	8.34	6.1	1.27	0.95
	R	2.15	1.83	7.75	5.76	1.12	0.81
6	S_R	88.74	94.08	163.53	254.54	15.27	14.47
	R	71.57	89.75	141.41	246.38	14.31	13.8
6''	S_R	34.2	24.01	59.77	27.57	8.57	1.96
	R	31.05	23.15	54.19	26.66	7.69	1.87
7	S_R	45.63	75.68	20.31	11	7.01	4.59
	R	42.12	74.21	19.85	9.77	6.71	4.53
8	S_R	111.67	112.24	100.81	134.08	22.34	10.44
	R	106.04	106.84	96.47	128.76	20.55	9.85

A continuación, se presentan las capturas de los muros más críticos ubicados en el sentido "Y", en cuanto a esfuerzos a compresión tracción y corte tanto de la estructura original como la reforzada, con el caso de **ENVOLVENTE EN Y**.

- **Muro Eje E:** La Figura 271 presenta los esfuerzos más críticos S11, dónde se puede observar que existen problemas a tracción (morado y rojo) y a compresión (azul y cian), en este muro se aplicó refuerzos tipo cercha, y se puede observar que la mejoría es pequeña, disminuyendo la coloración de rojo y azul a tonos naranjas y verdes.

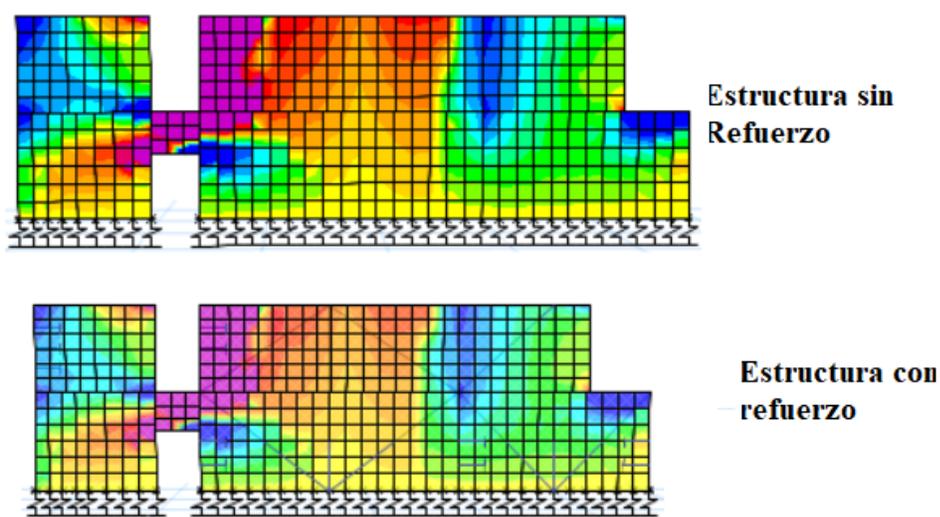


Figura 272 Comparación esfuerzos a compresión S11, Muro Eje E. Estructura original

La Figura 272 presenta esfuerzos a corte S23, y se puede observar que no existe problemas a corte, la coloración del muro es amarilla.

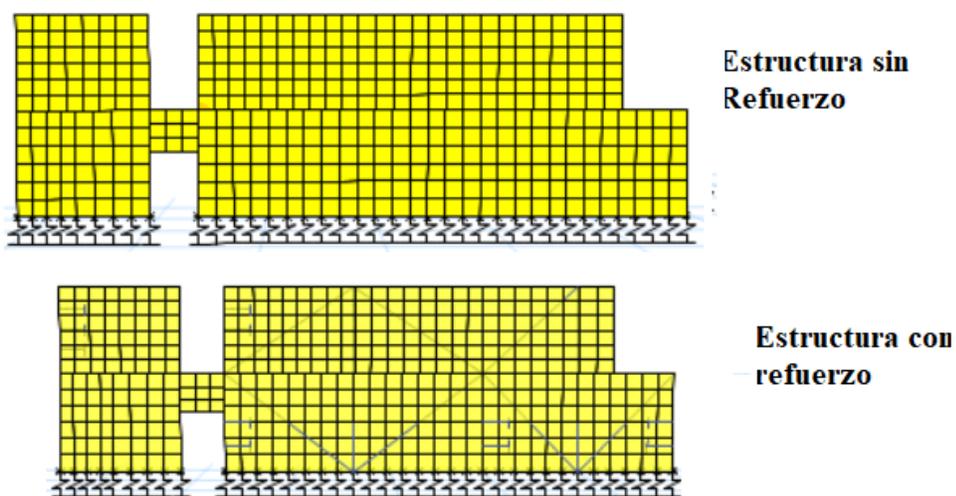


Figura 273 Comparación esfuerzos a corte S23, Muro Eje E. Estructura original

- **Muro Eje F:** La Figura 273 muestra los esfuerzos a compresión (azul y cian) y los esfuerzos a tracción (morado y rojo), los cuales sobrepasan los esfuerzos a compresión y tracción admisibles, siendo los amarillos amarillo, naranja y verde las zonas que se encuentran dentro de estos límites. Los refuerzos que se implementaron

son del tipo cruz y llave, se puede observar que la mejoría es notable, las áreas con problemas disminuyen.

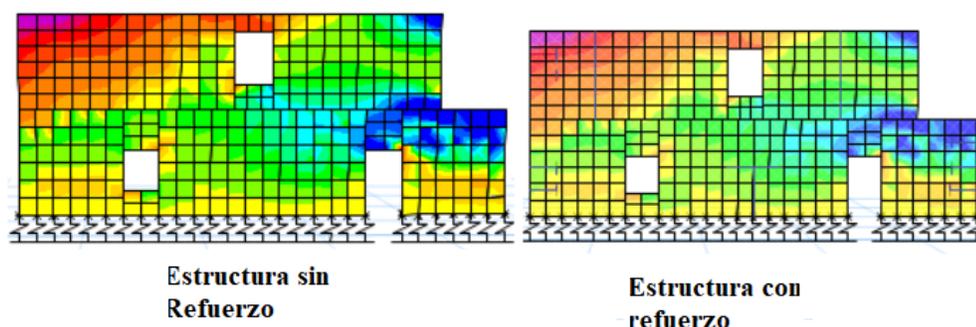


Figura 274 Comparación esfuerzos a compresión S11, Muro Eje F. Estructura original

La Figura 274 presenta los esfuerzos a corte S13, donde se puede observar que no existe problemas a corte, la mayor parte del muro se encuentra en color amarillo. El refuerzo no aporta significativamente en dichos esfuerzos.

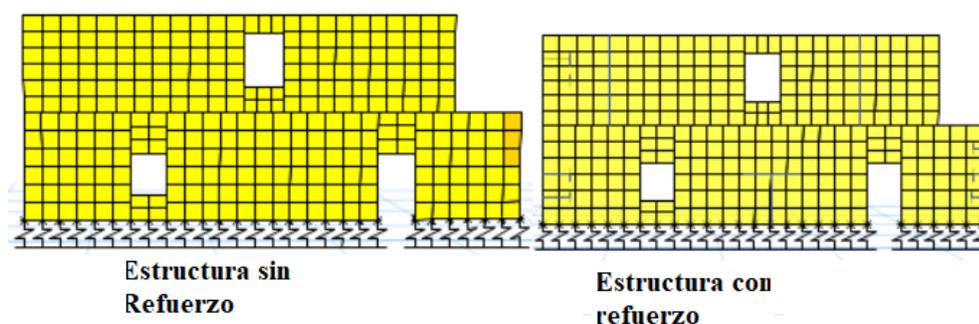


Figura 275 Comparación esfuerzos a corte S13, Muro Eje F. Estructura original

En la Tabla 87 se presentan los resultados obtenidos en el programa computacional de esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en sentido Y, con el caso de ENVOLVENTE Y, estructura original. Donde S_R significa "Sin Refuerzo" y R significa "Reforzado".

Se puede apreciar que la mayoría de los muros presenta problemas a compresión y tracción, siendo lo contrario en el caso de corte, sin embargo comparando la Tabla 87 con la Tabla 85, se puede decir que existen esfuerzos mayores en los muros eje Y con el caso de ENVOLVENTE X. También se puede observar que la aplicación de los refuerzos aporta positivamente a los muros, en algunos casos aporta mayormente que en otros.

Tabla 87

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros ubicados en dirección del eje Y, con el caso envolvente Y

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A	S_R	57.36	98.44	51.54	68.34	2.35	3.88
	R	55.36	94.19	49.92	66.91	1.64	3.65
C	S_R	216.2	200.44	69.65	239.46	10.21	6.93
	R	187.75	178.47	67.25	232.34	10.1	6.2
D	S_R	53.52	115.88	10.99	5.29	0.84	2.25
	R	53.36	115.16	10.77	4.92	0.82	2.22
E	S_R	310.78	160.57	329.92	209.93	5.84	7.12
	R	293.08	135.41	313.6	198.9	5.27	6.3
E''	S_R	96.79	58.07	173.08	136.1	3.98	2.95
	R	89.88	53.92	162.23	124.7	3.8	2.85
F	S_R	286.52	260.92	100.36	143.77	12.18	11.31
	R	258.19	229.66	93.77	143.44	10.08	10.46
G	S_R	130.04	39.18	233.01	357.47	9.41	7.85
	R	119.29	36.19	213.09	329.4	9.07	7.2
H	S_R	8.6	32.96	8.92	21.77	1.92	5.14
	R	8.6	32.91	8.45	19.99	1.89	4.74
I	S_R	106.99	57.85	124.34	13.58	19.29	7.57
	R	100.7	56.62	105.12	11.89	12.66	7.39
J	S_R	103.48	15.16	99.81	39.56	6.97	6.64
	R	93.21	13.38	87.11	33.36	6.28	6.19

Muros Agrietados

Se modeló la estructura en su caso más crítico, es decir suponiendo agrietamiento en las esquinas de los muros, se separaron los muros con los esfuerzos más altos, es decir en las uniones de los diferentes muros.

De igual manera se procede a analizar la estructura con agrietamiento con y sin refuerzos, comparando esfuerzos y derivas con las condiciones de borde, para ver lo que ocurre.

Las grietas se forman por el desgarramiento vertical entre muros, puesto que no existe una buena conexión mecánica entre muros perpendiculares además de no existir

columnas de confinamiento, lo que ocasiona una mala transferencia de fuerzas entre muros durante un sismo, como se puede ver en la Figura 275.

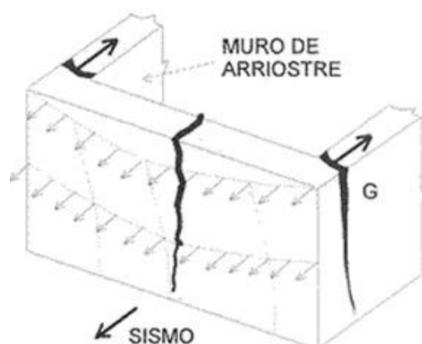


Figura 276 Grietas por desgarramiento
Fuente: (Herembás Ortega, 2018)

La Figura 276 muestra uno de los muros agrietados (Muro Eje A separado del Muro Eje 8)

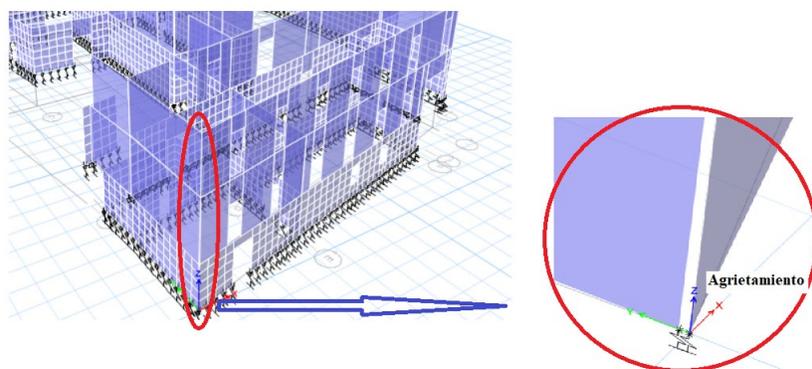


Figura 277 Agrietamiento en uno de los muros de la estructura

Estructura original vs. Estructura agrietada

En la Tabla 88 y Tabla 89 se muestra los esfuerzos obtenidos en la estructura con muros abiertos en comparación a los esfuerzos obtenidos en la estructura original, en los casos más críticos como lo son los esfuerzos de los muros en eje "X" con ENVOLVENTE Y y los esfuerzos de los muros en eje "Y" con ENVOLVENTE X.

