



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN
PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL
CENTRO HISTÓRICO DE QUITO”**

AUTOR: HEREMBÁS ORTEGA, BOLIVAR ANDRÉS

DIRECTORA: 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 REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO”**, realizado por el señor **BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA** 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 las Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 29 de Noviembre del 2017

Ing. CAROLINA ROBALINO

DIRECTORA



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

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA**, con cédula de identidad N° 1723662266, declaro que este trabajo de titulación “**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO**” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se han 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, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 29 de Noviembre del 2017

BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA

C.C. 1723662266



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

AUTORIZACIÓN

Yo, **BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA**, 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 REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 29 de Noviembre del 2017

BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA

C.C. 1723662266



DEDICATORIA

A mis padres por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo en todo momento. Así como también a mi hermana Antonella Herembas por estar conmigo y apoyarme siempre, la quiero mucho.

Además a todos aquellos familiares y amigos de los cuales he sentido su cariño a lo largo de todo este tiempo, ya que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Bolivar Andrés Herembás Ortega



AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y lograr mis objetivos.

A mi directora Ing. Carolina Robalino MDI quien a lo largo de este tiempo ha sido una ayuda y un soporte para la finalización de este proyecto, le agradezco su paciencia y tiempo dedicado dicha investigación. A mis padres quienes a lo largo de toda mi vida han apoyado y motivado mi formación académica.

A mis profesores a quienes les debo mis conocimientos, gracias por sus enseñanzas, al igual que a la universidad quien me abrió sus puertas para formarme como profesional.

Finalmente un agradecimiento al Instituto Metropolitano de Patrimonio de Quito por brindarme la ayuda necesaria y desinteresada para culminar el proyecto de investigación.

Bolivar Andrés Herembás Ortega

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvii
RESUMEN	xxiii
ABSTRACT.....	xxiv
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.2 Justificación e Importancia.....	4
1.3 Objetivos.....	7
CAPÍTULO II.....	10
MARCO TEÓRICO.....	10
2.1 ANTECEDENTES	10
2.2 Bases Teóricas.....	12
2.3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	48
2.4 Características de las Estructuras Patrimoniales del Centro Histórico de Quito.....	48
2.5 Características del inmueble.....	49
CAPÍTULO III.....	53

METODOLOGÍA	53
3.1 Modalidad de la investigación	53
3.2 Tipo de investigación	55
3.3 Diseño de la investigación	55
3.4 Población y Muestra	56
3.5 Técnicas de recolección de datos	57
CAPÍTULO IV	59
LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN.....	59
2.6 Levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación patrimonial rehabilitada.	59
2.7 Riesgo sísmico presente en la zona.....	68
2.8 Refracción sísmica	69
2.9 Determinación del tipo de suelo	84
2.10 Ensayo no destructivo	85
CAPÍTULO V	90
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	90
3.1 Vulnerabilidad Sísmica.....	90
3.2 Irregularidad Estructural.....	90
3.3 Índice de Vulnerabilidad.....	96
3.4 Configuración geométrica	98
3.5 Análisis de Cargas	113
3.6 Acciones Verticales	113
3.7 Acciones Sísmicas	116
3.8 Análisis modal espectral	116
3.9 Análisis estático.....	122

3.10 Combinaciones de carga	124
3.11 Modelación estructural de la edificación.....	125
3.12 Fundamentación Legal.....	162
CAPÍTULO VI	165
RESULTADOS	165
4.1 Análisis de Resultados	165
4.2 Discusión de Resultados.....	210
4.3 Evaluación Economica	228
CAPÍTULO VII	231
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	231
5.1 Conclusiones	231
5.2 Recomendaciones.....	232
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	234
ANEXOS	240
ANEXO N°1	241
ANEXO N°2	243
ANEXO N°3	245
ANEXO N°4	247
ANEXO N°5	249
ANEXO N°6	251
ANEXO N°7	253
ANEXO N°8	255

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sismicidad histórica de Ecuador	15
Figura 2. Ubicación del Distrito Metropolitano de Quito.....	16
Figura 3. Consideraciones en muros.....	20
Figura 4. Rigidez y Continuidad.....	21
Figura 5. Acciones actuantes sobre muros	21
Figura 6. Esfuerzos en conexiones para muros sometidos a acciones laterales	22
Figura 7. Direcciones ortogonales de la madera.....	26
Figura 8. Configuración estructural en planta.....	29
Figura 9. Configuración estructural en elevación	30
Figura 10. Irregularidad en Planta	30
Figura 11. Irregularidad en Planta	31
Figura 12. Ejes estructurales no paralelos	31
Figura 13. Torsión por la no coincidencia entre el centro de rigidez y el centro de masa	32
Figura 14. Discontinuidad en ejes verticales	33
Figura 15. Piso débil.....	33
Figura 16. Irregularidad en columnas	34
Figura 17. Sistema Unificado de Clasificación	36
Figura 18. Disposición de campo de un sismógrafo de doce canales que muestra el camino de las ondas sísmicas directas y refractadas en dos capas suelo y rocas, $\alpha_c =$ Ángulo Crítico	40
Figura 19. Rango de velocidades de ondas de compresión en suelos.....	40
Figura 20. Modelado de muros, seccionado interno y conexión con la cimentación.....	45

Figura 21. Modelado de vigas y columnas y conexión con la cimentación..	46
Figura 22. Ubicación de la vivienda de estudio.....	48
Figura 23. Fachada de la vivienda.....	49
Figura 24. Planta Baja	50
Figura 25. Planta nivel 1	51
Figura 26. Planta techo	51
Figura 27. Vivienda de estudio.....	51
Figura 28. Techo afectado debido al incendio	52
Figura 29. Fachada casa Imbabura.....	60
Figura 30. Patio central casa Imbabura.....	61
Figura 31. Ficha de Inspección de Campo, materiales de cimentación.....	62
Figura 32. Columnas de concreto armado	63
Figura 33. Sistema de vigas de entrepiso	63
Figura 34. Techo de la vivienda.....	64
Figura 35. Sistema de vigas de techo en madera.....	64
Figura 36. Plano estructural Planta Baja	65
Figura 37. Plano estructural Nivel 1.....	66
Figura 38. Plano estructural de Techo.....	67
Figura 39. Mapa de diseño sísmico.....	68
Figura 40. Instalación de geófonos y tendido sísmico	69
Figura 41. Realización de ensayo con martillo.....	70
Figura 42. Registro en el sismógrafo	70
Figura 43. Curva de dispersión	72
Figura 44. Arreglo de geófonos.....	74
Figura 45. Inversión velocidad de fase frecuencia – Todos los canales.....	75

Figura 46. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método activo ..	76
Figura 47. Perfil de cizalla a lo largo de la línea sísmica	77
Figura 48. Diagrama de picos de frecuencia	78
Figura 49. Inversión velocidad de fase frecuencia	79
Figura 50. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método pasivo .	80
Figura 51. Diagrama de dispersión método activo.....	81
Figura 52. Diagrama de dispersión método activo.....	82
Figura 53. Diagrama de dispersión método activo + pasivo.....	83
Figura 54. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método combinado.....	84
Figura 55. Valores del factor Z en función de la zona sísmica	85
Figura 56. Toma de datos in situ.....	86
Figura 57. Limpieza de la zona de disparo.....	87
Figura 58. Medición con martillo de rebote en bloque central	87
Figura 59. Curva de calibración del martillo de rebote para Adobe	89
Figura 60. Continuidad vertical de ejes en muros y columnas	95
Figura 61. Muros en sistema de ejes horizontales, Planta Baja y Nivel 1 .	100
Figura 62. Muros en sistema de ejes verticales, Planta Baja y Nivel 1	102
Figura 63. Plano de columnas	104
Figura 64. Refuerzo en muro tipo cruz	106
Figura 65. Refuerzo en muro tipo cercha	107
Figura 66. Verificación del comportamiento de los refuerzo en muro	108
Figura 67. Gráfica del espectro de respuesta elástico.....	117
Figura 68. Coeficiente de perfil de suelo Fa.....	117
Figura 69. Coeficiente de perfil de suelo Fd.....	118

Figura 70. Coeficiente de perfil de suelo F_s	118
Figura 71. Gráficas del espectro de diseño	121
Figura 72. Factor de importancia I	122
Figura 73. Factor de reducción de respuesta R	123
Figura 74. Definición de unidades y modelo predeterminado	127
Figura 75. Definición de ejes estructurales	127
Figura 76. Definición de espacios entre ejes estructurales	128
Figura 77. Definición de materiales estructurales	129
Figura 78. Definición de las propiedades del adobe	130
Figura 79. Definición de las propiedades de la madera.....	130
Figura 80. Definición de las propiedades del concreto	131
Figura 81. Definición de las propiedades del acero estructural.....	131
Figura 82. Definición de las secciones de elementos lineales	133
Figura 83. Definición de las propiedades y dimensiones de elementos en concreto.....	133
Figura 84. Definición de las propiedades de elementos en madera	134
Figura 85. Definición de las propiedades dimensionales de la madera	135
Figura 86. Definición de las propiedades de elementos en acero.....	135
Figura 87. Definición de las propiedades dimensionales del acero	135
Figura 88. Definición de las secciones de elementos de área	136
Figura 89. Características de elementos de área tipo shell.....	137
Figura 90. Definición de las propiedades MURO ADOBE	138
Figura 91. Características de elementos de área tipo membrana.....	139
Figura 92. Definición de las propiedades PLACA COLABORANTE 10	140
Figura 93. Definición del espectro de respuesta de diseño	141

Figura 94. Definición de los patrones de carga	142
Figura 95. Definición de parámetros de carga lateral para QX	143
Figura 96. Definición de parámetros de carga lateral para QY	143
Figura 97. Definición de los casos de carga.....	144
Figura 98. Definición de caso de carga D	145
Figura 99. Definición de caso de carga L	145
Figura 100. Definición de caso de carga QX.....	147
Figura 101. Definición de caso de carga QY	148
Figura 102. Definición de caso de carga MODAL	148
Figura 103. Definición de las combinaciones de carga	149
Figura 104. Definición de la combinaciones de carga 1,1CP+0,275L+QX	150
Figura 105. Definición de la combinaciones de carga 1,1CP+0,275L+QX	151
Figura 106. Definición de la fuente de la masa	152
Figura 107. Asignación de las restricciones a los muros.....	153
Figura 108. Asignación de carga distribuida de techo sobre correa	154
Figura 109. Asignación de carga distribuida de entrepiso sobre viga	154
Figura 110. Asignación de carga uniforme de techo sobre placa.....	155
Figura 111. Opciones de análisis para el modelo	156
Figura 112. Opciones de análisis para el modelo	157
Figura 113. Visualización de esfuerzos en elementos tipo shell	157
Figura 114. Solicitud de la visualización de esfuerzos S11	158
Figura 115. Grafica Esfuerzo – Número de elementos.....	160
Figura 116. Grafica Error – Número de elementos	161
Figura 117. Definición de modelo y mallado inicial	161
Figura 118. Mallado final	162

Figura 119. Comparación de esfuerzos a compresión S11 en muro M-8..	166
Figura 120. Comparación de esfuerzos a compresión S11 en muro M-13	168
Figura 121. Comparación de esfuerzos a tracción S22 en muro M-L.....	169
Figura 122. Esfuerzos máximos muro M-1.....	170
Figura 123. Esfuerzos máximos muro M-2.....	171
Figura 124. Esfuerzos máximos muro M-8.....	172
Figura 125. Esfuerzos máximos muro M-13.....	174
Figura 126. Esfuerzos máximos muro M-B	175
Figura 127. Esfuerzos máximos muro M-D	176
Figura 128. Esfuerzos máximos muro M-K2	178
Figura 129. Esfuerzos máximos muro M-L.....	179
Figura 130. Grietas por desgarramiento.....	185
Figura 131. Caso de estudio agrietamiento de muros M-8 y M-13	186
Figura 132. Casa Imbabura.....	198
Figura 133. Derivas en muro M-1	200
Figura 134. Derivas en muro M-2	201
Figura 135. Derivas en muro M-8	202
Figura 136. Derivas en muro M-13	202
Figura 137. Derivas en muro M-B.....	204
Figura 138. Derivas en muro M-D.....	205
Figura 139. Derivas en muro M-K2.....	206
Figura 140. Derivas en muro M-L	207
Figura 141. Comparación de esfuerzos a tracción S22 en muro M-L.....	214
Figura 142. Muro M-1 refuerzo nuevo	217
Figura 143. Muro M-13 con refuerzo modificado	218