En las tablas 99 y 100 los ejes que se encuentran acompañados por ‘m_a’ significa MURO ABIERTO.

Como se puede ver en la Tabla 88 el aumento en los diferentes esfuerzos en algunos casos es mayor que en otros, en el eje C es donde existe mayor aumento de esfuerzos entre muros abiertos y la estructura original, siendo el mayor aumento en el esfuerzo a compresión S22, aumentando en 125 T/m².

Tabla 88

Comparación refuerzos compresión, tracción y corte de los muros en el eje Y con envolvente X de la estructura original y la estructura con agrietamiento

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A	S_R	68.36	66.13	86.1	127.01	4.46	8.03
A m_a	S_R	66.93	82.15	88.75	126.66	4.48	8.07
C	S_R	220.42	186.13	62.64	276.85	14.7	12.81
C m_a	S_R	272.29	310.98	67.64	317.96	19.27	17.03
D	S_R	53.52	115.88	14.23	5.42	0.55	2.46
D m_a	S_R	82.17	116.51	29.57	6.12	2.78	1.65
E	S_R	345.82	145.99	289.74	179.03	21.15	14.35
E m_a	S_R	362.14	167.23	263.81	273.93	21.91	20.53
E''	S_R	73.12	48.4	145.03	127.23	4.13	5.73
E'' m_a	S_R	78.02	52.57	158.95	140.76	4	6.05
F	S_R	436.29	136.32	140.19	186.18	27.3	14.64
F m_a	S_R	215.87	178.83	244.8	198.26	28.03	31.21
G	S_R	86.43	49.04	139.6	298.04	11.6	13.16
G m_a	S_R	100.8	33.24	145.93	308.02	12.71	11.15
H	S_R	9.09	22.29	10.02	29.94	2.5	5.11
H m_a	S_R	19.3	38.58	17.28	36.78	1.66	1.72
I	S_R	106.8	35.08	88.23	31.66	25.33	5.01
I m_a	S_R	199.57	86.24	65.78	44.69	12.53	13.51
J	S_R	133.87	23.02	173.76	39.24	13.94	7.9
J m_a	S_R	191.89	107.24	199.57	120.83	20.26	25.74

Como se puede ver en la Tabla 89 el aumento en los diferentes esfuerzos en algunos casos es mayor que en otros, en el eje 1 es donde existe mayor aumento de

esfuerzos entre muros abiertos y la estructura original, siendo el mayor aumento en el esfuerzo a compresión S22, aumentando en 163 T/m².

Tabla 89

Comparación refuerzos compresión, tracción y corte de los muros en el eje X con envolvente Y de la estructura original y la estructura con agrietamiento

MUROS EJE X- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1	S_R	28.57	15.59	103.84	37.71	14.69	8.4
1 M_A	S_R	62.69	178.29	187.42	91.34	22.94	24.4
2	S_R	307.56	327.01	163.42	531.09	26.67	60.98
2 M_A	S_R	305.42	338.87	312.3	561.98	29.45	49.64
3	S_R	66.81	18.17	41.71	45.02	7.62	2.72
3 M_A	S_R	88.04	19.53	44.57	93.05	7.08	6.97
4	S_R	47.73	75.6	94.5	190.75	11.35	13.94
4 M_A	S_R	55.59	118.45	152.29	73.03	9.96	25.88
4''	S_R	24.01	183.3	31.79	71.82	3.86	10.09
4'' M_A	S_R	24.28	185.37	32.23	72.51	3.89	10.17
5	S_R	2.33	1.87	8.34	6.1	1.27	0.95
5 M_A	S_R	16.6	73.19	22.56	11.93	1.15	1.16
6	S_R	88.74	94.08	163.53	254.54	15.27	14.47
6 M_A	S_R	78.5	98.99	158.18	253.62	15.14	14.43
6''	S_R	34.2	24.01	59.77	27.57	8.57	1.96
6'' M_A	S_R	36.73	27.55	68.08	31.78	10.23	2.84
7	S_R	45.63	75.68	20.31	11	7.01	4.59
7 M_A	S_R	41.49	54.64	24.98	12.97	9.39	5.09
8	S_R	111.67	112.24	100.81	134.08	22.34	10.44
8 M_A	S_R	120.81	137.44	141.43	133.07	22.57	11.08

En la Figura 277 se puede observar la respectiva comparación de los esfuerzos más críticos tanto en la estructura original como en la estructura con muros abiertos del muro Eje C, se determina un incremento de esfuerzos significativo en especial de los esfuerzos a compresión (color azul y cian).

– Muro Eje C

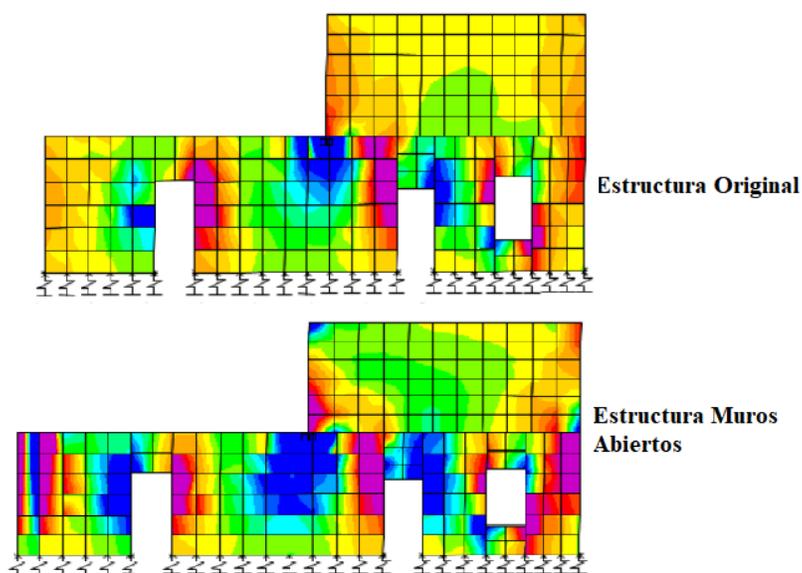


Figura 278 Comparación de esfuerzos S22 en Muro Eje C de la estructura original y la estructura con Muros Abiertos

De la Tabla 89 se puede observar que el esfuerzo que más se incrementó al momento de abrir los muros, del eje X con envolvente Y, es el esfuerzo a compresión S22 del Muro Eje 1, se incrementó en 162.7 T/m². En la Figura 278 se puede observar la respectiva comparación de los esfuerzos más críticos tanto en la estructura original como en la estructura con muros abiertos, se determina un incremento de esfuerzos significativo en especial de los esfuerzos a compresión (color azul, cian y rojo).

- Muro Eje 1

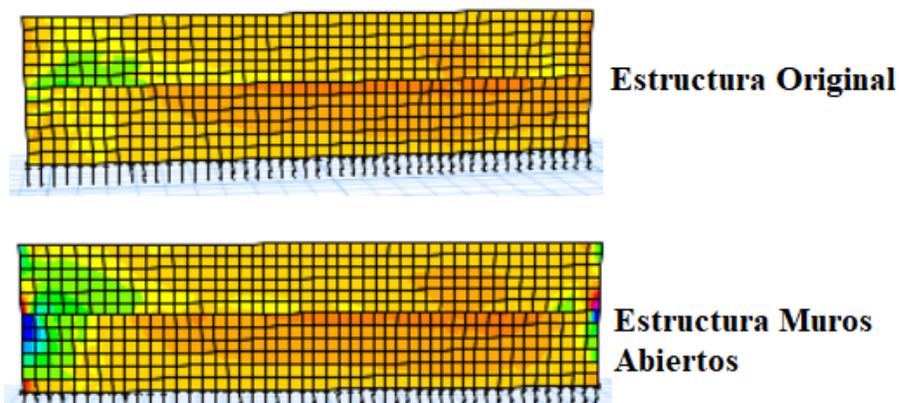


Figura 279 Comparación de esfuerzos S11 en Muro Eje 2 de la estructura original y la estructura con Muros Abiertos

Estructura agrietada sin refuerzo vs. Estructura agrietada con refuerzo

En la Tabla 90 y Tabla 91 se presentan los esfuerzos S11, S22 tanto a compresión como tracción y los esfuerzos S13 y S23 a corte con el caso de ENVOLVENTE X tanto para muros ubicados en sentido del eje X como Y, para el caso de la estructura con muros abiertos. En las tablas se puede observar que en la mayoría de los casos los refuerzos utilizados tanto en llave, cercha como cruz funcionan, es decir se nota una mejoría en los resultados.

Tabla 90

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje x con envolvente X, con y sin refuerzo de Muros Abiertos

MUROS EJE X- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1 M_a	S_R	40.92	118.96	30.51	106.64	8.44	12.94
	R	40.07	38.17	24.73	33.78	4.92	5.56
2 M_a	S_R	261.99	361.87	294.44	535.65	32.32	46.23
	R	242.93	326.52	266.35	503.78	31.55	53.53
3 M_a	S_R	50.11	10.1	122.62	114.48	4.01	2.24
	R	44.65	9.8	106.99	107.03	3.8	1.35
4 M_a	S_R	54.57	94.06	132	111.82	4.9	10.37
	R	36.47	49.03	84.58	70.14	3.49	8.16
4'' M_a	S_R	21.42	83.34	26.36	61.89	2.14	5.14
	R	21.08	81.62	26.26	60.23	2.11	4.87
5 M_a	S_R	16.17	67.57	23.41	11.13	0.79	1.09
	R	2.89	1.84	6.34	4.75	0.74	0.73
6 M_a	S_R	103.1	97.43	135.34	219.71	10.61	9.56
	R	72.65	83.26	134.2	214.74	10.23	9.03
6'' M_a	S_R	79.09	28.64	142.7	45.76	10.67	3.74
	R	78.1	27.72	142.16	45.33	9.81	3.6
7 M_a	S_R	60.15	55.35	26.29	13.45	7.59	3.01
	R	58.77	51.07	18.31	13	4.98	2.41
8 M_a	S_R	121.15	101.67	124.46	109.1	11.03	7.42
	R	94.04	101.2	98.04	99.68	9.75	6.48

Tabla 91

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje Y con envolvente X, con y sin refuerzo

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A m_a	S_R	66.93	82.15	88.75	126.66	4.48	8.07
	R	66.44	63.61	82.81	123.09	4.59	7.37
C m_a	S_R	272.29	310.98	67.64	317.96	19.27	17.03
	R	214.71	308.34	64.42	265	15.1	14
D m_a	S_R	82.17	116.51	29.57	6.12	2.78	1.65
	R	54.37	116.4	13.46	5.08	0.61	1.44
E m_a	S_R	362.14	167.23	263.81	273.93	21.91	20.53
	R	288.95	130.44	263.11	175.57	20.63	15.86
E'' m_a	S_R	78.02	52.57	158.95	140.76	4	6.05
	R	69.51	45.83	142.16	124.25	4	5.41
F m_a	S_R	215.87	178.83	244.8	198.26	28.03	31.21
	R	124.04	170.35	215.91	179.34	27.7	15.34
G m_a	S_R	100.8	33.24	145.93	308.02	12.71	11.15
	R	86.41	26.31	127.5	296.11	11.73	10.46
H m_a	S_R	19.3	38.58	17.28	36.78	1.66	1.72
	R	5.1	31.35	8.95	5.78	1.48	1.61
I m_a	S_R	199.57	86.24	65.78	44.69	12.53	13.51
	R	161.43	84.21	64.59	42.92	10.99	12.07
J m_a	S_R	191.89	107.24	199.57	120.83	20.26	25.74
	R	184.46	107.13	196	14	20.02	25.73

En la Tabla 92 y Tabla 93 se presentan los esfuerzos S11, S22 tanto a compresión como tracción y los esfuerzos S13 y S23 a corte con el caso de ENVOLVENTE Y tanto para muros ubicados en sentido del eje X como Y, para el caso de la estructura con muros abiertos. En las tablas se puede observar que en la mayoría de los casos los refuerzos utilizados tanto en llave, cercha como cruz funcionan, es decir se nota una mejoría en los resultados.

Tabla 92

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje X con envolvente Y, con y sin refuerzo, estructura muros agrietados

EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1 M_a	S_R	62.69	178.29	187.42	91.34	22.94	24.4
	R	30.25	20.99	158.05	40.59	15.96	11.87
2 M_a	S_R	305.42	338.87	312.3	561.98	29.45	49.64
	R	283.68	306.61	258.51	510.51	26.52	58.92
3 M_a	S_R	88.04	19.53	44.57	93.05	7.08	6.97
	R	82.81	18.49	42.03	86.08	6.75	5.18
4 M_a	S_R	55.59	118.45	152.29	73.03	9.96	25.88
	R	50.62	47.73	151.74	38.92	6.6	10.94
4" M_a	S_R	24.28	185.37	32.23	72.51	3.89	10.17
	R	23.02	180.67	32.03	72.28	3.65	9.77
5 M_a	S_R	16.6	73.19	22.56	11.93	1.15	1.16
	R	5.36	2.2	7.78	6.14	0.98	0.77
6 M_a	S_R	78.5	98.99	158.18	253.62	15.14	14.43
	R	66.12	95.16	148.33	247.3	14.47	14.04
6" M_a	S_R	36.73	27.55	68.08	31.78	10.23	2.84
	R	36.08	27.29	68.05	31.55	7.92	2.25
7 M_a	S_R	41.49	54.64	24.98	12.97	9.39	5.09
	R	40.67	54.07	19.65	12.29	6.65	4.45
8 M_a	S_R	120.81	137.44	141.43	133.07	22.57	11.08
	R	120.17	137.36	134.32	132.92	20.04	9.87

Tabla 93

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros eje Y con envolvente Y, con y sin refuerzo, estructura muros agrietados

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A m_a	S_R	55.3	110.15	52.19	93.59	2.74	5.03
	R	53.86	92.2	50.09	69.22	1.66	3.81
C m_a	S_R	226.03	263.24	115.45	276.11	13.4	12.37
	R	202.53	177.54	109.43	245.66	11.44	7.48
D m_a	S_R	82.17	116.51	25.9	6.51	2.78	1.31
	R	54.37	116.4	10.87	4.97	0.9	1.26
E m_a	S_R	246.14	197.86	285.05	193.91	17.32	21.43
	R	246.12	193.56	284.82	193.52	8.44	7.97
E'' m_a	S_R	105.48	63.86	183.48	143.89	2.71	3.16
	R	92.05	55.8	166.72	125.25	1.81	2.75
F m_a	S_R	293.76	268.11	195.57	154.16	13.21	10.15
	R	261.64	234.13	133.33	148.08	13.14	10.09
G m_a	S_R	136.43	23.61	246.27	368.42	10.35	8.96
	R	120.28	21.03	213.11	340.1	10.09	7.79
H m_a	S_R	15.8	38.58	17.28	36.78	0.63	0.71
	R	6.22	31.45	9.28	4.98	0.24	0.68
I m_a	S_R	197.03	154.8	109.34	22.68	13.27	8.35
	R	151.98	153.97	108.72	11.86	13.24	7.86
J m_a	S_R	98.94	103.98	195.37	117.8	8.06	9.58
	R	97.98	103.25	155.4	50.5	6.03	7.7

Estructura original vs. Estructura reforzada agrietada

En la Tabla 94 y Tabla 95 se presentan los esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en sentido X e Y, con el caso de ENVOLVENTE X, de la estructura original y la estructura reforzada agrietada respectivamente.

Donde:

S_R: Estructura original sin refuerzo

R Agrietada: Estructura reforzada agrietada

Tabla 94

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje X, envolvente X de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada

MUROS EJE X- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1	S_R	34,07	14,03	25,2	41,34	6,38	5,56
	R Agrietada	40,07	38,17	24,73	33,78	4,92	5,56
2	S_R	263,18	349,02	177,5	530,03	32,43	55,8
	R Agrietada	242,93	326,52	266,35	503,78	31,55	53,53
3	S_R	65,48	6,94	107,72	116,96	3,55	2,71
	R Agrietada	44,65	9,8	106,99	107,03	3,8	1,35
4	S_R	73,69	68,41	78,42	182,68	6,48	12,38
	R Agrietada	36,47	49,03	84,58	70,14	3,49	8,16
4''	S_R	20,92	81,36	25,64	61,67	2,1	5,05
	R Agrietada	21,08	81,62	26,26	60,23	2,11	4,87
5	S_R	2,73	1,71	6,71	6,1	0,81	0,95
	R Agrietada	2,89	1,84	6,34	4,75	0,74	0,73
6	S_R	92,65	87,68	133,25	221,13	10,81	9,6
	R Agrietada	72,65	83,26	134,2	214,74	10,23	9,03
6''	S_R	8,36	24,52	135,47	42,31	11,03	3,33
	R Agrietada	78,1	27,72	142,16	45,33	9,81	3,6
7	S_R	63,04	79,63	22,13	8,02	5,36	2,74
	R Agrietada	58,77	51,07	18,31	13	4,98	2,41
8	S_R	92,98	100,13	82,62	102,48	11,62	6,64
	R Agrietada	94,04	101,2	98,04	99,68	9,75	6,48

De la Tabla 94 se puede decir que en la mayoría de los casos los refuerzos si son de ayuda. También se puede decir que los esfuerzos en la estructura agrietada se incrementan considerablemente en comparación a los esfuerzos de la estructura original.

Tabla 95

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje Y, envolvente X de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE X							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A	S_R	68,36	66,13	86,1	127,01	4,46	8,03
	R Agrietada	66,44	63,61	82,81	123,09	4,59	7,37
C	S_R	220,42	186,13	62,64	276,85	14,7	12,81
	R Agrietada	214,71	308,34	64,42	265	15,1	14
D	S_R	53,52	115,88	14,23	5,42	0,55	2,46
	R Agrietada	54,37	116,4	13,46	5,08	0,61	1,44
E	S_R	345,82	145,99	289,74	179,03	21,15	14,35
	R Agrietada	288,95	130,44	263,11	175,57	20,63	15,86
E''	S_R	73,12	48,4	145,03	127,23	4,13	5,73
	R Agrietada	69,51	45,83	142,16	124,25	4	5,41
F	S_R	436,29	136,32	140,19	186,18	27,3	14,64
	R Agrietada	124,04	170,35	215,91	179,34	27,7	15,34
G	S_R	86,43	49,04	139,6	298,04	11,6	13,16
	R Agrietada	86,41	26,31	127,5	296,11	11,73	10,46
H	S_R	9,09	22,29	10,02	29,94	2,5	5,11
	R Agrietada	5,1	31,35	8,95	5,78	1,48	1,61
I	S_R	106,8	35,08	88,23	31,66	25,33	5,01
	R Agrietada	161,43	84,21	64,59	42,92	10,99	12,07
J	S_R	133,87	23,02	173,76	39,24	13,94	7,9
	R Agrietada	184,46	107,13	196	14	20,02	25,73

De la Tabla 95 se puede decir que en la mayoría de los casos los refuerzos si son de ayuda. También se puede decir que los esfuerzos en la estructura agrietada se incrementan considerablemente en comparación a los esfuerzos de la estructura original.

En la Tabla 96 y Tabla 97 se presenta los resultados de esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en sentido Y, con el caso de ENVOLVENTE Y, de la estructura original y la estructura reforzada agrietada, respectivamente.

Tabla 96

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje X, envolvente Y de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada

MUROS EJE X- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R Agrietada	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
1	S_R	28,57	15,59	103,84	37,71	14,69	8,4
	R Agrietada	30,25	20,99	158,05	40,59	15,96	11,87
2	S_R	307,56	327,01	163,42	531,09	26,67	60,98
	R Agrietada	283,68	306,61	258,51	510,51	26,52	58,92
3	S_R	66,81	18,17	41,71	45,02	7,62	2,72
	R Agrietada	82,81	18,49	42,03	86,08	6,75	5,18
4	S_R	47,73	75,6	94,5	190,75	11,35	13,94
	R Agrietada	50,62	47,73	151,74	38,92	6,6	10,94
4''	S_R	24,01	183,3	31,79	71,82	3,86	10,09
	R Agrietada	23,02	180,67	32,03	72,28	3,65	9,77
5	S_R	2,33	1,87	8,34	6,1	1,27	0,95
	R Agrietada	5,36	2,2	7,78	6,14	0,98	0,77
6	S_R	88,74	94,08	163,53	254,54	15,27	14,47
	R Agrietada	66,12	95,16	148,33	247,3	14,47	14,04
6''	S_R	34,2	24,01	59,77	27,57	8,57	1,96
	R Agrietada	36,08	27,29	68,05	31,55	7,92	2,25
7	S_R	45,63	75,68	20,31	11	7,01	4,59
	R Agrietada	40,67	54,07	19,65	12,29	6,65	4,45
8	S_R	111,67	112,24	100,81	134,08	22,34	10,44
	R Agrietada	120,17	137,36	134,32	132,92	20,04	9,87

De la Tabla 96 se puede decir que en la mitad de los casos los refuerzos si son de ayuda, en la otra mitad los esfuerzos de la estructura agrietada son mayores a la original a pesar de estar reforzada.

Tabla 97

Esfuerzos a compresión, tracción y corte de Muros eje Y, envolvente Y de la estructura original vs. estructura reforzada agrietada

MUROS EJE Y- ENVOLVENTE Y							
EJE	S_R/R	Compresión		Tracción		Corte	
		S11	S22	S11	S22	S13	S23
A	S_R	57,36	98,44	51,54	68,34	2,35	3,88
	R Agrietada	53,86	92,2	50,09	69,22	1,66	3,81
C	S_R	216,2	200,44	69,65	239,46	10,21	6,93
	R Agrietada	202,53	177,54	109,43	245,66	11,44	7,48
D	S_R	53,52	115,88	10,99	5,29	0,84	2,25
	R Agrietada	54,37	116,4	10,87	4,97	0,9	1,26
E	S_R	310,78	160,57	329,92	209,93	5,84	7,12
	R Agrietada	246,12	193,56	284,82	193,52	8,44	7,97
E''	S_R	96,79	58,07	173,08	136,1	3,98	2,95
	R Agrietada	92,05	55,8	166,72	125,25	1,81	2,75
F	S_R	286,52	260,92	100,36	143,77	12,18	11,31
	R Agrietada	261,64	234,13	133,33	148,08	13,14	10,09
G	S_R	130,04	39,18	233,01	357,47	9,41	7,85
	R Agrietada	120,28	21,03	213,11	340,1	10,09	7,79
H	S_R	8,6	32,96	8,92	21,77	1,92	5,14
	R Agrietada	6,22	31,45	9,28	4,98	0,24	0,68
I	S_R	106,99	57,85	124,34	13,58	19,29	7,57
	R Agrietada	151,98	153,97	108,72	11,86	13,24	7,86
J	S_R	103,48	15,16	99,81	39,56	6,97	6,64
	R Agrietada	97,98	103,25	155,4	50,5	6,03	7,7

De la Tabla 97 se puede decir que en la mayoría de los casos los refuerzos si son de ayuda. También se puede decir que los esfuerzos en la estructura agrietada se incrementan considerablemente en comparación a los esfuerzos de la estructura original.

4.1.3 Análisis de resultados en cuanto a derivas

A continuación, en la Tabla 98 y Tabla 99 se presentan los valores de derivas elásticas e inelásticas de los muros tanto en eje X como Y con el caso de ENVOLVENTE X, estructura original.