Figura 144. Muro M-B reforzado.....	219
Figura 145. Muro M-C reforzado.....	220
Figura 146. Muros M-F1 Y M-F2 reforzados	221
Figura 147. Muros M-I1 Y M-I2 reforzados.....	223
Figura 148. Muros M-L reforzado	224
Figura 149. Costo total del proyecto de rehabilitación de la vivienda	229

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades mecánicas del adobe	18
Tabla 2. Tipos de maderas	26
Tabla 3. Propiedades mecánicas de la madera (Eucalipto).....	27
Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo	36
Tabla 5. Valores del ensayo de refracción sísmica	85
Tabla 6. Valores de índice de rebote tomados IN SITU	88
Tabla 7. Valores de resistencia característica, valor con factor de corrección 0,7	88
Tabla 8. Muros en sistema de ejes horizontales planta baja	101
Tabla 9. Muros en sistema de ejes horizontales nivel 1	101
Tabla 10. Muros en sistema de ejes verticales planta baja.....	103
Tabla 11. Muros en sistema de ejes verticales nivel 1	103
Tabla 12. Elementos estructurales.....	104
Tabla 13. Área de la edificación	109
Tabla 14. Muros en sistema de ejes horizontales planta baja	110
Tabla 15. Muros en sistema de ejes verticales planta baja.....	110
Tabla 16. Muros en sistema de ejes horizontales Nivel 1	111
Tabla 17. Muros en sistema de ejes verticales nivel 1	111
Tabla 18. Densidad en los muros planta baja	112
Tabla 19. Densidad en los muros nivel 1	112
Tabla 20. Densidad total en los muros de la edificación	112
Tabla 21. Cargas de elementos estructurales	114
Tabla 22. Cargas muertas adicionales nivel 1	114

Tabla 23. Cargas muertas adicionales techo de madera	114
Tabla 24. Cargas muertas adicionales techo placa colaborante	115
Tabla 25. Cargas vivas nivel 1	115
Tabla 26. Cargas vivas techo	115
Tabla 27. Parámetros para las ecuaciones del espectro de diseño	120
Tabla 28. Valores de la gráfica para el espectro de diseño	121
Tabla 29. Parámetros para la ecuación del cortante basal	124
Tabla 30. Definición de materiales	129
Tabla 31. Definición de secciones de área	136
Tabla 32. Definición de patrones de carga	142
Tabla 33. Definición patrones de carga laterales	142
Tabla 34. Definición casos de carga	144
Tabla 35. Definición casos de carga sísmicos.....	146
Tabla 36. Asignación de cargas sobre vigas y correas.....	153
Tabla 37. Convergencia del modelo.....	160
Tabla 38. Esfuerzos en muro M-8 sin reforzar y reforzado	166
Tabla 39. Esfuerzos en muro M-13 sin reforzar y reforzado.....	167
Tabla 40. Esfuerzos en muro M-L sin reforzar y reforzado	169
Tabla 41. Esfuerzos máximos en muro M-1	171
Tabla 42. Esfuerzos máximos en muro M-2	172
Tabla 43. Esfuerzos máximos en muro M-8	173
Tabla 44. Esfuerzos máximos en muro M-13	173
Tabla 45. Esfuerzos máximos en muro M-B.....	175
Tabla 46. Esfuerzos máximos en muro M-D.....	177
Tabla 47. Esfuerzos máximos en muro M-K2.....	178

Tabla 48. Esfuerzos en máximos muro M-L	180
Tabla 49. Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección horizontal sin intervenir	181
Tabla 50. Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección horizontal intervenidos	181
Tabla 51. Esfuerzos de muros en dirección vertical sin agrietamiento sin intervenir.....	183
Tabla 52. Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección vertical intervenidos	183
Tabla 53. Esfuerzos de muros agrietados en dirección horizontal sin intervenir, con agrietamiento	186
Tabla 54. Esfuerzos de muros agrietados en dirección vertical sin intervenir, con agrietamiento	187
Tabla 55. Esfuerzos de muros sin intervenir afectados por el agrietamiento.....	188
Tabla 56. Esfuerzos de muros en dirección horizontal intervenidos, con agrietamiento.....	188
Tabla 57. Esfuerzos de muros intervenidos en dirección vertical, con agrietamiento.....	189
Tabla 58. Esfuerzos de muros en la dirección vertical afectados por el agrietamiento.....	189
Tabla 59. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por compresión S11 y S22	190
Tabla 60. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por tracción S11 y S22	191
Tabla 61. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por corte S12	191

Tabla 62. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por compresión S11 y S22.	191
Tabla 63. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por tracción S11 y S22	192
Tabla 64. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por corte S12	192
Tabla 65. Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por compresión S11 y S22	193
Tabla 66. Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por tracción S11 y S22	193
Tabla 67. Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por corte S12	193
Tabla 68. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por compresión S11 y S22	194
Tabla 69. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por tracción S11 y S22	194
Tabla 70. Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por corte S12	195
Tabla 71. Participación modal de las masas	196
Tabla 72. Desviación de la densidad total en los muros de la edificación.	197
Tabla 73. Derivas en muro M-1	200
Tabla 74. Derivas en muro M-2	201
Tabla 75. Derivas en muro M-8	202
Tabla 76. Derivas en muro M-13	203
Tabla 77. Resumen de derivas en muros en la dirección U1 sentido X	203
Tabla 78. Derivas en muro M-B.....	204
Tabla 79. Derivas en muro M-D	205

Tabla 80. Derivas en muro M-K2.....	206
Tabla 81. Derivas en muro M-L	207
Tabla 82. Resumen de derivas en muros en la dirección U2 sentido Y	207
Tabla 83. Derivas en muros en la dirección U1 sentido X	208
Tabla 84. Derivas en muros en la dirección U2 sentido Y	208
Tabla 85. Comparación de las derivas, en muros reforzados en la dirección U1 sentido X.....	209
Tabla 86. Comparación de las derivas, en muros reforzados en la dirección U2 sentido Y	210
Tabla 87. Esfuerzos en muro M-8 sin reforzar y reforzado	212
Tabla 88. Esfuerzos en muro M-13 sin reforzar y reforzado	213
Tabla 89. Esfuerzos en muro M-L sin reforzar y reforzado	214
Tabla 90. Desviación de esfuerzos de muros en dirección horizontal.....	215
Tabla 91. Desviación de esfuerzos de muros en dirección vertical	216
Tabla 92. Esfuerzos en muro M-1 sin reforzar y reforzado	217
Tabla 93. Esfuerzos en muro M-13 refuerzo instalado y refuerzo modificado	218
Tabla 94. Esfuerzos de muros reforzados en dirección horizontal	219
Tabla 95. Esfuerzos en muro M-B sin reforzar y reforzado.....	220
Tabla 96. Esfuerzos en muro M-C sin reforzar y reforzado	221
Tabla 97. Esfuerzos en muro M-F1 y M-F2 sin reforzar y reforzado	222
Tabla 98. Esfuerzos en muro M-I1 y M-I2 sin reforzar y reforzado.....	223
Tabla 99. Esfuerzos en muro M-L con refuerzo instalado y el refuerzo adicional	224
Tabla 100. Resumen de esfuerzos de muros reforzados en dirección vertical	225

Tabla 101. Esfuerzos de muros en dirección horizontal, nuevos refuerzos	226
Tabla 102. Esfuerzos de muros en dirección vertical	227
Tabla 103. Presupuesto de intervención no requerida	229

RESUMEN

Las evaluaciones estructurales a las rehabilitaciones que se le realizan a las edificaciones de carácter histórico, son de gran importancia ya que en el Distrito Metropolitano de Quito al ser considerado por la UNESCO como patrimonio cultural de la humanidad, se ha creado la necesidad de la conservación y rehabilitación de los inmuebles que allí existen, al mismo tiempo Quito está establecida como una zona de alto riesgo sísmico, ocasionando que estas edificación sean calificadas como vulnerables ante la ocurrencia de eventos sísmicos, además de que al ser edificaciones de vieja data, son construidas con técnicas y materiales que carecen de un estudio estructural que contemple el desempeño de estas durante un sismo. Para el desarrollo de esta investigación se realizó un levantamiento de la información del inmueble, como es el método constructivo empleado, los materiales de construcción utilizados, las dimensiones del inmueble, mediante un levantamiento planialtimétrico de la edificación y los refuerzos realizados durante la rehabilitación, todo esto con la finalidad de realizar una evaluación estructural con la utilización de un software de cálculo a través del método de los elementos finitos. En la evaluación de los resultados obtenidos se realizara un análisis comparativo del comportamiento de la estructura antes de la implementación de los refuerzos para establecer la efectividad de estos ante un evento sísmico y verificar si es necesario diseñar refuerzos adicionales para mejorar el desempeño sísmico de la vivienda.

Palabras Claves:

- **VULNERABILIDAD**
- **REHABILITACIÓN**
- **ADOBE**
- **REFUERZOS**

ABSTRACT

Structural evaluations performed on historically fundamental buildings for restoration purposes, are of great importance since the Metropolitan District of Quito has been considered a cultural heritage of the humanity by the UNESCO. Therefore, since it has been established the creation of the need to conserve and restore buildings of cultural value. Simultaneously, Quito has been considered a zone of high seismic risk, leading to the fact that such buildings have been qualified as vulnerable to the occurrence of any potential seismic event. Additionally, these older edifices have been constructed with inadequate techniques and materials that lack a structural study, which contemplates the performance of these during an earthquake. In order to realize the current study, a survey has been carried out, which included information of the buildings such as the used construction method, the construction materials, the dimensions of the building through a planialtimetric survey and reinforcements performed during the restoration process. All mentioned tasks have been realized with the purpose of performing a structural evaluation with the use of a calculation software based on the finite element method. In the evaluation of the obtained results a comparative analysis of the behavior of the structure before the implementation of the reinforcements will be realized to establish the effectiveness of the same before a seismic event and to verify if it is necessary to design additional reinforcements to improve the seismic performance of the house. In the evaluation of the results obtained, a comparative analysis of the behavior of the structure has been carried out prior implementation of the reinforcements in order to establish the effectiveness of such previously any seismic event.

Keywords:

- **VULNERABILITY**
- **RESTORATION**
- **ADOBE**
- **REINFORCEMENT**

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En Ecuador, la ciudad de Quito presenta un riesgo sísmico moderado en comparación con el resto del país, siendo la Provincia de Esmeraldas la de mayor riesgo con un factor de 0,7, seguida por Portoviejo con 0,5 y en tercer lugar Quito con de 0,4 (Parra Cárdenas, 2016).

Sin embargo este factor de riesgo de producirse eventos sísmicos de importante magnitud se ve amplificado al tomar en consideración la vulnerabilidad de muchas estructuras de la provincia, en específico el centro histórico, que han sido intervenidas y rehabilitadas por el Municipio de Quito, en donde se desconoce la realización de una evaluación sismo resistente mediante el modelado estructural de las edificaciones, donde se consideren los criterios de resistencia que dicta la norma nacional, sustentando las intervenciones de dichas construcciones, según lo establece la investigación de (Delgado Amaya, 2016).

El caso más emblemático de la provincia ocurre en el centro histórico donde se tiene concentrado el mayor número de edificaciones de vivienda de tipo colonial que poseen una valía incalculable en aspectos de arquitectura, cultura, historia y atractivo turístico. Pero que son estructuras antiguas que al momento de su construcción no contaban con los conocimientos actuales sobre diseños sismo resistente.

La importancia del centro histórico de Quito es avalado en 1978 cuando la UNESCO declara la zona como patrimonio cultural de la humanidad. De allí nacen grandes retos para el desarrollo de políticas para el mantenimiento y resguardo del patrimonio que representan estas edificaciones y uno de ellos es la previsión de protegerlas ante posibles eventos sísmicos, donde la

Municipalidad de Quito se ha preocupado por la intervención y rehabilitación de dichas estructuras.

Debido a lo antes expuesto surge la pregunta en cuanto a las deficiencias entre la resistencia estructural y la inestabilidad de las edificaciones patrimoniales rehabilitadas ante un evento sísmico.

Las deficiencias que posee la edificación de estudio puede traer como consecuencia el colapso de la vivienda, es por este motivo que se debe realizar una evaluación minuciosa de la construcción al momento de realizar una adecuación, ampliación o reforzamiento, en el caso del Centro Histórico de Quito, estos trabajos son realizados por el Instituto Metropolitano de Patrimonio IMP. El cuál es el encargado de realizar la evaluación, establecer las adecuaciones y reforzamiento a realizar, y la selección de la empresa encargada de ejecutar la obra.

El reforzamiento de este tipo de construcciones debe estar basado en un diseño estructural acorde a la realidad, considerando las principales causas que podrían afectar el desempeño de la edificación, como la configuración arquitectónica y estructural, las condiciones sísmicas de diseño utilizadas para establecer un reforzamiento adecuado, la evaluación precisa de la vulnerabilidad estructural y la revisión del desempeño sísmico una vez definida la adecuación.

Estas edificaciones tienen una configuración inadecuada, ocasionando una alta concentración de esfuerzos en los elementos estructurales que componen la edificación, siendo diseños con características que en la actualidad se consideran irregularidades y que deben ser analizadas a fondo ya que aumentan la probabilidad de colapso ocasionados por un evento sísmico.

En la actualidad se realizan rehabilitaciones de las estructuras, fachadas, cubiertas y el interior de las edificaciones del centro histórico de Quito, sin embargo, no se evidencia que se incluya en las actividades de los

mismos un análisis formal de cálculo estructural ingenieril, ni mucho menos un análisis sísmico para determinar si la rehabilitación realizada es efectiva y si resguardaría el patrimonio de un posible evento sísmico, además de la realización de los ensayos para determinar con exactitud las condiciones geotécnicas de la zona donde se realiza la rehabilitación, información necesaria para la evaluación estructural, la carencia de esta información genera incertidumbre en el diseño además de realizar una adecuación no acorde a las exigencias de acciones sísmicas .

Para la realización de una rehabilitación exitosa, es necesario una evaluación completa no solo de la edificación a ser intervenida, como materiales utilizados, información dimensional de la edificación, técnicas constructivas, si no de las condiciones y características de la zona, como estudios de suelo, condiciones sísmicas reales del área, para poder generar un modelo lo más real posible basado en las vulnerabilidad sísmica que pueda presentar la edificación, la realización de un modelo erróneo basado en condiciones que no concuerdan con las existentes ocasiona una respuesta no ajustada a las condiciones de configuración geométrica, estructural y características de los materiales constructivos de la edificación.

Con la obtención de los datos de la edificación y las características sísmica de la zona, se hace necesario una evaluación estructural en las condiciones originales de la estructura, estas deben ser realizadas por un ingeniero civil, con amplios conocimientos estructurales, con esta evaluación se buscaría determinar las fallas que podría presentar la construcción y analizar las adecuaciones optimas y los lugares específicos donde deberían realizarse, para así mejorar el comportamiento de la edificación durante un sismo.

Se considera que esta situación es una oportunidad de mejora a los procedimientos y métodos utilizados en las rehabilitaciones (Delgado Amaya, 2016). Es por lo antes descrito, que la presente investigación tiene como objeto principal desarrollar un proceso de evaluación dirigido a una

estructura de vivienda patrimonial que ha sido rehabilitada, a fin de determinar el punto base o de inicio de la investigación, que viene a ser la simulación de las condiciones actuales reales que posee la estructura para luego evaluar y verificar el refuerzo estructural que cumpla las condiciones antisísmicas de la norma nacional vigente.

Para ello se utilizará una herramienta computacional basada en el estudio de elementos finitos, que permita la realización de cálculos estructurales complejos y que actualmente es tecnología accesible y de uso común en la ingeniería, gracias a los vertiginosos avances tecnológicos de las últimas décadas.

1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Con el objetivo de resguardar la arquitectura de la época colonial en Latinoamérica y en específico del centro histórico de Quito - Ecuador, es necesario realizar una rehabilitación, por medio de criterios visuales que tomen en consideración las patologías ocasionales a las cuales están sometidas las edificaciones en su vida útil, trabajo que lo realiza el Distrito Metropolitano de Quito.

Sabemos que los eventos sísmicos son una de las causas principales de las fallas y colapso de edificaciones. Entonces las estructuras de carácter patrimonial definidas por su degradación, deterioro, equipamiento y un control técnico estructural casi nulo, requieren de un estudio para la verificación de su estado ya que al ser inmuebles que tienen una larga vida útil han sufrido de varios fenómenos físicos y naturales (Delgado Amaya, 2016).

Actualmente existen trabajos de rehabilitación en las estructuras de las edificaciones patrimoniales, en las cuales la parte estructural tiene poca atención o se la realiza mediante una inspección netamente visual en campo, y donde no se evidencia algún tipo de diseño o modelo estructural,

para determinar que dicha rehabilitación es funcional para soportar un evento sísmico. A sabiendas de que estamos en una zona muy vulnerable, se hace necesario e importante realizar la evaluación de las rehabilitaciones.

Es por ello que se debe establecer las condiciones y actividades necesarias para lograr alcanzar los objetivos del presente trabajo, con la finalidad de establecer las mejores prácticas para la evaluación del reforzamiento, rehabilitación o modificaciones de las edificaciones de carácter patrimonial, para lograr esto es necesario adecuar los refuerzos y adecuaciones en función de la configuración arquitectónica y estructural existente, conocer las condiciones sísmicas de la zona donde se ejecutara la rehabilitación mediante la realización de ensayos especiales, determinar de forma precisa las condiciones originales y modificaciones realizadas y la revisión del comportamiento sísmico adecuado de la edificación bajo condiciones sísmicas.

Estas rehabilitaciones que se realizan además de considerar las condiciones arquitectónicas, se deben hacer énfasis en las condiciones estructurales, no solo basado en experiencias adquiridas de otros trabajos, sino del estudio exhaustivo de las condiciones específicas de la edificación a rehabilitar, ya que cada estructura es diferente por lo que las adecuaciones o reforzamientos que se realicen mitiguen las deficiencias que presente la estructura.

La vivienda en estudio ya está siendo rehabilitada, por lo que la verificación se basara específicamente en evaluar la configuración arquitectónica y estructural de la edificación, buscando que la misma sea la adecuada, considerando el reforzamiento realizado e identificar si el mismo se realizó de forma exitosa, logrando mitigar la concentración de esfuerzos presentes en los diferentes elementos estructurales de la edificación.

Para que la evaluación de la vivienda rehabilitada sea efectiva, se realizara el ensayo de refracción sísmica, necesario para determinar el tipo suelo presente en el área y así establecer el riesgo sísmico preciso que

posee la edificación, logrando obtener una visualización del reforzamiento realizado y si el mismo es suficiente para minimizar las fallas que se pudiesen suscitar durante un sismo y que el mismo sea acorde a las necesidades de la zona.

La información obtenida de las características de la edificación en cuanto a distribución de espacio, técnicas constructivas aplicadas y materiales utilizados para su construcción como para su rehabilitación, sumado a las condiciones encontradas mediante los ensayos y estudios sísmicos a realizar, proporcionaran un modelo adaptado a la realidad, donde podremos identificar la eficacia de la rehabilitación ejecutada y así establecer la necesidad de una evaluación más compleja de estas rehabilitaciones y que las mismas deben de ser realizadas por profesionales altamente capacitados en este tipo de estudios.

En esta investigación se busca que la edificación de estudio posea un diseño acorde a las necesidades estructurales de seguridad mediante un desempeño estructural eficiente capaz de resistir las condiciones presente durante un evento sísmico, logrando un comportamiento estructural ideal y un control de los desplazamientos generados.

Por lo que es indispensable y es el motivo de esta investigación, brindar un apoyo para que exista un precedente y así mejorar el proceso de rehabilitación de estas edificaciones. Por lo antes expuesto es fundamental que se realice una investigación en la que se desarrolle un modelo matemático que simule la estructura equivalente colonial ya rehabilitada y se someta a cargas sísmica con la finalidad de determinar el factor de servicio ingenieril de la estructura y la eficiencia de los trabajos de rehabilitación realizados.

Finalmente proceder a la verificación de la intervención realizada por el Municipio de Quito por medio del Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP), teniendo como premisas mantener el valor artístico, cultural y arquitectónico de la edificación, que la intervención no sea invasiva, basándonos en la

investigación análisis de fiscalización de la rehabilitación realizada de las estructuras patrimoniales en la ciudad, estudio que se enfoca en determinar el comportamiento y estabilidad de dichas estructuras (Delgado Amaya, 2016).

El aporte cultural abarca la preservación de la arquitectura colonial de los pueblos latinoamericanos y en específico del casco histórico de Quito - Ecuador.

El aporte teórico de esta investigación es establecer bases y criterios para realizar la evaluación de las acciones sísmicas en edificaciones rehabilitadas, no solo para viviendas patrimoniales sino que sirven para estructuras de la actualidad.

El aporte práctico de este trabajo es ofrecer una oportunidad de mejora a los procedimientos y métodos de rehabilitación de las edificaciones coloniales del centro histórico de Quito, utilizando un software basado en el estudio de elementos finitos, en conjunto de las normas sismo resistentes empleadas en el país.

Como aporte social se tiene que la investigación ayuda a preservar al patrimonio cultural y además resguardar la integridad física de los ocupantes estas instalaciones, ya que al hacerlas resistentes a eventos sísmicos se logra que las presentes y futuras generaciones disfruten de manera segura del patrimonio cultural que se posee.

1.3 OBJETIVOS

Objetivo General

Evaluar el comportamiento estructural y estabilidad de la edificación de vivienda patrimonial rehabilitada, bajo condiciones sísmicas,

acorde a su tipología constructiva y aplicando la normativa vigente del país.

Objetivos Específicos

- Determinar la composición arquitectónica y estructural de la edificación patrimonial rehabilitada “Casa Imbabura”.
- Definir los riesgos sísmicos presentes en la zona.
- Identificar la vulnerabilidad de la estructura, mediante la inspección y evaluación sísmica simplificada.
- Establecer el comportamiento estructural de la edificación patrimonial rehabilitada del Centro Histórico de Quito, a través de técnicas de simulación computacional y bajo las condiciones estáticas y dinámicas de la zona.

Metas

- Verificar en sitio los materiales empleados en la edificación patrimonial y la información arquitectónica y estructural de acuerdo a los planos existentes y el levantamiento dimensional.
- Realizar un estudio de suelos mediante el ensayo de refracción sísmica.
- Determinar las irregularidades geométricas y estructurales de la edificación patrimonial, según lo establecido en las normas, a fin de calcular el índice de vulnerabilidad de la estructura a través del formato FEMA.
- Modelar la estructura mediante el software de análisis estructural basado en elementos finitos, comprobando que las derivas y análisis sismo resistente se encuentren bajo los parámetros de la norma

ecuatoriana de construcción, mediante la incorporación de un modelo sin falla en comparación con un modelo con posibles fallas en la estructura original.

- Determinar un comparativo económico de la intervención mediante la cotización de un estudio técnico estructural.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

En el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, se construyeron, un número muy significativo de edificios de interés arquitectónico e histórico, representativos de la arquitectura colonial, que datan de los siglos XVI, XVII y XVIII, adicional a las edificaciones de finales del siglo XIX y principio del siglo XX (Arregui, 2010).

Las edificaciones antiguas o patrimoniales requieren un análisis estructural minucioso para identificar su comportamiento y verificar su estabilidad, por lo que al ser edificaciones que han sobrellevado fenómenos naturales durante los años y se han expuesto en una zona de alta peligrosidad sísmica (Delgado Amaya, 2016).

Delgado, desarrolló una investigación denominada “Parámetros para la elaboración del Manual de Fiscalización para Edificaciones Patrimoniales en la Ciudad de Quito” que tiene como objetivo asegurar que exista un procedimiento que permita la constante fiscalización de las edificaciones patrimoniales y a su vez establecer los criterios para mantener la morfología y arquitectura de estas estructuras, en caso de reparaciones o intervenciones de las mismas. Concluyendo que dicho control es casi nulo para edificaciones de vivienda del tipo patrimonial.