Donde:

D- E= Deriva elástica

D- I= Deriva inelástica

Caso Envolvente X- Muros Eje X

Tabla 98

Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje X, con envolvente X. Estructura original

Muro Eje 1			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000111	0.00025	0.000107	0.00024
2	3.4	3.40	0.000121	0.00027	0.000115	0.00026
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje 2			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000217	0.00049	0.000205	0.00046
2	3.4	3.40	0.000196	0.00044	0.000186	0.00042
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 3			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000121	0.00027	0.000138	0.00031
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000410	0.00092	0.000386	0.00087
2	3.4	3.40	0.000415	0.00093	0.000393	0.00088

CONTINÚA 

0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000076	0.00017	0.000067	0.00015
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 5			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000004	0.00001	0.000004	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000147	0.00033	0.000097	0.00022
2	5.9	5.90	0.000159	0.00036	0.000032	0.00007
1	2.5	2.50	0.000002	0.00000	0.000002	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000136	0.00031	0.000095	0.00021
2	3.4	3.40	0.000068	0.00015	0.000067	0.00015
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 7			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000001	0.00000	0.000001	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 8			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000052	0.00012	0.000045	0.00010
2	5.9	5.90	0.000050	0.00011	0.000047	0.00011
1	2.5	2.50	0.000004	0.00001	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000

CONTINÚA 

Caso Envolvente X- Muros Eje Y

Tabla 99

Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje Y, con envolvente X. Estructura original

Muro Eje A			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000116	0.00026	0.000027	0.00006
2	5.9	5.90	0.000040	0.00009	0.000012	0.00003
1	2.5	2.50	0.000006	0.00001	0.000040	0.00009
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje C			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000145	0.00033	0.000133	0.00030
2	3.4	3.40	0.000151	0.00034	0.000139	0.00031
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje D			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000004	0.00001	0.000000	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000039	0.00009	0.000036	0.00008
2	3.4	3.40	0.000046	0.00010	0.000043	0.00010
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000046	0.00010	0.000043	0.00010
2	3.4	3.40	0.000029	0.00007	0.000028	0.00006
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje F			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000525	0.00118	0.000386	0.00087
2	3.4	3.40	0.000311	0.00070	0.000393	0.00088
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje G			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I

CONTINÚA



2	3.4	3.40	0.000053	0.00012	0.000077	0.00017
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje H			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000001	0.00000	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje I			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000050	0.00011	0.000044	0.00010
2	3.4	3.40	0.000090	0.00020	0.000084	0.00019
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje J			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000112	0.00025	0.000095	0.00021
2	3.4	3.40	0.000054	0.00012	0.000067	0.00015
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000

A continuación, en la Tabla 100 y Tabla 101 se presentan los valores de derivas elásticas e inelásticas de los muros tanto en eje X como Y con el caso de ENVOLVENTE Y. Estructura original

Donde:

D-E= Deriva elástica

D-I= Deriva inelástica

Caso Envolvente Y- Muros Eje X

Tabla 100*Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje X, con envolvente Y. Estructura original*

Muro Eje 1			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000160	0.00036	0.000148	0.00033
2	3.4	3.40	0.000159	0.00036	0.000148	0.00033
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje 2			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000143	0.00032	0.000132	0.00030
2	3.4	3.40	0.000149	0.00034	0.000138	0.00031
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 3			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000041	0.00009	0.000039	0.00009
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000135	0.00030	0.000126	0.00028
2	3.4	3.40	0.000137	0.00031	0.000129	0.00029
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000082	0.00018	0.000076	0.00017
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 5			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000006	0.00001	0.000005	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000136	0.00031	0.000125	0.00028
2	5.9	5.90	0.000080	0.00018	0.000075	0.00017

CONTINUA



1	2.5	2.50	0.000003	0.00001	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6"			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000126	0.00028	0.000116	0.00026
2	3.4	3.40	0.000133	0.00030	0.000123	0.00028
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 7			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000006	0.00001	0.000006	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 8			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000138	0.00031	0.000129	0.00029
2	5.9	5.90	0.000078	0.00018	0.000073	0.00016
1	2.5	2.50	0.000003	0.00001	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000

Caso Envolvente Y- Muros Eje Y

Tabla 101

Derivas elásticas e inelásticas de los muros Eje Y, con envolvente Y. Estructura original

Muro Eje A			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000084	0.00019	0.000080	0.00018
2	5.9	5.90	0.000056	0.00013	0.000037	0.00008
1	2.5	2.50	0.000008	0.00002	0.000047	0.00011
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.000
Muro Eje C			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000140	0.00032	0.000129	0.00029
2	3.4	3.40	0.000076	0.00017	0.000071	0.00016
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje D			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I

CONTINÚA 

1	2.5	2.50	0.000006	0.00001	0.000000	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000075	0.00017	0.000068	0.00015
2	3.4	3.40	0.000063	0.00014	0.000059	0.00013
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000065	0.00015	0.000064	0.00014
2	3.4	3.40	0.000032	0.00007	0.000031	0.00007
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje F			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000135	0.00030	0.000126	0.00028
2	3.4	3.40	0.000137	0.00031	0.000129	0.00029
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje G			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000086	0.00019	0.000079	0.00018
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje H			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000003	0.00001	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje I			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000139	0.00031	0.000129	0.00029
2	3.4	3.40	0.000138	0.00031	0.000129	0.00029
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje J			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000151	0.00034	0.000116	0.00026
2	3.4	3.40	0.000111	0.00025	0.000123	0.00028
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000

De la Tabla 98, Tabla 99, Tabla 100 y Tabla 101 se dice que los refuerzos utilizados en los muros (tipo llave, tipo cruz y tipo cercha) funcionan favorablemente en la disminución de las derivas tanto elásticas como inelásticas, nótese que la disminución es pequeña y que en ninguno de los casos las derivas sobrepasan la deriva inelástica máxima de 0.01.

Muros Agrietados

En la Tabla 102 y Tabla 103 se presentan las derivas tanto elásticas como inelásticas de los muros de los ejes X e Y para el caso de ENVOLVENE X.

Tabla 102

*Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje X, con envolvente X.
Estructura muros abiertos*

Muro Eje 1			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000112	0.00025	0.000109	0.00024
2	3.4	3.40	0.000131	0.00030	0.000119	0.00027
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje 2			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000235	0.00053	0.000217	0.00049
2	3.4	3.40	0.000203	0.00046	0.000197	0.00044
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 3			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000195	0.00044	0.000181	0.00041
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000449	0.00101	0.000392	0.00088
2	3.4	3.40	0.000462	0.00104	0.000397	0.00089
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I

CONTINÚA 

2	3.4	3.40	0.000077	0.00017	0.000067	0.00015
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 5			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000034	0.00008	0.000004	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000104	0.00023	0.000108	0.00024
2	5.9	5.90	0.000033	0.00007	0.000033	0.00007
1	2.5	2.50	0.000002	0.00000	0.000002	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6"			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000101	0.00023	0.000140	0.00032
2	3.4	3.40	0.000069	0.00016	0.000078	0.00018
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 7			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000001	0.00000	0.000001	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 8			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000056	0.00013	0.000046	0.00010
2	5.9	5.90	0.000054	0.00012	0.000049	0.00011
1	2.5	2.50	0.000002	0.00000	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000

Tabla 103

*Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje Y, con envolvente X.
Estructura muros abiertos*

Muro Eje A			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000022	0.00005	0.000028	0.00006
2	5.9	5.90	0.000010	0.00002	0.000010	0.00002
1	2.5	2.50	0.000053	0.00012	0.000044	0.00010
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje C			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000162	0.00036	0.000141	0.00032
2	3.4	3.40	0.000159	0.00036	0.000146	0.00033
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje D			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000000	0.00000	0.000000	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000042	0.00009	0.000035	0.00008
2	3.4	3.40	0.000051	0.00012	0.000046	0.00010
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000051	0.00012	0.000046	0.00010
2	3.4	3.40	0.000034	0.00008	0.000030	0.00007
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje F			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000383	0.00086	0.000390	0.00088
2	3.4	3.40	0.000524	0.00118	0.000399	0.00090
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje G			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000093	0.00021	0.000084	0.00019

CONTINUA



0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje H			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000002	0.00000	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje I			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000056	0.00013	0.000046	0.00010
2	3.4	3.40	0.000096	0.00022	0.000088	0.00020
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje J			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000101	0.00023	0.000140	0.00032
2	3.4	3.40	0.000069	0.00016	0.000078	0.00018
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000

En la Tabla 104 y Tabla 105 se presentan las derivas tanto elásticas como inelásticas de los muros de los ejes X e Y, para el caso de ENVOLVENTE Y.

Tabla 104

*Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje X, con envolvente Y.
Estructura muros abiertos*

Muro Eje 1			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000182	0.00041	0.000154	0.00035
2	3.4	3.40	0.000169	0.00038	0.000151	0.00034
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje 2			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000154	0.00035	0.000136	0.00031
2	3.4	3.40	0.000161	0.00036	0.000144	0.00032
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000

CONTINÚA 

Muro Eje 3			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000041	0.00009	0.000041	0.00009
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000100	0.00023	0.000126	0.00028
2	3.4	3.40	0.000194	0.00044	0.000136	0.00031
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 4''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000083	0.00019	0.000076	0.00017
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 5			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000003	0.00001	0.000006	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	8.95	3.05	0.000146	0.00033	0.000125	0.00028
2	5.9	5.90	0.000086	0.00019	0.000076	0.00017
1	2.5	2.50	0.000003	0.00001	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 6''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000138	0.00031	0.000128	0.00029
2	3.4	3.40	0.000145	0.00033	0.000128	0.00029
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 7			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	

CONTINÚA 

Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
1	2.5	2.50	0.000084	0.00019	0.000006	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000
Muro Eje 8			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
3	8.95	3.05	0.000149	0.00034	0.000130	0.00029
2	5.9	5.90	0.000082	0.00018	0.000073	0.00017
1	2.5	2.50	0.000007	0.00002	0.000003	0.00001
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.00000

Tabla 105

*Derivas elásticas e inelásticas de los muros agrietados Eje Y, con envolvente Y.
Estructura muros abiertos*

Muro Eje A			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
3	8.95	3.05	0.000102	0.00023	0.000083	0.00019
2	5.9	5.90	0.000034	0.00008	0.000038	0.00009
1	2.5	2.50	0.000049	0.00011	0.000047	0.00011
0	0.00	0.00	0	0.00000	0	0.000
Muro Eje C			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
3	6.45	3.05	0.000178	0.00040	0.000138	0.00031
2	3.4	3.40	0.000087	0.00020	0.000073	0.00016
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje D			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
1	2.5	2.50	0.000000	0.00000	0.000000	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación	Δ Elevación	D- E	D-I	D- E	D-I
	(m)	(m)				
3	6.45	3.05	0.000078	0.00018	0.000069	0.00016

CONTINUA 

2	3.4	3.40	0.000063	0.00014	0.000060	0.00014
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje E''			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000069	0.00016	0.000065	0.00015
2	3.4	3.40	0.000034	0.00008	0.000031	0.00007
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje F			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000141	0.00032	0.000126	0.00028
2	3.4	3.40	0.000151	0.00034	0.000136	0.00031
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje G			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
2	3.4	3.40	0.000088	0.00020	0.000079	0.00018
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje H			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
1	2.5	2.50	0.000007	0.00002	0.000000	0.00000
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje I			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000160	0.00036	0.000216	0.00049
2	3.4	3.40	0.000142	0.00032	0.000053	0.00012
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000
Muro Eje J			Sin Refuerzo		Con Refuerzo	
Piso	Elevación (m)	Δ Elevación (m)	D- E	D-I	D- E	D-I
3	6.45	3.05	0.000138	0.00031	0.000127	0.00029
2	3.4	3.40	0.000145	0.00033	0.000128	0.00029
0	0.00	0.00	0	0.000	0	0.000

De la Tabla 102, Tabla 103, Tabla 104 y Tabla 105 se puede decir que el uso de los refuerzos actúa satisfactoriamente en la disminución de derivas, esta disminución es en pequeña proporción.

En cuanto a derivas la estructura original como la agrietada no presenta problemas, porque ninguna de las derivas sobrepasa la deriva máxima que es de 0.01.

4.2 Discusión de resultados

En este punto se presentan los resultados obtenidos mediante el programa computacional de análisis por medio de elementos finitos, a manera de porcentajes, para obtener una idea más clara de cómo trabaja la estructura original y agrietada con la implementación de refuerzos.

4.2.1 Discusión de resultados en cuanto a esfuerzos

En la Tabla 106 y Tabla 107 se muestran los porcentajes de mejoramiento de resultados de esfuerzos a compresión, tracción y corte de la estructura original, en el caso de los muros en sentido X e Y, para el caso de ENVOLVENTE X. En estas tablas se puede ver el tipo de reforzamiento utilizado en cada muro, es decir tipo llave, tipo cruz o tipo cercha.

Tabla 106

*Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje X con refuerzos, caso envolvente X
Estructura original*

Muro	Tipo Refuerzo			Envolvente X			
	Eje	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
1					20.55%	20.56%	15.11%
2	X	X			11.94%	7.70%	9.28%
3	X				15.99%	5.63%	7.01%
4	X			X	6.02%	8.13%	7.72%
4"					2.25%	4.28%	5.15%
5					1.47%	22.62%	11.58%
6	X	X			2.90%	8.20%	8.65%
6"					5.50%	4.10%	15.96%
7	X	X			4.93%	3.16%	5.04%
8	X	X			4.62%	6.24%	5.72%

Tabla 107

*Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje Y con refuerzos, caso envolvente X.
Estructura original*

Muro	Tipo Refuerzo			Envolvente X			
	Eje	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
A	X				4.97%	5.48%	7.22%
C	X				13.07%	8.43%	11.94%
D					0.62%	7.20%	1.63%
E	X			X	13.94%	6.35%	4.87%
E"	X				9.01%	6.34%	2.79%
F	X	X			35.34%	5.96%	2.60%
G					8.44%	8.24%	4.57%
H	X	X			2.53%	7.72%	8.41%
I	X	X			3.02%	6.76%	0.80%
J	X	X		X	12.12%	6.96%	5.02%

En la Tabla 108 y Tabla 109 se muestran los porcentajes de mejoramiento de resultados de esfuerzos a compresión, tracción y corte de la estructura original, en el caso de los muros en sentido X e Y, para el caso de ENVOLVENTE Y. En estas tablas se puede

ver el tipo de reforzamiento utilizado en cada muro, es decir tipo llave, tipo cruz o tipo cercha.

Tabla 108

*Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje X con refuerzos, caso envolvente Y.
Estructura original*

Muro Eje	Tipo Refuerzo			Envolvente Y		
	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
1				5.20%	12.22%	13.75%
2	X	X		12.01%	8.87%	7.92%
3	X			11.34%	4.48%	6.17%
4	X		X	46.96%	7.62%	5.38%
4"				5.16%	0.44%	6.22%
5				7.73%	7.07%	14.74%
6	X	X		19.35%	13.53%	6.29%
6"				9.21%	9.34%	10.27%
7	X	X		7.69%	11.18%	4.28%
8	X	X		5.04%	4.31%	8.01%

Tabla 109

*Porcentaje de mejoramiento en Muros Eje Y con refuerzos, caso envolvente Y.
Estructura original*

Muro Eje	Tipo Refuerzo			Envolvente Y		
	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
A	X			4.32%	3.14%	30.21%
C	X			13.16%	3.45%	10.53%
D				0.62%	6.99%	2.38%
E	X		X	15.67%	5.25%	11.52%
E"	X			7.15%	8.38%	4.52%
F	X	X		11.98%	6.57%	17.24%
G				8.27%	7.85%	8.28%
H	X	X		0.15%	8.18%	7.78%
I	X	X		5.88%	15.46%	34.37%
J	X	X	X	11.74%	15.67%	9.90%

En la Figura 279 y Figura 280 se presentan los porcentajes de mejoramiento de esfuerzos a compresión en la estructura original mediante refuerzo, en muros de eje X e Y, tanto con envolvente X como envolvente Y. De donde se puede decir que:

- Para los muros del eje X con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 20.55% en el muro 1, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 1.4% en el muro 5.
- Para los muros del eje X con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 46.96% en el muro 4, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 5.04% en el muro 8.
- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 35.34% en el muro F, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.62% en el muro D.
- Para los muros del eje Y con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 15.67% en el muro E, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.15% en el muro H.

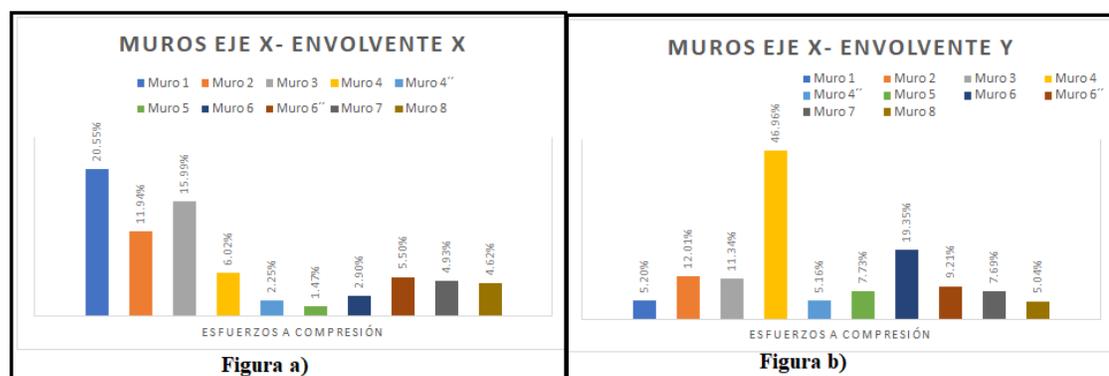


Figura 280 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a compresión, Muros Eje X. Figura a) Envolvente X Figura b) Envolvente Y. Estructura original

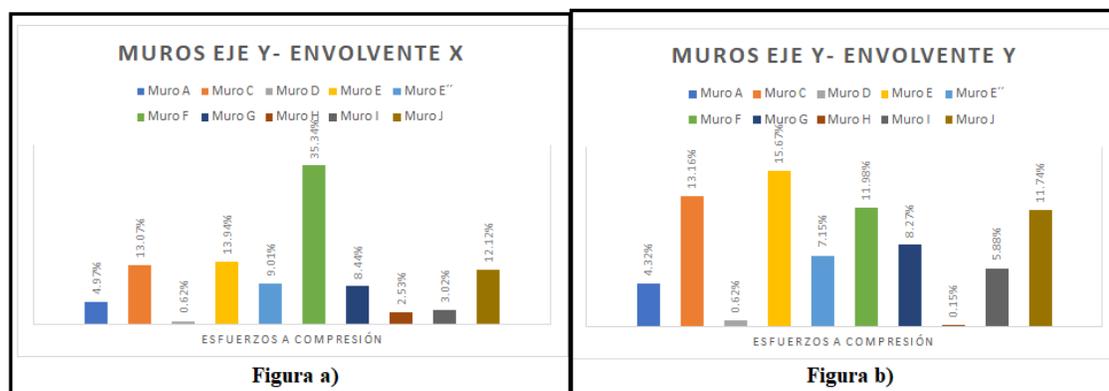


Figura 281 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a compresión, Muros Eje Y. Figura a) Envolvente X Figura b) Envolvente Y. Estructura original

En la Figura 281 y Figura 282 se presentan los porcentajes de mejoramiento de esfuerzos a tracción en la estructura original mediante refuerzo, en muros de eje X e Y, tanto con envolvente X como envolvente Y. De donde se puede decir que:

- Para los muros del eje X con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 22.62% en el muro 1, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 3.16% en el muro 7.
- Para los muros del eje X con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 13.53% en el muro 6, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.44% en el muro 4.
- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 8.43% en el muro C, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 5.48% en el muro A.
- Para los muros del eje Y con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 15.67% en el muro J, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 3.14% en el muro A.

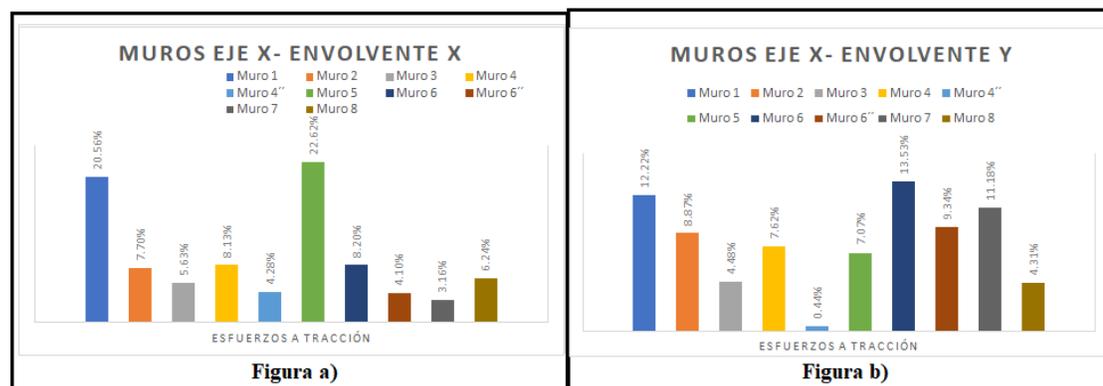


Figura 282 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a tracción, Muros Eje X. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original

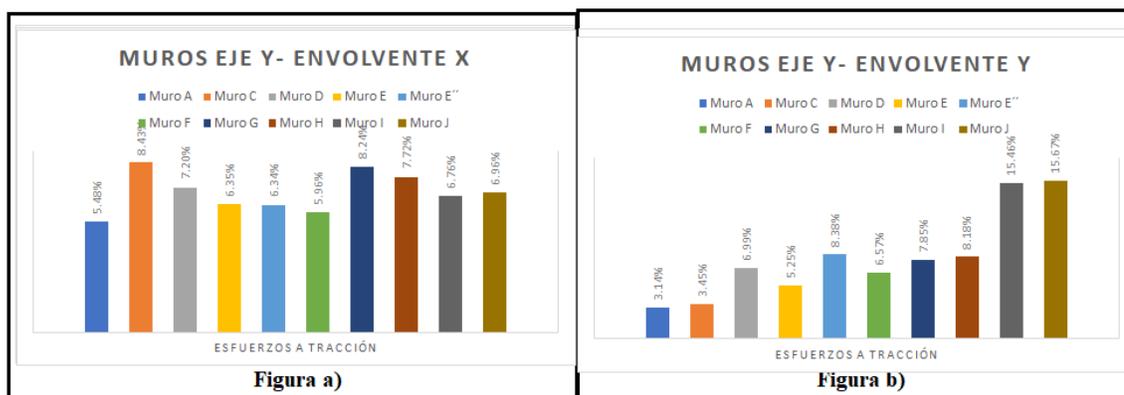


Figura 283 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a tracción, Muros Eje Y. Figura a) Envoltente X Figura b) Envoltente Y. Estructura original

En la Figura 283 y Figura 284 se presentan los porcentajes de mejoramiento de esfuerzos a corte en la estructura original mediante refuerzo, en muros de eje X e Y, tanto con envoltente X como envoltente Y. De donde se puede decir que:

- Para los muros del eje X con envoltente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 15.96% en el muro 6'', y el menor porcentaje de reforzamiento es de 5.04% en el muro 7.
- Para los muros del eje X con envoltente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 14.74% en el muro 5, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 4.28% en el muro 7.

- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 11.94% en el muro C, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.80% en el muro I.
- Para los muros del eje Y con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 34.37% en el muro I, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 2.38% en el muro D.

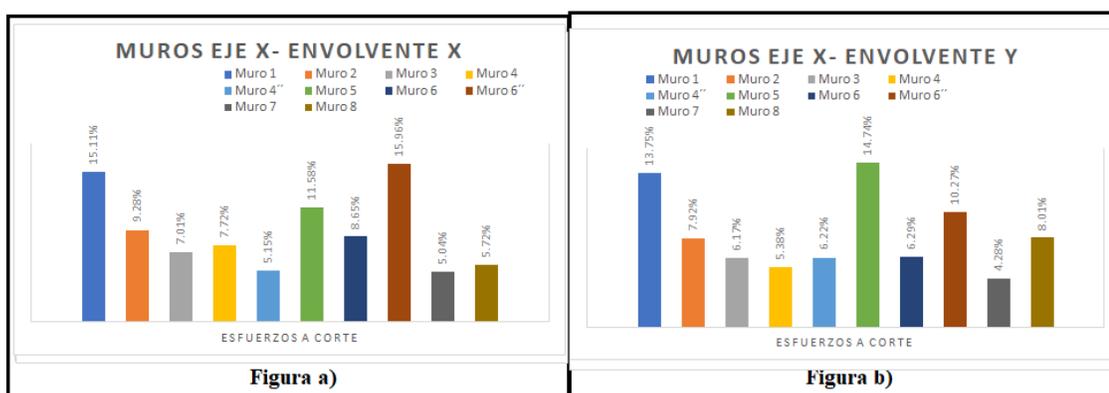


Figura 284 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a corte, Muros Eje X. Figura a) Envolvente X Figura b) Envolvente Y. Estructura original.

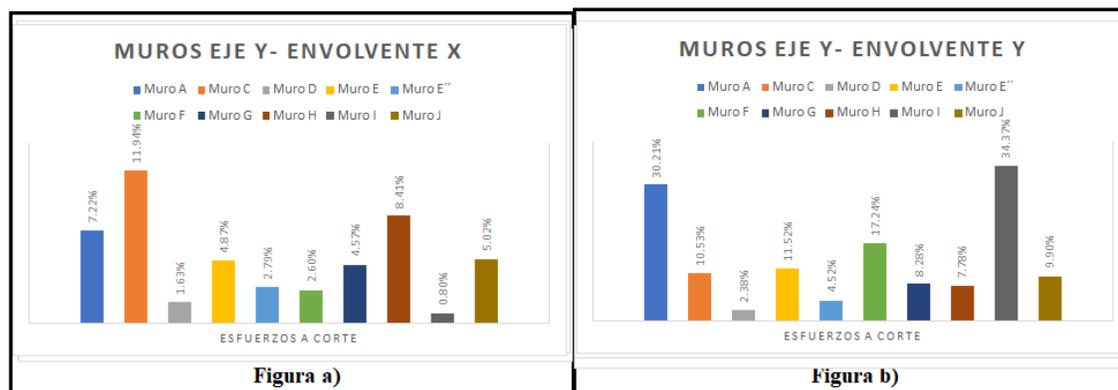


Figura 285 Porcentajes de mejoramiento en esfuerzos a corte, Muros Eje Y. Figura a) Envolvente X Figura b) Envolvente Y. Estructura original

De la Figura 279, Figura 280, Figura 281, Figura 282, Figura 283 y Figura 284 se puede decir que la estructura presenta un mayor mejoramiento en la parte de compresión

y tracción en muros de Eje X tanto en casos de envolvente X como en Y. Los esfuerzos a corte presentan mejoramientos hasta de un 35% en muros de eje Y con envolvente Y.