En la ciudad de Sangolquí existe un historial de fuertes sismos, es por esto que en el año 2010, Diego Barona, realiza una investigación con la finalidad de clasificar por zonas sísmicas el Centro Histórico, que está conformado por edificaciones coloniales, concluyendo con un levantamiento de materiales, fallas típicas, año de construcción y conservación, a fin de establecer relaciones y zonificar el área mediante criterios con base en la vulnerabilidad sísmica (Barona Zaldumbide, 2010).

En el año 2013, Guido Javier Manitio Cahuatijo, Santiago Bolívar

Vásconez Villa, acotan en su investigación mejorar la condición estructural de las edificaciones patrimoniales en el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, el cual es considerado por la UNESCO como Patrimonio de la Humanidad. Obteniendo como resultado la aplicación de técnica utilizada desde los años 90 para el reforzamiento, con la utilización de malla electrosoldada con enchapes de hormigón, planteando planos estructurales para los muros reforzados, (Manitio & Vásconez, 2013).

Hugo Cadena, en el 2013 realiza un estudio de “Vulnerabilidad y reforzamiento sísmico de estructuras antiguas de mampostería no confinada. Aplicación al caso de edificio colonial del colegio Liceo Fernández Madrid Quito”. El autor indica que el reforzamiento de estas estructuras de mampostería, se realiza mediante procedimientos de carácter analíticos como el análisis sísmico, análisis estático, para reforzamientos con elementos de hormigón armado, un análisis estático simplificado según lo establecido en la norma NEC-11 para el Diagnóstico comparativo. En la investigación introduce una metodología novedosa desarrollada por el Profesor Ángel San Bartolomé de la Pontificia Universidad Católica del Perú, para los casos donde el reforzamiento de la mampostería es realizada con fibra de carbono, concluyendo con un ejemplo explicativo práctico de cómo realizar los respectivos cálculos y el reforzamiento (Cadena Villavicencio, 2013).

Para el 2016 (Delgado Amaya, 2016) desarrolló una investigación denominada “Parámetros para la elaboración del Manual de Fiscalización para Edificaciones Patrimoniales en la Ciudad de Quito” que tiene como objetivo asegurar que exista un procedimiento que permita la constante fiscalización de las edificaciones de tipo patrimonial y a su vez establecer los criterios para mantener la morfología y arquitectura de estas estructuras, en caso de reparaciones o intervenciones de las mismas. Concluyendo que dicho control es casi nulo para edificaciones de vivienda del tipo patrimonial.

Continuando con los temas de investigación en Quito, en el 2016 (Carrión Granja, 2016) presenta una investigación denominada “Análisis de

Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia Nuestra Señora de la Merced, ubicada en el Centro Histórico de la Ciudad de Quito”, concluyendo que este tipo de edificaciones de vieja data, requieren de un estudio para verificar la estabilidad de las mismas en el tiempo.

De igual forma Leonardo Espinoza (Espinoza, 2017) establece en su investigación titulada Evaluación de la Estructura Patrimonial Estupiñán Orejuela de la Ciudad de Quito, que en la actualidad las edificaciones de tipo patrimonial son restauradas enfocadas en la reparación de sus instalaciones para prolongar la vida útil de estas, y mantener la estética de la época y dada la importancia que representan estas edificaciones se debe realizar una evaluación estructural para determinar su estabilidad y comportamiento sísmico, a fin de dar seguridad a las personas que habitan en estas estructuras coloniales.

2.2 BASES TEÓRICAS

Viviendas de época colonial

Se desarrollaron en el transcurso del siglo XVI, se consideran de gran relevancia en el desarrollo de los primeros urbanismos durante la colonización.

Las características de estas se originan de la combinación entre la arquitectura traída por los colonizadores y la utilización de los elementos y materiales propios de la región, como son la mano de obra, materia prima, y técnicas de construcción, entre otros factores. Dependiendo de la ubicación de estas edificaciones, se dividen en dos grupos que son:

Viviendas de Colonia española

Este tipo de edificaciones son las más comunes ya que se extendieron en gran parte de América del Sur, donde se puede observar las diferentes

variaciones de estas viviendas dependiendo de la zona y la cultura predominante, lo que agrega toda clase de factores conceptuales en cuanto a su arquitectura, estas viviendas en general se pueden ubicar en las esquinas de manzanas, estas poseen al menos tres accesos, donde se disponen dos para el entrada y salida de carruajes, y el acceso principal a la vivienda.

Adicionalmente cuentan con dos patios, el primero donde se realizan las diferentes actividades sociales, además de dar acceso a las habitaciones principales y un segundo patio destinado a las labores de servicio quedando al final del mismo la casa de esclavos, talleres y letrinas.

Tipología de las viviendas del centro histórico de Quito

En la época colonial las viviendas de adobe eran consideradas como el método de construcción más seguro, ya que al momento era la técnica más conocida por los colonizadores, además de ser adaptable a cualquier zona ya que su construcción depende directamente de los materiales del área, estas viviendas no son reforzadas, por lo que su construcción se basa en techos y entresijos en madera, las paredes o mampostería consisten en el trabe de bloques o ladrillos de adobe que pueden ser en forma de L, T o C, dependiendo de la distribución interna de la edificación, ya que para la época no se tenía conocimiento alguno de los criterios de diseño sísmico, estas estructuras fueron concebidas para únicamente soportar cargas verticales y no las cargas horizontales debido a los sismos, por lo que no poseen mucha rigidez lateral, con una baja resistencia y una ductilidad limitada (Manitio & Vásconez, 2013). Sin embargo se concluye lo contrario en la investigación de Espinoza (Espinoza, 2017), el cual establece que considerando los refuerzos instalados a la estructura, estos no aportan mejoras considerables al comportamiento de las deformaciones de la vivienda y que en la verificación de los desplazamientos mediante las derivas ya sean con o sin el reforzamiento de las llaves de madera estos valores estaban dentro del límite establecido de la deriva máxima inelástica, por lo que las estructuras

coloniales son capaces de soportar cargas horizontales debida a los sismos.

Mampostería

Consiste en la unión de bloques de arcilla o de cemento con un mortero, para conformar paredes, que en algunos casos constituyen un sistema portante tipo muro, capaces de resistir cargas gravitacionales y en ocasiones acciones sísmicas o del viento. Su uso como sistema constructivo para edificaciones es bastante extendido en muchos países europeos, asiáticos y americanos, principalmente en la construcción de viviendas, tanto rurales como urbanas. Dependiendo de la configuración estructural de las paredes estas se pueden distinguir en dos tipos principales como son mampostería no confinada y mampostería confinada. En la época de la colonia el tipo de mampostería utilizada era la no confinada.

Mampostería simple o no confinada

Esta técnica constructiva consiste en la unión de muros conformados únicamente por piezas que pueden estar constituidas por piedras, o bloques, sin refuerzos de ningún tipo, ni elementos de otra naturaleza, según (Gendrop, 2001) lo define como “ladrillo formado por una masa de tierra arcillosa, agua y algún aditivo, secada al sol y al aire”. La mayoría de las construcciones de la época colonial están elaboradas con muros de adobe, de diferentes dimensiones y diferentes características, esto se debe a la diversidad de componentes en la tierra y la manera empírica de elaboración de esos ladrillos.

Riesgo sísmico en Quito

En la región andina de Ecuador es donde se concentra en mayor cantidad las edificaciones construida en adobe, este tipo de edificaciones ofrecen una ventaja en el aspecto económico y facilidad constructiva. Sin embargo, a nivel estructural esta construcciones son desventajosas ante la ocurrencia de eventos sísmicos cuando al sistema constructivo no se

consideran la incorporación de los refuerzos necesarios para soportar las sollicitaciones debido a sismos, la ciudad de Quito presenta un riesgo significativo ante eventos sísmicos debido a erupciones volcánicas, fallas geológicas, sin considerar los riesgos debidos a efectos climáticos, medio ambiente o accidentales (Manitio & Vásquez, 2013).

En Ecuador la actividad sísmica se tiene documentado desde el año 1541 hasta la actualidad, dejando a su paso experiencias dolorosas causando pérdidas humanas y daños materiales, antes de la aparición de los equipos modernos capaces de medir la escala de un evento, estos se documentaban en base a los efectos producidos en el medio ambiente y la población .

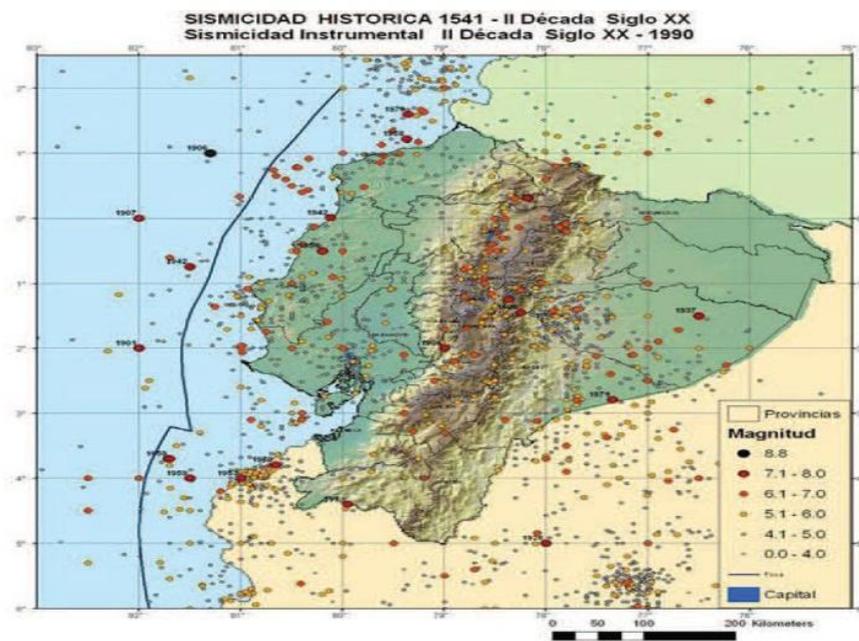


Figura 1. Sismicidad histórica de Ecuador

Fuente: (IGEPN, 2000)

La ciudad y el distrito metropolitano de Quito se encuentran ubicados sobre el valle de Quito, el cual forma parte de la Hoya de Guayllabamba, emplazada al pie del estratovolcán activo Pichincha, en la Cordillera Occidental de los Andes, con una población estimada de 1.630.637

habitantes, lo que la hace la segunda ciudad más habitada del país



Figura 2. Ubicación del Distrito Metropolitano de Quito

Fuente: (Google-maps, 2017)

La ciudad se encuentra delimitada en el norte por el volcán Casitagua, la falla de Quito por el este, las faldas orientales del Pichincha en el oeste y al sur con el volcán Atacazo, dadas las condiciones geológicas del área Quito presenta un riesgo elevado de ocurrencia de un evento sísmico, por lo que cobra importancia la realización de estudios de suelos y diseños sismo resistentes de las edificaciones en la ciudad (Altamirano Quásquer & Martínez Mesa, 2015).

El adobe

Es considerado una de las técnicas de construcción más antiguas del mundo. Su uso se ha registrado a más de 10 mil años de antigüedad en las más variadas zonas y climas del planeta.

Hassan Fathy (1899 – 1989) un notable arquitecto egipcio pionero en el uso de esta tecnología, que es aun hoy se considerada apropiada en Egipto

(Mannise, 2012).

Este arquitecto restableció el uso del adobe utilizando métodos de diseño y construcción con materiales antiguos. Integrando la situación económica rural del país con el amplio conocimiento de la arquitectura antigua y técnicas de diseños modernas. Entrenando a los habitantes locales para que construyeran sus propias viviendas y nos dejando al mundo su legado.

Los ladrillos de adobe se pueden realizar con cualquier tipo de tierra, estos no requieren de una mezcla precisa de arcilla y arena. El proceso de secado es al sol, el cual requiere de pocos días para poder ser utilizados. El control del proceso de elaboración es necesario, no obstante, la calidad de los ladrillos fabricados en cuanto a su resistencia y acabado, depende directamente de la calidad de la tierra utilizada.