Muros Agrietados

En la Tabla 110 se presentan los porcentajes de mejoramiento de la estructura de muros agrietados con refuerzos, para muros en eje X e Y para el caso de envolvente X.

Tabla 110

Porcentaje de mejoramiento en estructura muros agrietados en Muros Eje X e Y con refuerzos, caso envolvente X. Estructura agrietada

Muro	Tipo Refuerzo			Envolvente X			
	Eje	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
1	X			X	67.91%	68.32%	57.03%
2	X	X			9.77%	9.54%	5.84%
3	X				10.90%	12.75%	39.73%
4	X				47.87%	37.27%	28.78%
4"					2.06%	2.68%	5.25%
5	X	X			97.28%	72.92%	33.03%
6	X	X			29.53%	2.26%	5.54%
6"					3.21%	0.94%	8.06%
7	X				7.73%	30.35%	34.39%
8	X				22.38%	21.23%	12.67
A	X				22.57%	6.69%	8.67%
C	X				21.15%	16.66%	21.64%
D	X				33.83%	54.48%	78.06%
E	X				22%	35.91%	22.75%
E"	X				12.82%	11.73%	10.58%
F	X	X			42.54%	11.80%	50.85%
G	X				20.85%	12.63%	7.71%
H	X	X			73.58%	84.28%	10.84%
I	X				19.11%	3.96%	12.29%
J	X				3.87%	88.41%	1.18%

En la Tabla 111 se presentan los porcentajes de mejoramiento de la estructura de muros agrietados con refuerzos, para muros en eje X e Y para el caso de envolvente Y.

Tabla 111

Porcentaje de mejoramiento en estructura muros agrietados en Muros Eje X e Y con refuerzos, caso envolvente Y. Estructura agrietada

Muro	Tipo Refuerzo			Envolvente Y			
	Eje	Llave	Cruz	Cercha	Compresión	Tracción	Corte
1	X			X	88.23%	55.56%	51.35%
2	X	X			9.52%	17.22%	9.95%
3	X				5.94%	7.49%	25.68%
4	X				59.70%	46.71%	57.73%
4"					5.19%	0.62%	6.17%
5	X	X			96.99%	65.51%	33.62%
6	X	X			15.77%	6.23%	4.43%
6"					1.77%	0.72%	22.58%
7	X				1.98%	21.34%	29.18%
8	X				0.53%	5.03%	11.21%
A	X				16.30%	26.04%	39.42%
C	X				32.56%	11.03%	39.53%
D	X				33.83%	58.03%	67.63%
E	X				2.17%	0.20%	62.81%
E"	X				12.73%	12.95%	33.21%
F	X	X			12.67%	31.82%	0.59%
G	X				11.84%	13.46%	13.06%
H	X	X			60.63%	86.46%	61.90%
I	X				22.86%	47.71%	5.87%
J	X				0.97%	57.13%	25.19%

De la Tabla 110 y Tabla 111 se puede decir que:

Esfuerzos a compresión:

- Para los muros del eje X con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 97.28% en el muro 5, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 2.06% en el muro 4''.

- Para los muros del eje X con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 96.99% en el muro 5, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.53% en el muro 8.
- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 73.58% en el muro H, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 3.87% en el muro J.
- Para los muros del eje Y con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 60.63% en el muro H, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.97% en el muro J.

Esfuerzos a tracción:

- Para los muros del eje X con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 72.92% en el muro 5, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.94% en el muro 6''.
- Para los muros del eje X con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 65.51% en el muro 5, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.62% en el muro 4''.
- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 88.41% en el muro J, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 3.96% en el muro I.
- Para los muros del eje Y con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 86.46% en el muro H, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 0.20% en el muro E.

Esfuerzos a corte:

- Para los muros del eje X con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 57.03% en el muro 1, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 5.25% en el muro 4''.
- Para los muros del eje X con envolvente Y, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 57.73% en el muro 4, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 4.43% en el muro 6.
- Para los muros del eje Y con envolvente X, el mayor porcentaje de reforzamiento es de 78.06% en el muro D, y el menor porcentaje de reforzamiento es de 1.18 J% en el muro I.

Como se puede ver en la Tabla 110 y Tabla 111 los porcentajes de mejoramiento de los esfuerzos con refuerzos en la estructura de muros agrietados son mucho mayores a los porcentajes de mejoramiento de esfuerzos con reforzamiento en la estructura original. La estructura presenta un mayor mejoramiento en la parte de compresión y tracción en muros de Eje X tanto en casos de envolvente X como en Y. Los esfuerzos a corte presentan mejoramientos hasta de un 97.28% en muros de eje X con envolvente X, en la estructura agrietada.

Para el caso de esfuerzos a corte la estructura con muros agrietados presenta una mejora de hasta el 78.06% en muros de eje X con envolvente X, en la estructura agrietada.

Estructura original vs. Estructura reforzada agrietada

En la Tabla 112 se presenta la diferencia que existe entre esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en los ejes X e Y de la estructura original versus la estructura reforzada agrietada, para el caso de ENVOLVENTE X, en términos de porcentaje. Los porcentajes negativos quieren decir que los esfuerzos de la estructura reforzada agrietada son mayores a la estructura original y no al contrario como sería de esperarse.

Tabla 112

Porcentaje de diferencia entre esfuerzos de muros estructura original vs. estructura reforzada agrietada. Caso envolvente X

Muro		Envolvente X	
Eje X	Compresión	Tracción	Corte
1	-172,06%	18,29%	22,88%
2	7,69%	-50,06%	4,07%
3	-41,21%	8,49%	50,18%
4	50,51%	61,60%	46,14%
4''	-0,76%	2,34%	3,56%
5	-7,60%	22,13%	23,16%
6	21,59%	2,89%	5,94%
6''	-834,21%	-7,14%	11,06%
7	35,87%	-62,09%	12,04%
8	-1,14%	-18,66%	16,09%
Eje Y	Compresión	Tracción	Corte
A	3,81%	3,82%	8,22%
C	-65,66%	4,28%	-9,29%
D	-1,59%	6,27%	41,46%
E	16,44%	9,19%	-10,52%
E''	5,31%	2,34%	5,58%
F	71,57%	-54,01%	-4,78%
G	46,35%	8,67%	20,52%
H	43,89%	80,69%	68,49%
I	-140,05%	-35,57%	-140,92%
J	-365,38%	64,32%	-225,70%

En la Tabla 113 se presenta la diferencia que existe entre esfuerzos a compresión, tracción y corte de los muros en los ejes X e Y de la estructura original versus la estructura reforzada agrietada, para el caso de ENVOLVENTE Y, en términos de porcentaje. Los porcentajes negativos quieren decir que los esfuerzos de la estructura reforzada agrietada son mayores a la estructura original y no al contrario como sería de esperarse.

Tabla 113

Porcentaje de diferencia entre esfuerzos de muros estructura original vs. estructura reforzada agrietada. Caso envolvente Y

Muro	Envolvente X		
Eje X	Compresión	Tracción	Corte
1	-34,64%	-52,21%	-41,31%
2	7,76%	-58,19%	3,38%
3	-23,95%	-91,20%	-90,44%
4	36,87%	79,60%	41,85%
4''	4,12%	-0,75%	5,44%
5	-130,04%	6,71%	22,83%
6	25,49%	9,29%	5,24%
6''	-13,66%	-14,44%	-14,80%
7	28,55%	-11,73%	5,14%
8	-22,38%	-33,24%	10,30%
Eje Y	Compresión	Tracción	Corte
A	6,34%	2,81%	29,36%
C	11,42%	-57,11%	-12,05%
D	-1,59%	6,05%	44,00%
E	20,81%	13,67%	-44,52%
E''	4,90%	7,97%	54,52%
F	10,27%	-32,85%	10,79%
G	46,32%	8,54%	-7,23%
H	27,67%	77,12%	87,50%
I	-166,15%	12,67%	31,36%
J	-581,07%	-55,70%	-15,96%

En la Figura 285 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a compresión de los muros en sentido X, para el caso de ENVOLVENTE X, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en los 6 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a compresión en la estructura reforzada agrietada son mayores considerablemente a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura a) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje 6'', porque los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 835% a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura a) el muro 7 se mejoran en un 35,87% los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada, considerando que al trabajar con la estructura agrietada los esfuerzos suben considerablemente frente a los esfuerzos de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que en la mitad de los casos la estructura reforzada agrietada actúa favorablemente, pues sus esfuerzos a compresión disminuyen frente a los esfuerzos de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje, porque los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 130% a los esfuerzos a compresión de la estructura original.

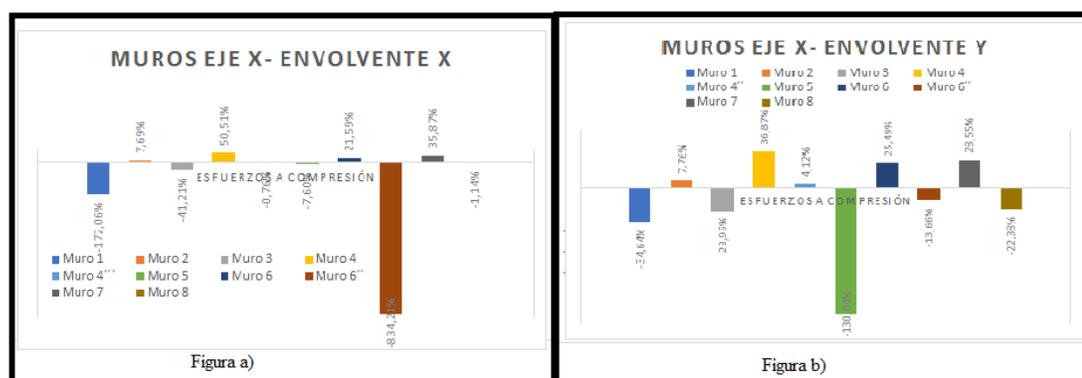


Figura 286 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a compresión de muros eje X, Figura a) caso envolvente X, Figura b) envolvente Y, de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

En la Figura 286 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a tracción de los muros en sentido X, para el caso de ENVOLVENTE X, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en los 4 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a tracción en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a compresión de la estructura original.

- De la Figura a) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje 7, porque los esfuerzos a tracción de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 62% a los esfuerzos a tracción de la estructura original.
- De la Figura a) el muro 4 presenta el mayor mejoramiento siendo este del 61,6%.
- De la Figura b) se puede decir que en los 7 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a tracción en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a tracción de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje 3, porque los esfuerzos a tracción de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 91,2% a los esfuerzos a tracción de la estructura original.

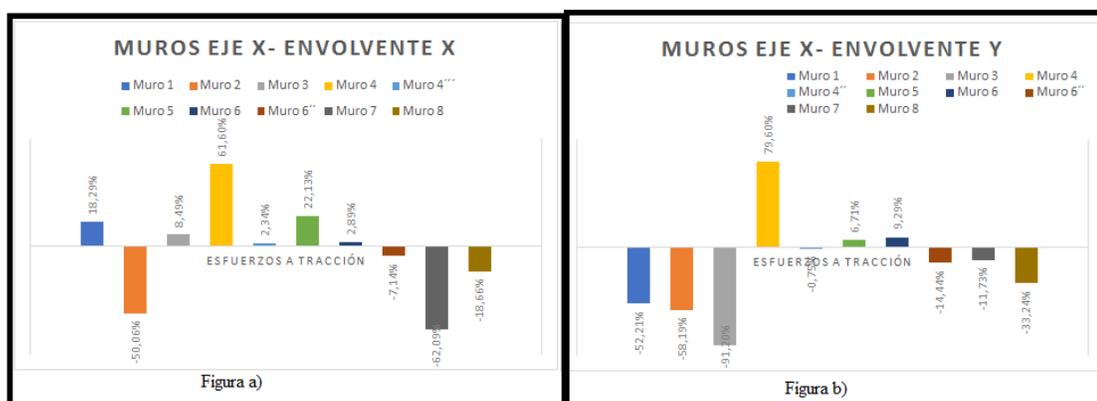


Figura 287 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a tracción de muros eje X, Figura a) caso envolvente X, Figura b) caso envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

En la Figura 287 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a corte de los muros en sentido X, para el caso de ENVOLVENTE X, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en todos los casos los esfuerzos a corte de la estructura reforzada agrietada son menores a los esfuerzos a corte de la estructura original.
- De la Figura a) el muro 3 presenta el mayor mejoramiento siendo este del 50,18%.
- De la Figura a) el muro 4'' presenta el menor mejoramiento siendo este del 3,56%.
- De la Figura b) se puede decir que en los 3 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a corte en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a corte de la estructura original.

- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje 3, porque los esfuerzos a corte de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 90,44% a los esfuerzos a corte de la estructura original.

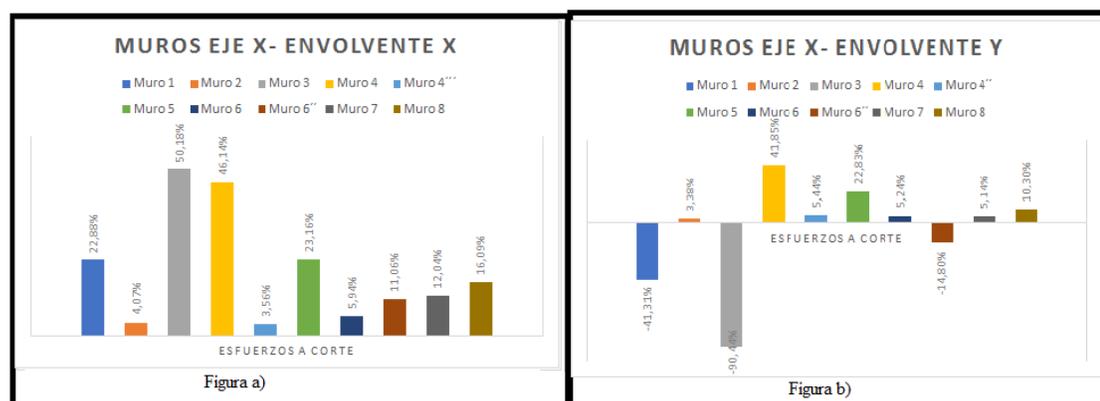


Figura 288 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a corte de muros eje X, Figura a) caso envoltente X, Figura b) caso envoltente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

En la Figura 288 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a compresión de los muros en sentido Y, para el caso de ENVOLVENTE Y, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en los 4 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a compresión en la estructura reforzada agrietada son mayores considerablemente a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura a) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje J, porque los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 365% a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura a) el muro F se mejoran en un 71,57% los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada, considerando que al trabajar con la estructura agrietada los esfuerzos suben considerablemente frente a los esfuerzos de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que en 7 de los 10 casos la estructura reforzada agrietada actúa favorablemente, pues sus esfuerzos a compresión disminuyen frente a los esfuerzos de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje J, porque los esfuerzos a compresión de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 581% a los esfuerzos a compresión de la estructura original.

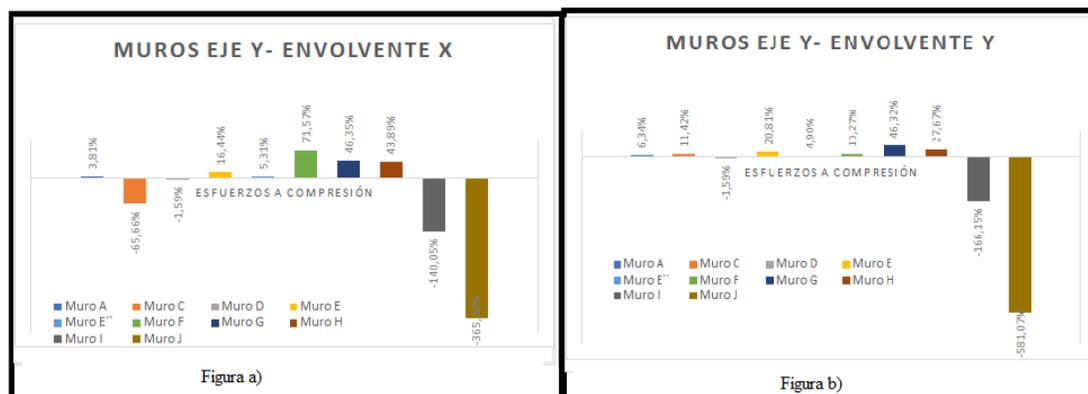


Figura 289 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a compresión de muros eje Y, Figura a) caso envolvente X, Figura b) envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

En la Figura 289 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a tracción de los muros en sentido Y, para el caso de ENVOLVENTE Y, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en los 2 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a tracción en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura a) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje F, porque los esfuerzos a tracción de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 54% a los esfuerzos a tracción de la estructura original.
- De la Figura a) el muro H presenta el mayor mejoramiento siendo este del 89,69%.
- De la Figura b) se puede decir que en los 3 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a tracción en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a compresión de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje C, porque los esfuerzos a tracción de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 57% a los esfuerzos a tracción de la estructura original.

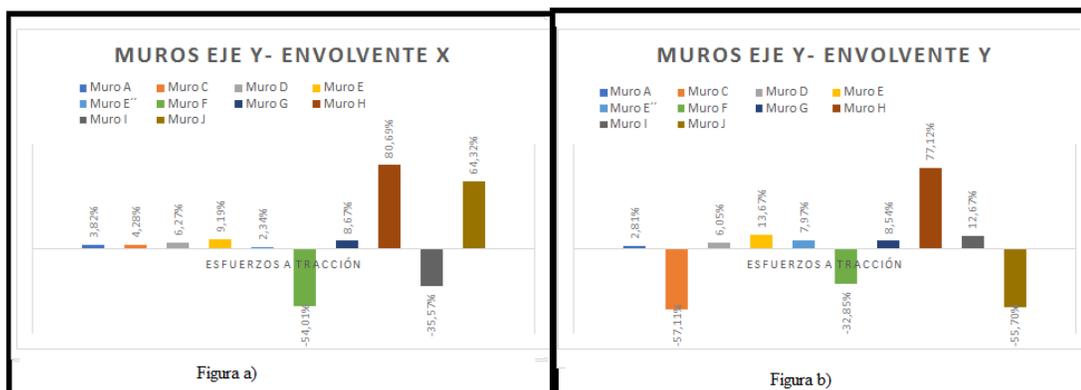


Figura 290 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a tracción de muros eje Y, Figura a) caso envoltente X, Figura b) envoltente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

En la Figura 290 se presenta la diferencia en términos de porcentaje de los esfuerzos a corte de los muros en sentido Y, para el caso de ENVOLVENTE Y, entre la estructura original y la estructura reforzada agrietada. Se puede decir que:

- De la Figura a) se puede decir que en la mitad de los casos el refuerzo de la estructura agrietada actúa favorablemente reduciendo los esfuerzos a corte de la estructura original.
- De la Figura a) el muro J presenta el mayor mejoramiento siendo este del 225%.
- De la Figura a) el muro H presenta el menor mejoramiento siendo este del 68,5%.
- De la Figura b) se puede decir que en los 4 de los 10 casos los valores de los esfuerzos a corte en la estructura reforzada agrietada son mayores a los esfuerzos a corte de la estructura original.
- De la Figura b) se puede decir que el mayor problema existe en el muro eje E, porque los esfuerzos a corte de la estructura reforzada agrietada son mayores en un 44,5% a los esfuerzos a corte de la estructura original.

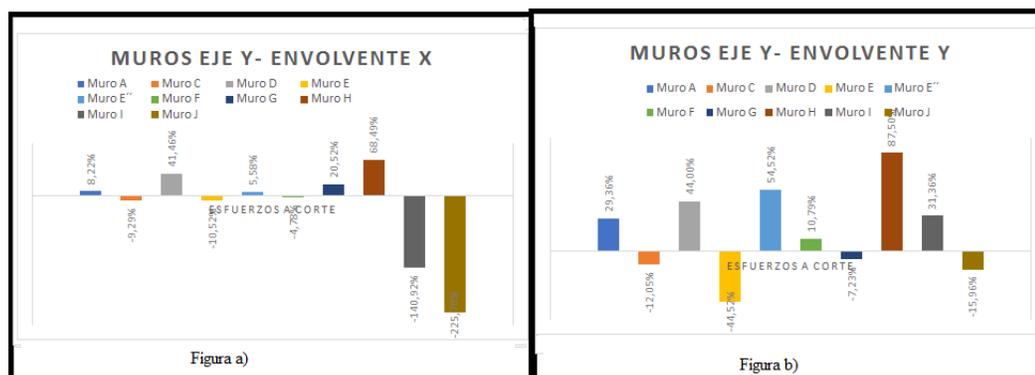


Figura 291 Diferencia en porcentaje de esfuerzos a corte de muros eje Y, Figura a) caso envolvente X, Figura b) caso envolvente Y de estructura original vs. estructura reforzada agrietada

4.3 Comprobación de hipótesis

La hipótesis del presente trabajo es la siguiente: La edificación patrimonial Casa de la Academia de la Lengua tiene un buen comportamiento y estabilidad según su tipología estructural y constructiva.

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua es una estructura que tiene más de 200 años.

En la época que fue construida no existían las normas que hoy en día son de nuestro conocimiento, la realización de esta estructura fue a base de conocimientos empíricos de la época, debido a esto la estructura presenta varias irregularidades, tanto en elevación como en planta, por esto y varios factores más, la estructura no tiene un buen comportamiento en cuanto a esfuerzos, lo que no sucede con las derivas.

En el caso de la estructura original los muros que se encuentran en el sentido Y tienen mayor problema de esfuerzos que los muros en el sentido X en el caso de la envolvente en X. En el caso de la envolvente Y los muros que presentan mayor problema de esfuerzos son los ubicados en el sentido X. Del total de los muros más de la mitad presentan problemas en cuanto a esfuerzos, siendo pocos los muros que pasan por esfuerzos admisibles, es decir que la estructura original no presenta un buen comportamiento ante fuerzas a compresión y tracción, contrario a las fuerzas por corte porque la estructura original presenta buen comportamiento ante estas fuerzas.

En el caso de la estructura con muros agrietados los valores de los esfuerzos a compresión, tracción y corte se elevan significativamente en comparación a la estructura original, de modo que, si originalmente la estructura presenta problemas, con muros agrietados aún más.

Reforzando ambos casos (estructura original y estructura agrietada), igualmente se presentan problemas en cuanto esfuerzos, si bien es cierto ambas estructuras mejoran, pero no lo suficiente para presentar un buen comportamiento en cuanto a esfuerzos admisibles. En cuanto a derivas la estructura tiene un buen comportamiento, no excede la deriva máxima planteada por la actual Norma NEC-SE-DS, que menciona que la deriva inelástica no debe pasar el 0.01.

5. CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

En base a consideraciones teóricas y resultados obtenidos a lo largo de la presente investigación se puede emitir los siguientes resultados:

Los espesores utilizados en estructuras de adobe son de gran tamaño puesto que estas estructuras deben resistir el peso de la cubierta, por tal motivo los espesores de muros de adobe pueden llegar hasta el metro y medio.

Las estructuras de adobe presentan buen comportamiento ante cargas gravitatorias es decir ante la acción del peso muerto de la estructura y la carga viva según sea el uso de la misma. Caso contrario a la acción de fuerzas laterales como sismos, ante estas fuerzas la estructura presenta un comportamiento pobre.

Se presenta concentración de esfuerzos en los dinteles, debido a la abertura que se presenta, existiendo un cambio en la geometría del muro.

La estructura de la Casa de la Academia de la Lengua no cumple con la mayoría de las recomendaciones propuestas por El Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (ININVI , 2002), para la construcción con adobe, presentadas en la sección 2.3 del presente documento.

La vulnerabilidad de la estructura CAEL se la determinó mediante dos métodos el método de FEMA y el método italiano, teniendo como resultado que la estructura es de alta vulnerabilidad sísmica, requiriéndose así de evaluación especial.

En la estructura en estudio no existe una buena conexión entre elementos resistentes verticales y las vigas de amarre, lo que ocasiona concentración de esfuerzos en puntos específicos de los muros donde se depositan las fuerzas verticales porque las vigas tienen la función de repartir mejor la carga aplicada.

La mala conexión entre diafragma horizontal y panel vertical provoca fallas por volteo fuera del plano de los paneles, lo que impide la distribución racional del cortante basal entre los elementos verticales ocasionando grandes esfuerzos.

La estructura CAEL presenta un buen comportamiento en cuanto a desplazamientos con el caso de sismos tanto en X como en Y. Debido a los grandes espesores de sus muros. Por este motivo las derivas inelásticas no sobrepasan en ningún caso a la deriva máxima impuesta por la Norma NEC-SE-DS.

La estructura de CAEL presenta graves problemas en cuanto a esfuerzos, debido a que la estructura está compuesta por 3 pisos y el piso mayor mide 3.40m lo que significa que los muros deben soportar un gran peso propio. La diferencia entre espesores también influye, porque en la estructura se presenta un caso singular en donde no cumple con el

principio piramidal, en ciertos muros como el muro 8, muro 6 y muro J, los espesores aumentan con la altura del piso. Es decir que el espesor del muro del piso 3 es mayor al del piso 2, y el espesor del muro del piso 2 es mayor al espesor del muro del piso 1.