La proporción idónea para la fabricación de los ladrillos es un barro compuesto con un 30% de arcilla. Frecuentemente se podía mejorar las condiciones de la tierra utilizada adicionando otros materiales, como fibras naturales provenientes de la paja o estiércol del caballo, cal o incluso la sangre de ganado (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2004).

Propiedades físicas del adobe

El adobe como se ha mencionado es una mezcla de arcilla, arena, agua y un aglomerante, siendo una mezcla básica pero que no deja de ser suelo, por lo que en sus propiedades físicas posee debilidades, así como también fortalezas (Alcocer, 2003).

- **Temperatura:** Debido a la utilización de diferentes materiales, donde sus coeficientes de expansión térmica son variables, ocasiona la aparición de grietas tanto en los ladrillos como en las juntas que los unen.
- **Desgaste:** Según la disposición en la que se utilice, este material puede presentar mayor o menor desgaste, dependiendo de la

exposición al ambiente externo (lluvia y viento), ocasionando una erosión superficial disgregando el material lo que disminuye las dimensiones originales del mismo.

- **Conductividad térmica:** Es excelente aislante térmico debido a su baja conductividad, lo que origina que los ambientes contenidos mantengan temperaturas ideales en contraste con las del ambiente exterior.
- **Conductividad acústica:** Gracias a los altos espesores con los que se construyen con esta técnica, y la irregularidad superficial del ladrillo de adobe, es capaz de mitigar el ruido que se produce tanto en el exterior como en el interior.
- **Resistencia al fuego:** Debido a su composición y naturaleza el adobe es altamente resistente al fuego, siendo superior a otros materiales como el concreto y el acero.

Propiedades mecánicas del adobe

Las propiedades mecánicas del adobe se pueden considerar débiles en comparación con el concreto o el acero donde la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-MP Mampostería Estructural (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-MP , 2015), establece los siguientes valores (Alcocer, 2003).

Tabla 1.
Propiedades mecánicas del adobe

Propiedad	Valor	Unidades
Esfuerzo a Compresión	2,00	kg/cm ²
Esfuerzo a Tracción	1,50	kg/cm ²
Esfuerzo por corte	0,25 – 0,60	kg/cm ²

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC Guía de diseño 5, 2015).

Estos valores aquí establecidos se obtienen mediante ensayos de laboratorio, en la NEC-SE-MP se definen los equipos a utilizar, dimensiones de las muestras y los tipos de ensayos a realizar.

Para la obtención del esfuerzo a compresión se realizara ensayando cubos labrados cuya arista debe ser igual a la menor dimensión de la unidad de adobe, el valor del esfuerzo se obtendrá en base al área de la sección transversal, donde se deben ensayar un mínimo de 6 cubos, para así definir la resistencia ultima.

Esta también la compresión diagonal se utiliza para el determinar la resistencia al corte del adobe donde se ensayarán al menos tres unidades, en caso de no poder realizarse los ensayos antes mencionados para obtener un valor real de la resistencias de la mampostería, la guía de diseño 5 de la NEC para las rehabilitaciones de estructuras establece que se utilizaran los valores descritos en la tabla 1.

Aspectos estructurales del adobe

Los sistemas de construcción de edificaciones basados en la utilización del adobe, son consideradas vulnerables a la acción sísmica, esto se debe a que estas estructuras solo son capaces de soportar cargas gravitacionales, que en el caso de las ocurrencias de sismos, las cargas que actúan son horizontales, esta condición se debe a la baja ductilidad y a la no homogeneidad en las propiedades de las mamposterías, existen dos tipos de acciones horizontales que deben considerarse en este tipo de construcciones, las que son paralelas a la dirección del muro, estas producen un desplazamiento menor en la parte superior en comparación a la parte inferior, esto debido a la masa del mismo, produciendo fuerzas de corte internas, lo que genera grietas en diagonal. Para el caso de las fuerzas normales al muro, estas provocan una un momento de volcamiento, provocando el colapso parcial o total del muro, las consideraciones que se deben tomar al momento de la construcción de un muro es que el espesor

debe ser lo suficientemente ancho, poseer los refuerzos necesarios utilizando muros intermedios, utilizar morteros de buena calidad para la unión entre los bloques, evitar la construcción de techos muy pesados, la colocación exagerada de puertas y ventanas lo que generan espacios que disminuyen la resistencia del muro además de mantener la continuidad estructural en elevación así como también la regularidad en planta (Manitio & Vásconez, 2013).

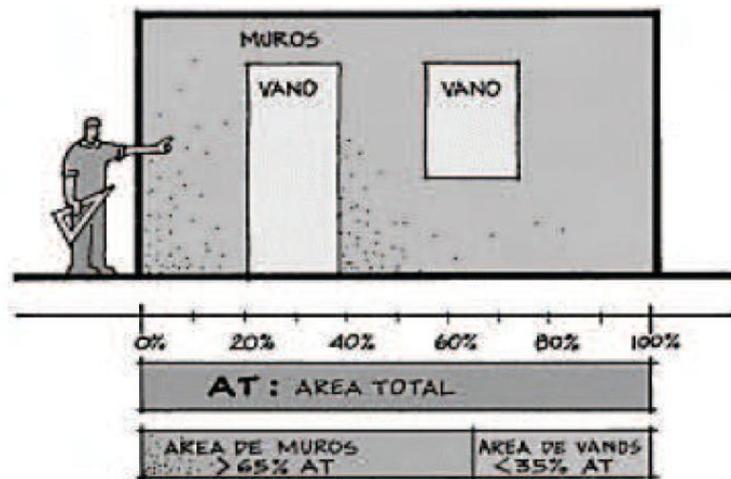


Figura 3. Consideraciones en muros

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2004)

	SI	NO
RIGIDEZ	<p>LOS ELEMENTOS EMPALMAN</p>	<p>NO EXISTE UNIDAD</p>
CONTINUIDAD	<p>EJES Y MUROS CONTINUOS</p>	<p>DISCONTINUIDAD</p>

Figura 4. Rigidez y Continuidad

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2004)

Tipos de fallas comunes en estructuras de adobe

Los elementos estructurales tipo muros en adobe se encuentran sometidos a una variedad de acciones debido a cargas gravitacionales constituidas por el peso de propio de la edificación y cargas variables las cuales dependen directamente del uso de la edificación, de igual manera tenemos las cargas horizontales o accidentales provenientes de los sismos que puedan suscitarse y que afecten a la edificación.

Estas acciones generan sobre los muros esfuerzos, los cuales son capaces de provocar un volcamiento del elemento, fisuras y grietas que puedan poner en riesgo la integridad de los muros que componen una edificación, es por lo antes expuesto que es necesario que durante la construcción de este tipo de edificaciones en adobe se contemplen el anclaje de los muros a los diferente sistemas que lo componen como son los sistemas de techo, entrepisos y muros aladaños para que estos trabajen como un conjunto.

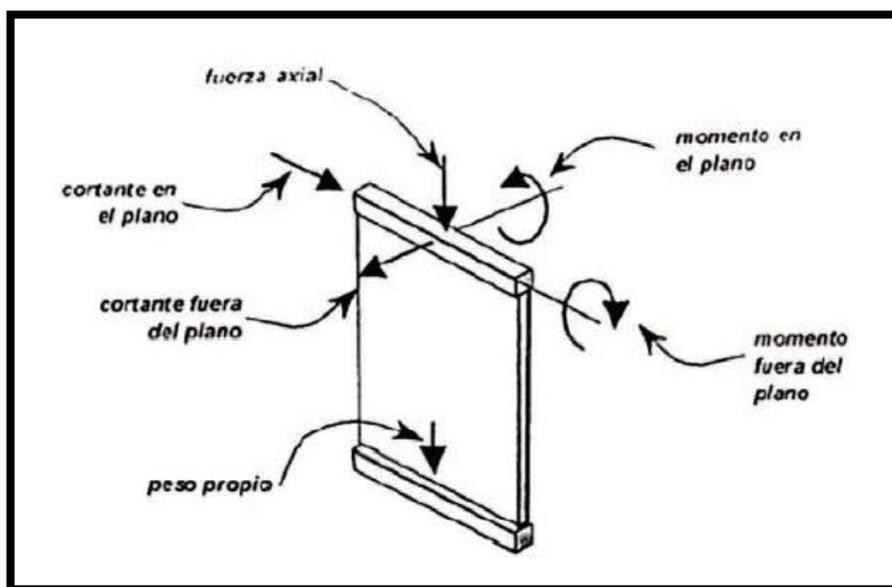


Figura 5. Acciones actuantes sobre muros

Fuente: (Zuñiga Miranda, 2005)

Existen dos tipos de fallas principales que ocurren en los muros, tenemos la falla por volteo la cual ocurre fuera del plano, esta se produce cuando la conexión de los muros con los diferentes sistemas estructurales a su alrededor son deficientes, ocasionando que durante la ocurrencia de un evento sísmico se produzca un volcamiento debido a la separación de las conexiones entre el piso y el techo (Kimbrow, Tolles, & Ginell, 2015).

Para el caso de fallas por fuerzas horizontales en el plano, están se originan debido a fuerzas sísmicas, para este caso la falla por volteo está controlada, logrando una excelente conexión entre los muros y elementos de techo y entrepiso existentes, por lo que la estructura como conjunto absorbe con mayor facilidad las acciones sísmicas ocasionando en la mayoría de los casos falla por corte en los muros (Torrealba Dávila, 2003).

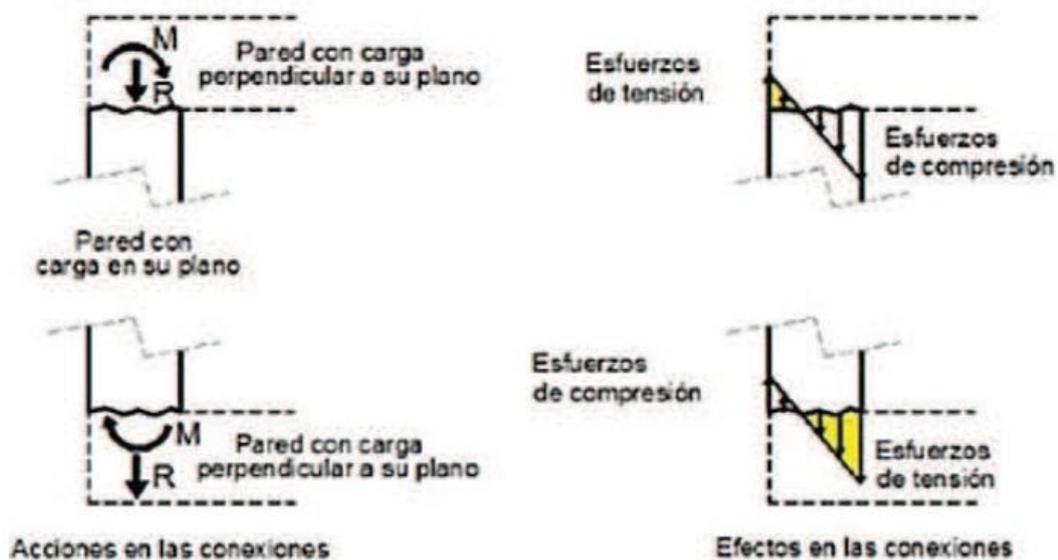


Figura 6. Esfuerzos en conexiones para muros sometidos a acciones laterales

Fuente: (Gutiérrez, 2010)

Para las fallas por fuerzas horizontales en el plano se pueden originar por diferentes condiciones ocasionando que la posibilidad de ocurrencia de

una falla aumente, entre estas condiciones tenemos:

- Configuración de la edificación.
- Vanos de ventanas y puertas excesivos.
- Mala distribución de los muro en ambos sentidos.
- Techos y entrepisos muy pesados.
- Conexión deficiente entre los entrepisos y techos con los muros de adobe.
- Mala calidad del adobe como materia prima.
- Deficiencia en el dimensionamiento de los muros en cuanto a espesor, longitud y altura.

Método de diseño en adobe

Para el diseño de edificaciones con muros de adobe deberá realizarse mediante métodos racionales, basado en los principios de la mecánica y estableciendo un comportamiento elástico como criterio para el diseño. Todo diseño realizado debe estar soportados en los estudios y cálculos correspondientes y serán esos cálculos los que determinen las dimensiones de los elementos según su función, se debe evitar en lo posible la construcción en adobe en suelos granulares sueltos y suelos cohesivos blandos además de que la capacidad del suelo debe ser al menos $1,50 \text{ kg/cm}^2$, adicionalmente sin importar los criterios utilizados para el dimensionamiento de los elementos estructurales, se debe evaluar la utilización de refuerzos, que mejoren el comportamiento de la estructura. (Norma E.080, 2006).

Principios básicos de estructuras en adobe

La falla común presente en las estructuras de adobe se debe a la pérdida de estabilidad lateral debida a sismos, por lo que es conveniente que dichas estructuras sean compactas con suficientes muros capaces de soportar estas acciones y soportando de manera eficiente las cargas

gravitacionales, su geometría en planta debe ser de preferencia simétrica, y con la menor cantidad de vanos posibles, y de existir deben ser pequeños y ubicados hacia el centro de las paredes, además de garantizar un sistema que asegure el amarre de esquinas y cruce entre los muros.

El conjunto estructural de las edificaciones en adobe están compuestos por la cimentación, los muros, elementos de arriostamiento tanto horizontal como vertical el sistema de techo y los refuerzos.

Las cimentaciones deben ser capaces de transmitir las cargas de los muros al terreno y dimensionadas en función del esfuerzo permisible del suelo, estas deberán ser en concreto o en mampostería de piedra con la utilización de mortero.

En el caso de los muros se debe garantizar que las piezas de adobe estén completamente secas, el espesor de los muros dependerá directamente de la altura libre y de la distancia de entre los elementos de arriostamiento vertical, la ubicación de los vanos deberán estar centrados los muros deben ser diseñados para garantizar la resistencia del mismo.

Para los elementos de arriostamiento se debe considerar que exista suficiente adherencia entre el muro y el arriostre, con la finalidad de garantizar la transmisión de los esfuerzos, los arriostamientos verticales deben tener una resistencia y estabilidad adecuada para poder transmitir las fuerzas de cortantes a la cimentación, en el caso de los arriostamientos horizontales deben ser capaces de impedir el desplazamiento lateral de los muros.

Los techos deberán ser livianos distribuyendo la carga que transmiten a la mayor cantidad de muros, evitando así la concentración de esfuerzos en los muros y verificar que estos sean fijados adecuadamente, se debe evitar que los techos produzcan cargas laterales sobre los muros debido a las fuerzas gravitacionales.

Para las edificaciones en adobe es obligatorio el uso de refuerzos como vigas soleras en madera, refuerzos internos en los muros garantizando la

conexión de los muros en los encuentros y esquinas y así evitar la separación entre ellos (Norma E.080, 2006).

Comportamiento sísmico de estructuras en adobe

En las estructuras construidas en adobe, se debe considerar al momento de realizar un análisis y modelado del sistema, que estas no poseen refuerzos verticales ni horizontales que conecten al techo y a los muros entre sí, por lo que las fallas que se ocasionan terminan en un colapso total de la edificación, debido a esta condición los entrepisos y techos no deben ser considerados como diafragmas rígidos y dependiendo de la intensidad del sismo se puede generar un falla frágil debido a la baja ductilidad (Norma E.080, 2006).

La madera

Es un material resistente, generado a partir de la transformación del árbol mediante un proceso natural, conformado por un conjunto de células capaces de generar celulosa, lignina, resina, almidón y azúcares dando lugar a la forma cilíndrica conocida. La madera es un material de estructura compleja de origen biológico, anisótropo, en donde su comportamiento elástico varía en función de la dirección de las tensiones aplicadas, además de ser un material higroscópico (Manitio & Vásquez, 2013).

Propiedades mecánicas de la madera

La madera posee tres direcciones principales consideradas ortogonales entre sí, estas direcciones son la dirección longitudinal, tangencial y radial, para el diseño se consideran la dirección longitudinal o paralela a la fibra y la transversal que es perpendicular a la fibra, las propiedades de resistencia consideradas son la resistencia a compresión longitudinal, la compresión transversal, la flexión, la tracción y el corte longitudinal.

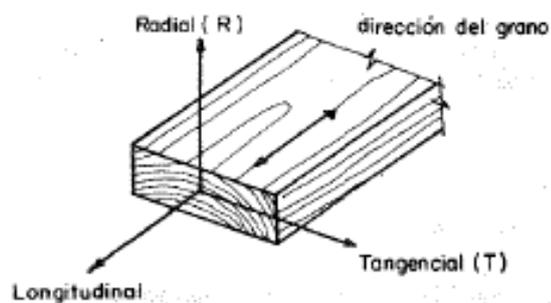


Figura 7. Direcciones ortogonales de la madera

Fuente: (JUNAC, 1984)

Las propiedades mecánicas de la madera dependerán de la densidad y de la selección de la madera a utilizar.

Tabla 2.
Tipos de maderas

Tipo	Densidad	Valor	Unidades
A	Alta	0,71 a 0,90	T/m ³
B	Media	0,56 a 0,70	T/m ³
C	Baja	0,40 a 0,55	T/m ³

Fuente: (JUNAC, 1984)

- **Resistencia a la compresión longitudinal:** La madera presenta gran resistencia a los esfuerzos a compresión en el sentido longitudinal debido a que las fibras están orientadas a lo largo de su eje longitudinal.
- **Resistencia a la compresión transversal:** Es cuando los esfuerzos son perpendiculares al sentido de la fibra ocasionando la compresión de las pequeñas cavidades que poseen aumentando su densidad y también su capacidad de resistencia de carga.

- **Resistencia a la tracción:** La resistencia a la tracción longitudinal es aproximadamente el doble de la resistencia a la compresión longitudinal para el caso de la tracción transversal esta se considera nula.
- **Resistencia al corte:** los esfuerzos por corte se presentan cuando los elementos se encuentran sometidos a flexión y se consideran iguales ya sea en la dirección longitudinal o transversal.
- **Resistencia a la flexión longitudinal:** La diferencia entre la resistencia a la compresión longitudinal y a la tracción resulta en un comportamiento a flexión, siendo la falla a compresión la primera en ocurrir.

Tabla 3.
Propiedades mecánicas de la madera (Eucalipto)

Propiedad	Valor	Unidades
Densidad	0,81	T/m ³
Esfuerzo a Compresión Longitudinal	164,03	kg/cm ²
Esfuerzo a Compresión Transversal	60,05	kg/cm ²
Esfuerzo por Corte	11,87	kg/cm ²

Fuente: (JUNAC, 1984)

Método de diseño en madera

Al igual que el concreto y el acero la madera tiene ventajas que pueden ser aprovechadas y desventajas que deben de ser controladas, es por ello la necesidad de conocer el material a utilizar con la finalidad de sacar provecho a las bondades que posea, como su comportamiento mecánico y estructural, criterios de diseño según el uso y los factores de seguridad asociados, además de conocer las propiedades que posee la madera de modificar su contenido de humedad con el medio ambiente, ocasionando que los

elementos estructurales sufran deformaciones debido a la contracción o expansión según sea el caso de que pierda humedad o la gane, afectando las dimensiones y tolerancias de los diferentes componentes estructurales, de igual manera conocer las propiedades anatómicas para poder especificar la disposición conveniente de cualquier tipo de corte según el uso dado, como es para el caso de pisos entablados de corte radial mientras que para muros es prudente utilizar entablados de corte tangencial (JUNAC, 1984).

Vulnerabilidad sísmica en construcciones coloniales

Las edificaciones basadas en técnicas de construcción con mampostería en adobe sin confinar presentan una alta vulnerabilidad frente a un evento sísmico, esto se debe a los materiales utilizados para su construcción como es arena, tierra, paja y agua, debido a esta condición este tipo de construcción es incapaz de resistir las cargas debidas a los sismos, ya que el adobe es un material frágil y débil. Debido a la gran altura que presentan estas edificaciones sus muros poseen una gran masa, por lo que son propensos a ser afectados por las fuerzas sísmicas gracias a su inercia. Adicionalmente, el mortero encargado de dar homogeneidad a la mampostería es muy rígido por lo que no se deforma, ocasionando que la falla se genere inicialmente en el muro de adobe (Manitio & Vásquez, 2013).

Excesiva flexibilidad estructural

Son edificaciones vulnerables a sufrir deformaciones laterales entre los diferentes pisos existentes debido a luces excesivas, grandes alturas entre los niveles, utilización de materiales frágiles para la construcción de los elementos estructurales, generando una inestabilidad de los pisos, de la estructura además de daños a los elementos no estructurales (NEC Guía de diseño 5, 2015).

Vulnerabilidad sísmica

Es el grado de daño que pueden soportar las estructuras durante un evento sísmico. La vulnerabilidad es la falta de resistencia ante un sismo y depende del diseño, la tipología estructural, calidad de los materiales y el método constructivo utilizado (Barona Zaldumbide, 2010).

Configuración estructural

La configuración consiste en la disposición del sistema estructural de una edificación en forma horizontal o planta y vertical o elevación, mientras más compleja sea la configuración de una edificación, esta será más propensa a ser afectada por las acciones debidas a un sismo (NEC Guía de diseño 5, 2015).

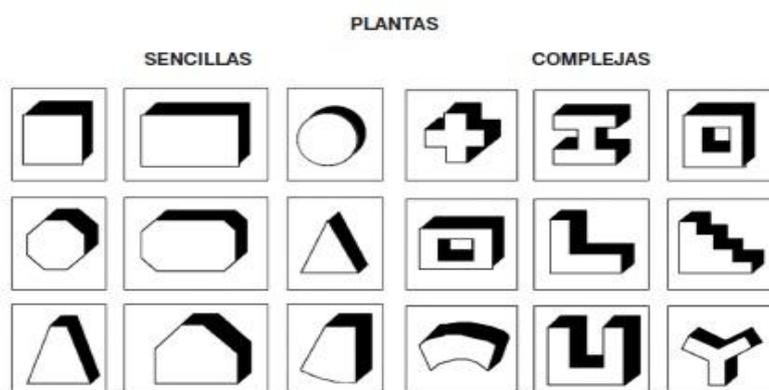


Figura 8. Configuración estructural en planta

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)



Figura 9. Configuración estructural en elevación

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

Problemas de configuración estructural en planta

La Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que las edificaciones deben ser lo más regulares posibles en planta, considerando que estas sean simétricas con una distribución de ejes preferiblemente en cuadrados o rectángulos, entre los problemas en planta podemos mencionar la relación largo/ancho, donde se recomienda que la misma no sea mayor a 4 y que a su vez el ancho no exceda de los 30 m. La geometría y disposición en planta también afecta a la edificación dependiendo de la complejidad, para las edificaciones tipo H, L, U, T entre otras, presentan ángulos de quiebres que al momento de la ocurrencia de un evento sísmico concentran grandes esfuerzos.

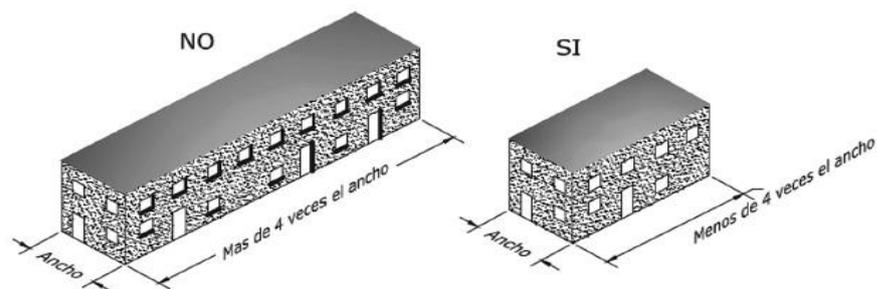


Figura 10. Irregularidad en Planta

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

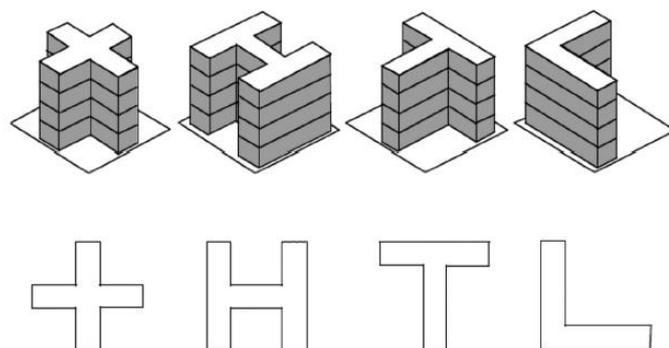


Figura 11. Irregularidad en Planta

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

La discontinuidad en los sistema de pisos es considerada irregular cuando el piso presenta discontinuidades apreciables, variando significativamente la rigidez, esto se debe a las aberturas con áreas mayores al 50% del área total del piso, la disposición de ejes estructurales no paralelos también se considera una irregularidad además del efecto de torsión ocasionado por la mala distribución de sistemas rigidizadores, donde el centro de rigidez de la estructura no coincide con el centro de masa (NEC-SE-DS , 2015).