La estructura CAEL, no presenta mayores problemas en cuanto a esfuerzos a corte.

Los esfuerzos a S11 y S22 presentan mayor problema que los esfuerzos S13 y S23.

Los refuerzos colocados en la estructura aportan positivamente, los más eficientes son la combinación del refuerzo tipo llave con el refuerzo tipo cercha.

La estructura de muros agrietados con refuerzo presenta un incremento considerable en cuanto a resistencia a compresión y tracción en muros de Eje X tanto en casos de envolvente X como en Y. Los esfuerzos a corte presentan mejoramientos hasta de un 97.28% en muros de eje X con envolvente X.

Para el caso de esfuerzos a corte la estructura con muros agrietados presenta una mejoría de hasta el 78.06% en muros de eje X con envolvente X.

De la Figura 279, Figura 280, Figura 281, Figura 282, Figura 283 y Figura 284 se puede decir que la estructura presenta un mejor comportamiento en la parte de compresión y tracción en muros de Eje X tanto en casos de envolvente X como en Y. Los esfuerzos a corte presentan mejoramientos hasta de un 35% en muros de eje Y con envolvente Y.

5.2 RECOMENDACIONES

En función de las conclusiones presentadas se emiten las siguientes recomendaciones:

Los diseños, estudios, modificaciones y restauraciones que se realicen a cualquier estructura deben ser supervisadas o realizadas por un ingeniero civil.

Los reforzamientos que se vayan a emplear a una estructura deben estar avalados por un profesional, en este caso un ingeniero civil.

La caracterización de los materiales presentes en una estructura antigua, es necesaria debido a que en la mayoría de casos al ser elaborados tradicionalmente no cumplen con sus propiedades nominales de diseño, siendo así más probable su eventual falla ante la presencia de cargas sísmicas.

Entre los criterios para emplear reforzamiento se tiene que tomar en cuenta que el refuerzo garantice un trabajo en conjunto con todos los elementos, debe disipar la energía sísmica aun cuando los elementos ya se hallen fisurados, debe retardar el tiempo de colapso de una estructura que se encuentre ante efecto sísmico y el refuerzo debe ser económico.

Se debe tener especial cuidado en el estudio de las estructuras antiguas, tomar en cuenta parámetros especiales para el análisis de su comportamiento y su estabilidad frente a eventos sísmicos, porque en su mayoría estas estructuras son de mampostería, razón por la que es necesario realizar inspección visual de la edificación, además de contar con documentos relevantes como lo son los planos y memorias técnicas de posibles rehabilitaciones que se hubieren dado con anterioridad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Academia Ecuatoriana de la Lengua. (2017). *Academia Ecuatoriana de la Lengua Correspondiente de la Real Española*. Obtenido de <http://www.academiaecuatorianadelalengua.org/>
- Aguiar Falconí, R. (13 de Julio de 2015). Microzonificación sísmica de Quito. 211. Ecuador.
- Aguiar Falconí, R. (s.f.). Microzonificación sísmica de Quito.
- Alva, J. (2017). Ensayos de refracción sísmica.
- Armijos Moya, S. V., & Medina Gavilanes, J. D. (2010). Propiedades físico-mecánicas de las maderas tipo A: Guayacán Pechiche, Colorado, Sande y Mascarey; y aplicación al diseño del Paradero en el IASA II. Sangolquí, Ecuador.
- Asociación colombiana de ingeniería sísmica. (2005). Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada. Colombia.
- Asociación de Academias de la Lengua Española. (2018). *Asociación de Academias de la Lengua Española*. Obtenido de <http://www.asale.org/academias/academia-ecuatoriana-de-la-lengua>
- Baldivia Barreto, R. (1 de Diciembre de 2016). *Guía para los sistemas constructivos con adobe y quincha*. Obtenido de <https://www.slideshare.net/EYNERVVALDIVA/gua-para-los-sistemas-constructivos-con-adobe-y-quincha>
- Barrios , G., Alvarez, L., Arcos, H., & Marchant, E. (1986). Comportamiento de los suelos para la confección de adobes. *Informes de la construcción*, 377.
- Beneditti, D., Benzoni, G., & Parisi, M. (s.f.). Seismic Vulnerability and risk evaluation for old urban nuclei. En *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (págs. 183-201).
- Benites , L., Ganoza , G., Lázaro, A., Luna , A., & Sánchez , L. (26 de Noviembre de 2014). *Ensayo de refracción sísmica*. Obtenido de <https://prezi.com/ojaibwxeon43/ensayo-de-refraccion-sismica/>
- Blondet, M., Garcia, G., & Brzev, S. (2003). *Construcciones de Adobe resistentes a los terremotos*. Oakland: EERI.
- Buzón, R. (1982). *Rehabilitación y reforma estructural de edificios*. España.
- Cadena, H. (2013). Vulnerabilidad y reforzamiento sísmico de estructuras antiguas de mampostería no confinada. Aplicación al caso de edificio colonial del colegio Liceo Fernández Madrid Quito. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
- Caiza Flores, M., & González Ushiña, C. (2018). Análisis de vulnerabilidad y propuesta de reforzamiento sísmico de estructuras antiguas mixtas de hormigón-madera.

Aplicación al caso de la Unidad Educativa Juan Montalvo en Sangolquí. Sangolquí, Ecuador.

Capítulo 6. Comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada. (s.f.). Obtenido de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/07CAPITULO6.pdf?sequence=7>

Centro internacional de estudios para la conservación y la restauración de los bienes culturales- ICCROM, PNUD, UNESCO. (1983). *El adobe*. Lima.

Díaz, A. (30 de Mayo de 2012). *eudomus*. Obtenido de Características técnicas de ladrillos de adobe: <http://eudomus.com/ladrillos-adobe/>

Ecocosas. (16 de Julio de 2012). *Ecocosas- Difundiendo conocimientos ecológicos*. Obtenido de <https://ecocosas.com/construccion/el-adobe/>

EcoSur-South. (2016). *EcoSur-South, la red para el hábitat económico y ecológico*. Obtenido de Características generales del adobe como material de construcción: <http://www.ecosur.org/index.php/ecomateriales/adobe/43-caracteristicas-generales-del-adobe-como-material-de-construccion>

El Comercio. (11 de Septiembre de 2015). Ocho casas patrimoniales abren sus puertas en Quito.

Espinoza Larrea, L. S. (2017). *Evaluación estructural de la edificación patrimonial Estupiñan Orejuela de la ciudad de Quito*. Sangolquí.

Fierro, M. (Marzo de 2011). *Estudio de un sistema de refuerzo para estructuras de adobe*. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/97537324/Sistemas-de-Refuerzo-Para-Estructuras-de-Adobe>

Gálvez, P. (2015). *Mediciones sísmicas e investigación*. Obtenido de <http://geofisicasmospgf.blogspot.com/p/refraccion-sismica.html>

Gromicko, N. (2018). *InterNACHI: International Association of Certified Home Inspectors*. Obtenido de La inspección de adobe: <https://www.nachi.org/adobe-inspection-spanish.htm>

Guerrero, L. (29 de Octubre de 2014). *About Español*. Obtenido de Clasificación de piedras y su uso en la construcción: <https://www.aboutespanol.com/clasificacion-de-piedras-y-su-uso-en-la-construccion-3417896>

Herembás Ortega, B. A. (2018). Evaluación estructural de la edificación patrimonial rehabilitada Casa Imbabura en el Centro Histórico de Quito. Quito, Ecuador.

Houben, H., & Guillard, H. (1994). *Earth Construction: A comprehensive guide*.

Itegranca. (19 de Junio de 2017). *Patologías de la Piedra Natural*. Obtenido de <http://itegranca.es/patologias-la-piedra-natural/>

Jaguaco Canchig, S. (Febrero de 2007). Uso del adobe como material de construcción. Quito, Ecuador.

Maldonado, C. (1991). *Parámetros de diselo en muros de mampostería*.

- Mayhuasca, M. (2018). *Ensayo de Penetración Estandar Standar Penetration Test ASTM*.
Obtenido de http://www.academia.edu/5346267/ENSAYO_DE_PENETRACION_ESTANDAR_Standard_Penetration_Test_ASTM
- Meli, R. (s.f.). *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. México D.F: ICA.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda; Secretaría de Gestión de Riesgos. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la NEC-15*. Quito.
- Moncada Avila, J. G. (13 de Julio de 2011). *Spoliarium- Macellum Blog de Moncada Mejía*. Obtenido de Capilla Doctrinera de Tausa vieja: <http://spoliarium-macellum.blogspot.com/2011/07/capilla-doctrinera-de-tausa-vieja.html>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11). (06 de Abril de 2011). Capítulo 7. *Construcción con madera*. Ecuador.
- Patiño Rocha, P. S. (Noviembre de 2014). Análisis estructural de diafragmas de madera. Cuenca, Ecuador.
- Pedreira Can Saboia S.L. (2018). *Pedreira Can Saboia S.L.* Obtenido de <http://www.pedreracansaboia.com/>
- Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales. (1984). Manual de diseño para madera del grupo andino. Lima.
- Proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recurso Forestales Tropicales . (2000). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*.
- Reyes Ochoa, J., & Zaruma Mochas, L. (2017). Patologías de la madera. *Identificación y solución de las principales patologías presentes en estructuras de madera de edificaciones patrimoniales, localizadas en el Centro Histórico de Cuenca-Ecuador*. Cuenca, Ecuador.
- Rohan, G. (2018). *Los materiales básicos: tierra, madera y piedra*. Obtenido de <http://www.guillenderohan.com/EXPOGRII/memoriacasonas/BASICOS.PDF>
- Rojas, S. (1983). Construcción en adobe; ejemplos de restauración. En P. U. Sitios, *El Adobe* (págs. 61-65). Lima.
- Sánchez, M. (15 de Diciembre de 2016). *The Cambium Desing*. Obtenido de ¿Qué es la duración de las cargas en la madera?: <http://www.thecambiumdesign.com/the-cambium-design-blog/estructuras-madera/duracion-cargas-estructuras-de-madera/>
- Saroz, B., Rodríguez, M., Menéndez, J., & Barroso, I. (2008). Estudio de la resistencia a compresión simple del adobe elaborado con suelos procedentes de Crescencio Valdéz, Villa Clara, Cuba. *Informes de la construcción*, 41-47.
- Tejada, M., & Keenan, F. (1987). *Maderas Tropicales como Material de Construcción en los países del Grupo Andino de América del Sur*. Canadá: International Development Research Centre.

- Tejada Schmidt, U. (1993). *Técnicas de preparación y estabilización del adobe*. Perú: CISMID.
- Tknika. (2018). *Manual técnico de formación para la caracterización de madera de uso estructural*. Obtenido de Pudriciones: <http://normadera.tknika.net/es/content/pudriciones>
- Torres Barrera, A. (2015). Estudio sobre diseño sísmico en construcciones de adobe y su incidencia en la reducción de desastres. Quito, Ecuador.
- Tresgeo S.A. (2014). *TresGeServices*. Obtenido de <https://www.tresgeo.com/geofisica-america-sismica>
- Trujillo, S. (18 de Diciembre de 2012). *Ensayo SPT*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/santitrujillo1/ensayo-spt>
- Uribe Kaffure , C., Ramos Cañón, A., & Camacho Tauta, J. (Junio de 2015). *Caracterización de unidades de adobe sometidas a radiación UVA*. Obtenido de <http://revistas.javeriana.edu.co/index.php/revApuntesArq/article/viewFile/17002/13697>
- Vargas, J. (1978). *Análisis de muros verticales de adobe*.
- Vizúete, V. (2016). La antigua Casa de la Academia actualiza su funcionalidad. *El Comercio*.
- Yajamín Yajamín, A. P., & Valencia Heredia, A. M. (24 de Septiembre de 2008). Análisis del reforzamiento estructural de una edificación de tipo patrimonial aplicación del estudio en la residencia Ibarra- Camacho construida en 1930. Sangolquí, Ecuador.
- Yamín, L., Bernal , C., Reyes, J., & Ruiz, D. (2007). *Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas de adobe y tapia pisada*. Bogotá.
- Yépez, F., Barbat, A. H., & Canas, J. A. (1995). Monografías de ingeniería sísmica. *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería*. Barcelona, España: Barbat A.H.
- Zelaya Jara, V. (2007). Estudio sobre diseño sísmico en construcciones de adobe y su incidencia en la reducción de desastres. Lima, Perú.