**Figura 12. Ejes estructurales no paralelos**

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

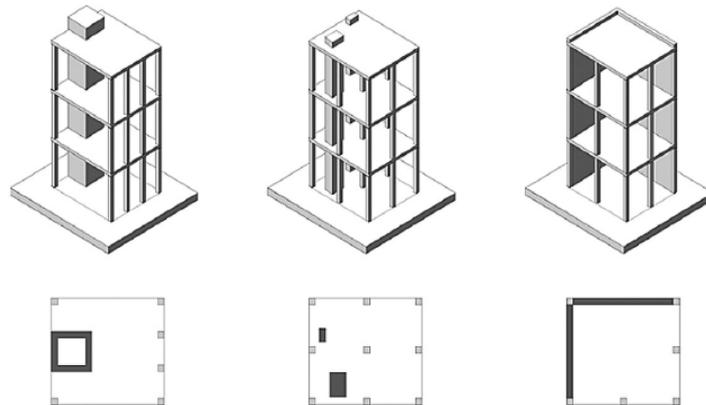


Figura 13. Torsión por la no coincidencia entre el centro de rigidez y el centro de masa

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

Problemas de configuración estructural en elevación

Los problemas por elevación se presentan en construcciones cuando las mismas poseen ejes verticales discontinuos generando desplazamientos en la alineación vertical de la edificación o la presencia de muros soportados por columnas, la discontinuidad de la resistencia o piso débil debido a la poca resistencias y baja rigidez ocasionando una concentración de esfuerzos, se tiene además las irregularidades debido a problemas con las columnas y vigas, para el caso de las columnas se ocurre el efecto de columna corta ocasionado por la irregularidad del terreno o la incorporación de elemento rigidizadores no continuos creando rotulas donde se concentran los esfuerzos, mientras que en el caso de las vigas se debe al uso de vigas planas o a la ausencia de ellas (Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC Guía de diseño 5, 2015).

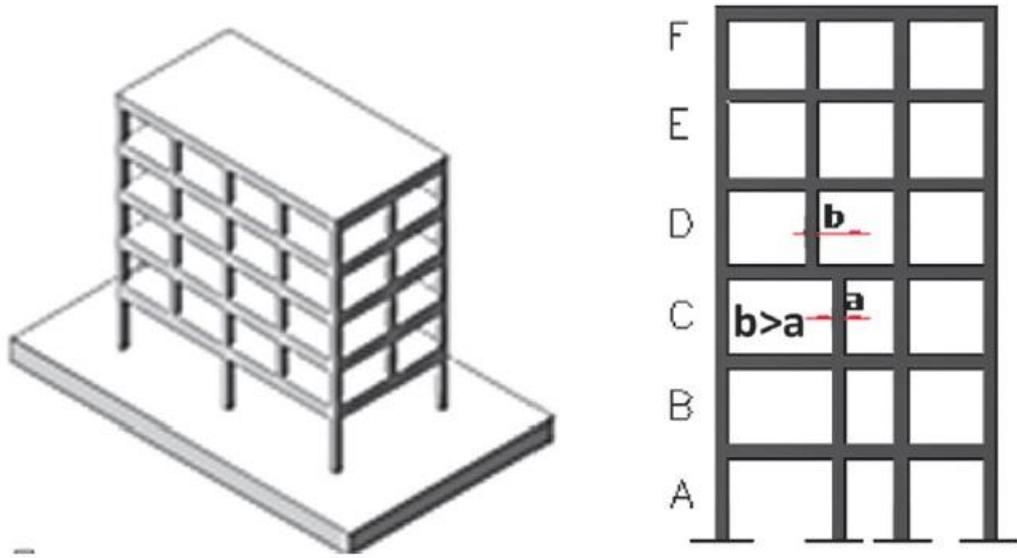


Figura 14. Discontinuidad en ejes verticales

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

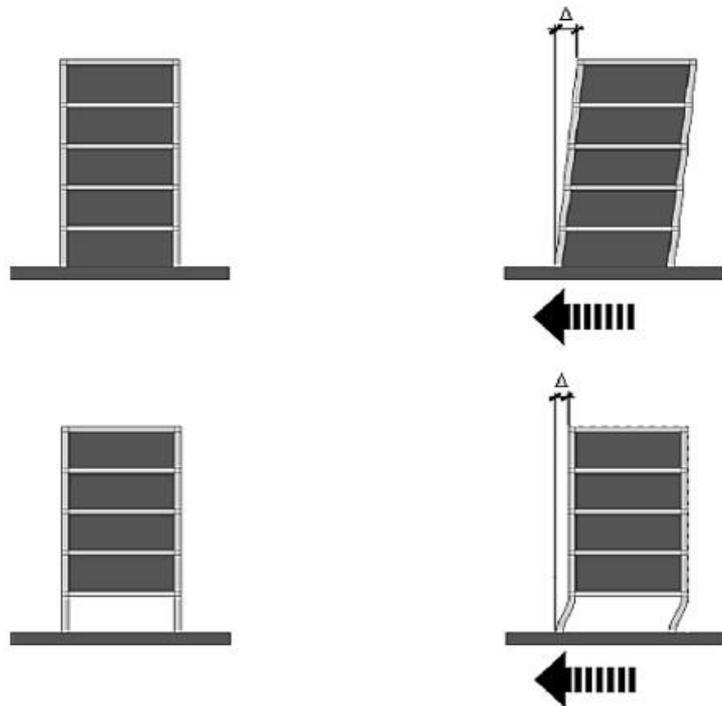


Figura 15. Piso débil

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

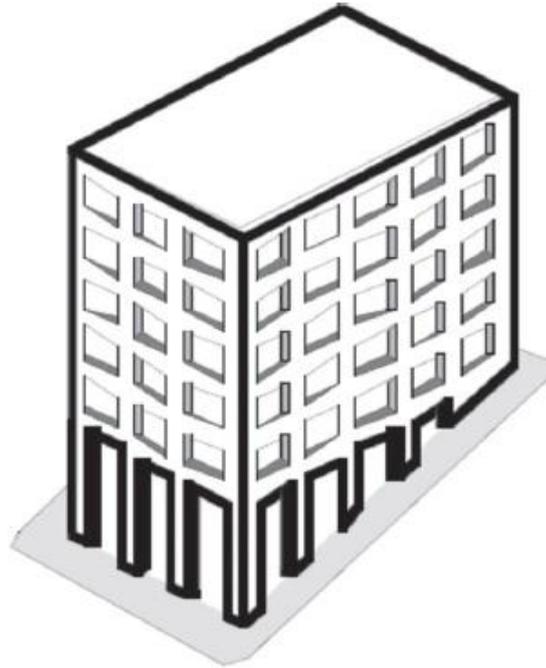


Figura 16. Irregularidad en columnas

Fuente: (NEC Guía de diseño 5, 2015)

Evaluación sísmica simplificada.

Es un método desarrollado para poder evaluar las edificaciones existentes y así clasificarlas en tres categorías alta, media y baja dependiendo de la vulnerabilidad de la construcción, en Ecuador esta evaluación se basa en la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA por sus siglas en inglés) específicamente la (FEMA 154, 2002).

Esta evaluación consiste en el llenado de un formulario (Ver Anexo 1) con unos parámetros ya definidos, esta inspección es rápida ya que el evaluador solo necesitara una visita a la edificación para de manera eficaz establecer la categoría a la cual pertenece la construcción.

El procedimiento para realizar la evaluación inicia desde la preparación del personal el cual debe tener un conocimiento pleno del formulario además de la capacitación en temas como tipos de sistemas estructurales, tipos de suelos, comportamiento de las estructuras frente a sismos, antes de realizar la visita a la edificación, es necesario la revisión documental de la construcción planos arquitectónicos, planos estructurales, información de

diseño, esto facilitara el trabajo en sitio, mientras se realice el recorrido se debe ir llenando el formulario para luego verificar que se obtuvo toda la información necesaria para poder realizar la calificación, al final del recorrido se hará un registro fotográfico de la edificación (NEC Guía de diseño 5, 2015).

Reforzamiento sísmico

Consiste en el reforzamiento de una estructura existente mediante la modificación de su sistema constructivo, con la finalidad de que dichas edificaciones sean capaces de soportar eventos sísmicos, estos refuerzos generalmente alteran la arquitectura de la edificación.

Las viviendas de tipo colonial, debido a su importancia histórica y arquitectónica, requieren la utilización de un reforzamiento que no sea invasivo y donde su principio fundamental es la de preservar su arquitectura original de la edificación.

Estudio geotécnico

Son todas las actividades de campo e investigación necesarias para determinar las características físicas y mecánicas del suelo, con la finalidad de realizar los análisis y recomendaciones necesarias para el diseño y construcción de obras que estén en contacto con el suelo, donde se logre garantizar el comportamiento adecuado entre la interacción suelo-estructura, la preservación de la vida humana y evitar la afectación de construcciones aledañas (NEC-SE-CG, 2015).

Tipos de suelos

Existen dos tipos de suelos según lo establecido en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la norma (ASTM D 2487, 2011), estos tipo de suelos son los no cohesivos o suelos granulares y los cohesivos, los suelos no cohesivos están divididos principalmente en gravas y arenas, en el caso de los suelos cohesivos o suelos finos se consideran a

las arcillas y limos (NEC-SE-CG, 2015).

Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests ^A				Soil Classification		
				Group Symbol	Group Name ^B	
COARSE-GRAINED SOILS More than 50 % retained on No. 200 sieve	Gravels (More than 50 % of coarse fraction retained on No. 4 sieve)	Clean Gravels (Less than 5 % fines ^C)	$Cu \geq 4$ and $1 \leq Cc \leq 3^D$	GW	Well-graded gravel ^E	
			$Cu < 4$ and/or $1 > Cc > 3^D$	GP	Poorly graded gravel ^E	
	Sands (50 % or more of coarse fraction passes No. 4 sieve)	Gravels with Fines (More than 12 % fines ^C)	Fines classify as ML or MH		GM	Silty gravel ^{E,F,G}
			Fines classify as CL or CH		GC	Clayey gravel ^{E,F,G}
		Clean Sands (Less than 5 % fines ^H)	$Cu \geq 6$ and $1 \leq Cc \leq 3^D$	SW	Well-graded sand ^I	
			$Cu < 6$ and/or $1 > Cc > 3^D$	SP	Poorly graded sand ^I	
	Sands with Fines (More than 12 % fines ^H)	Fines classify as ML or MH		SM	Silty sand ^{F,G,J}	
		Fines classify as CL or CH		SC	Clayey sand ^{F,G,J}	
FINE-GRAINED SOILS 50 % or more passes the No. 200 sieve	Silts and Clays Liquid limit less than 50	inorganic	$PI > 7$ and plots on or above "A" line ^J	CL	Lean clay ^{K,L,M}	
			$PI < 4$ or plots below "A" line ^J	ML	Silt ^{K,L,M}	
	Silts and Clays Liquid limit 50 or more	organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$		OL	Organic clay ^{K,L,M,N} Organic silt ^{K,L,M,O}
		inorganic	PI plots on or above "A" line		CH	Fat clay ^{K,L,M}
			PI plots below "A" line		MH	Elastic silt ^{K,L,M}
		organic	$\frac{\text{Liquid limit} - \text{oven dried}}{\text{Liquid limit} - \text{not dried}} < 0.75$		OH	Organic clay ^{K,L,M,P} Organic silt ^{K,L,M,Q}
HIGHLY ORGANIC SOILS	Primarily organic matter, dark in color, and organic odor		PT	Peat		

Figura 17. Sistema Unificado de Clasificación

Fuente: (ASTM D 2487, 2011)

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) para el diseño sismo resistente establece seis tipos de perfiles de suelo (Ver Tabla 4), donde los parámetros utilizados para la clasificación corresponden a los 30 m superiores del perfil para los tipos A, B, C, D y E. Para los perfiles tipo F se aplican otros criterios su estudio no se limita a los 30 m superiores del perfil (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 4.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s

Tipo de perfil	Descripción	Definición
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de onda cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. 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 débilmente cementados, etc.	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m 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 del subsuelo, incluyendo		

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 – Rellenos colocados con control ingenieril.	

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

Microzonificación sísmica

La norma sísmica ecuatoriana ofrece un gran aporte de lo que es la información para el diseño sísmo resistente de edificaciones, para el caso de la obtención del espectro de diseño necesario para la evaluación del desempeño de las estructuras la información obtenida es a nivel macro ya que la misma abarca grandes extensiones de área y donde las condiciones geológicas existentes pueden variar drásticamente, es debido a esta situación que el estudio por medio de la microzonificación sísmica adquiere relevancia ya que ella nos permite obtener los factores de sitio para cualquier ciudad y donde estos dependan del periodo de vibración, además de contar con la información de los factores de cercanía, periodo de vibración, conocer las características del suelo donde se está construyendo, el conocimiento de toda esta información donde se requiera implantar edificación implicara una estructura sísmicamente más segura además de existir la probabilidad de abaratar los costos ya que no se tomarían factores de seguridad mayores debido al desconocimiento de las condiciones del subsuelo, para poder obtener la microzonificación sísmica de una zona en específico, es necesario la realización de varios ensayos, como son penetración estándar y refracción sísmica (Aguir Falconí, 2003).

Ensayo de Penetración estándar

Es un ensayo desarrollado por Terzagui a finales de los años 20, es considerado el ensayo en sitio más utilizado para poder obtener la información geotécnica del subsuelo, la mayoría de los diseños de las

cimentaciones están basados en los valores obtenidos mediante esta técnica, en el año de 1958 se estandarizo bajo la norma (ASTM D 1586, 2011). El principal objetivo de esta prueba consiste en obtener la resistencia a la penetración de un suelo no cohesivo, además de tomar muestras representativas del suelo para el estudio de sus características físicas y mecánicas, para la realización de este ensayo se debe contar con un equipo de perforación, varillas para la toma de muestras, muestreador de tubo partido y martillo de 140 libras con sistema de caída.

Ensayo de Refracción sísmica

Consiste en la realización de un ensayo, que se encarga de medir el tiempo de propagación de las ondas elásticas, que transcurren entre dos sitios, el primero es el lugar donde se generan las ondas sísmicas realizando detonaciones controladas con explosivos o con martillos, produciendo vibraciones en el suelo, el segundo sitio corresponde a la llegada o punto de observación el cual se encuentra a una distancia conocida, entre ambos puntos se coloca un tendido sísmico que consta de una serie de sensores colocados en línea recta los cuales detectan las vibraciones producidas por la detonación y donde cada sensor recolecta la información del movimiento del terreno en función del tiempo también conocido como sismogramas, todos los datos obtenidos se analizan para determinar el tiempo en recorren las ondas cada sensor (Castillo Torres, 2015).

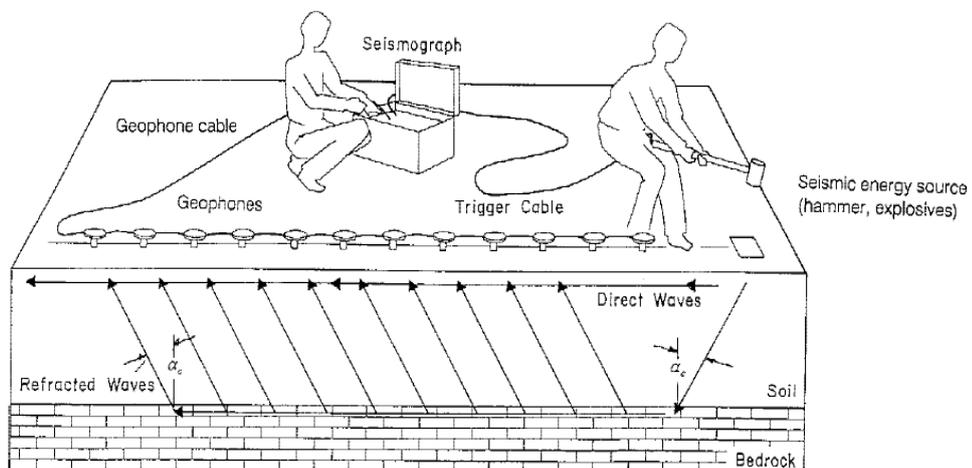


Figura 18. Disposición de campo de un sismógrafo de doce canales que muestra el camino de las ondas sísmicas directas y refractadas en dos capas suelo y rocas, α_c = Ángulo Crítico

Fuente: (ASTM D 5777, 2011)

El procesamiento de los datos registrados, se realiza una representación de los tiempos en Gráficos tiempo distancia, según la velocidad de onda arrojada se determina el tipo de suelo presente según lo establece la norma ASTM D5777, con este ensayo podemos determinar la estratigrafía del terreno de estudio, los espesores de capas y características de las mismas, necesarias para la determinación de las variables sísmicas.

Materials	Velocity	
	ft/s	m/s
Natural Soil and Rock		
Weathered surface material	800 to 2000	240 to 610
Gravel or dry sand	1500 to 3000	460 to 915
Sand (saturated)	4000 to 6000	1220 to 1830
Clay (saturated)	3000 to 9000	915 to 2750
Water ^A	4700 to 5500	1430 to 1665
Sea water ^A	4800 to 5000	1460 to 1525
Sandstone	6000 to 13 000	1830 to 3960
Shale	9000 to 14 000	2750 to 4270
Chalk	6000 to 13 000	1830 to 3960
Limestone	7000 to 20 000	2134 to 6100
Granite	15 000 to 19 000	4575 to 5800
Metamorphic rock	10 000 to 23 000	3050 to 7000

Figura 19. Rango de velocidades de ondas de compresión en suelos y roca.

Fuente: (ASTM D 5777, 2011)

Ensayo no destructivo con martillo de rebote

Este método de ensayo cubre la determinación de un número de rebote de hormigón endurecido utilizando un martillo de acero accionado por resorte, es aplicable para evaluar la uniformidad in situ del hormigón, para delinear las variaciones de la calidad del hormigón en toda la estructura y para estimar la resistencia en el lugar desarrollando una correlación en base a muestras físicas.

Para una determinada mezcla de hormigón, el número de rebote se ve

afectado por factores tales como el contenido de humedad de la superficie de ensayo, el tipo de material en forma o el tipo de acabado utilizado en la construcción de la superficie a ensayar, la distancia vertical desde el fondo de un hormigón la colocación y la profundidad de la carbonatación. Estos factores deben ser considerados en la interpretación de números de rebote.

Diferentes instrumentos del mismo diseño nominal pueden dar números de rebote que difieren de 1 a 3 unidades. Por lo tanto, las pruebas deben hacerse con el mismo instrumento con el fin de comparar los resultados. Si se va a utilizar más de un instrumento, realizar pruebas comparativas en una serie de superficies típicas de hormigón para determinar la magnitud de las diferencias que cabe esperar en las lecturas de diferentes instrumentos.

Las relaciones entre el número de rebote y la resistencia del hormigón que proporcionan los fabricantes de instrumentos se utilizarán únicamente para proporcionar indicaciones de la resistencia relativa del hormigón en diferentes lugares de una estructura. Para utilizar este método de ensayo para estimar la resistencia, es necesario establecer una relación entre la resistencia y el número de rebote para un concreto dado y un aparato dado. Establecer la relación mediante la correlación de los números de rebote medidos en la estructura con las resistencias medidas de los núcleos extraídos (ASTM C 805, 2013),

Método de Elementos Finitos (MEF)

Es un método numérico que se ha venido desarrollando, en la solución de problemas en distintas áreas de la ingeniería, entre ellas la ingeniería civil, aun cuando se les considera una herramienta poderosa, no deja de ser una aproximación del resultado buscado, donde la calidad de la solución que se obtenga depende de la distribución de la discretización de la zona de estudio, la correcta aplicación de las condiciones de borde, la inclusión precisa de las características de los materiales utilizados (López, Oller, & Oñate, 1998).

Actualmente existen infinidad de programas computacionales basadas en el método de elementos finitos, facilitando la obtención de información detallada del comportamiento de todas las variables involucradas, entre los programas que funcionan utilizando el método de elementos finitos podemos mencionar SAP 2000, ETABS, STAAD PRO y ROBOT STRUCTURAL, entre otros.

En la utilización de los programas, el diseño estructural se idealiza como modelo matemático lineal. En el modelo se incluyen todos aquellos componentes que se consideran como parte constituyente del sistema resistente de la estructura.

En función a la idealización de la estructura el programa determina la matriz de rigidez tomando en cuenta los grados de libertad considerados. Las respuestas entregadas por el software corresponden a las fuerzas internas de cada elemento en cada nodo, las reacciones en los apoyos, los desplazamientos y rotaciones en nodos y soportes.

Para las condiciones de un análisis sísmico, se realiza el análisis dinámico modal bajo espectros de diseño sismo resistente.

Como el análisis modal es independiente de la acción sísmica, el programa, a través del espectro sismo resistente de aceleración, para cada frecuencia del sistema, determina una aceleración en el espectro el cual transformada a desplazamientos y multiplicada por los factores de participación modal determina los desplazamientos en cada modo y las respuestas totales debido a la acción sísmica.

Para el diseño de los elementos, las respuestas sísmicas se combinan con las determinadas por las otras acciones según las combinaciones antes descritas.

Para el caso de edificaciones basadas en un sistema estructural de mampostería estas se pueden analizar a partir de macromodelos por medio de la aproximación de las características que componen la mampostería, este tipo de modelización son aplicables cuando la estructura está

compuesta por muros solidos con dimensiones que puedan garantizar que las tensiones internas sean uniformes, la utilización de este tipo de modelos es practico debido a la facilidad de generación de la malla, pero se debe considerar el valor entre la precisión y la eficiencia que se requiera (López, Oller, & Oñate, 1998).

Modelado de edificaciones patrimoniales

Antes de la realización de un modelado para la evaluación de una edificación patrimonial existen varios aspectos a considerar, el sistema estructural, los elementos a intervenir, las consideraciones mínimas para el diseño, las consideraciones generales con las que se desee evaluar y los métodos de diseño, entre otros (NEC Guía de diseño 5, 2015).

En el caso de la vivienda de estudio resulta ser un edificación que ya posee en su historia adecuaciones y ampliaciones realizadas por el propietario sin la participación del IMP, actualmente esta se encuentra intervenida para un rehabilitación bajo la supervisión del Instituto Metropolitano de Patrimonio, donde se está efectuando un reforzamiento estructural y adecuaciones a la vivienda debido a un incidente ocurrido donde parte de la construcción se vio afectada por fuego ocasionando los trabajos de reparación (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011).

Para la evaluación estructural de la vivienda en estudio se realizara mediante la utilización de un software computacional basado en el método de elementos finitos el cual es capaz de reflejar un comportamiento lo más real posible de la edificación ante la actuación de las diferentes cargas como las permanentes que siempre estarán presentes durante la vida útil de la edificación y corresponden a los materiales constructivos que componen el sistema estructural y arquitectónico de la vivienda, para este caso se consideran el adobe para los muros portantes, la madera presente en la estructura del entrepiso y del techo, concreto en vigas y columna existentes además del acero estructural que componen algunas modificaciones en losas con deck metálico, este tipo de cargas son aplicadas en el software al

momento de definir las características de los materiales, además de las dimensiones de cada uno de los elementos que componen el sistema estructural, tenemos también las cargas variables que corresponden al uso de los diferentes espacios de la edificación ya sea para los entrepisos, techo o escaleras, estas cargas son definidas por la NEC-SE-CG norma que se encarga de establecer las cargas que actúan en una edificación y por último tenemos las cargas accidentales compuesta por los cargas sísmicas, estas cargas dependerán de las características geotécnicas de la zona y por medio de un análisis de diversas variables como son la zona sísmica, el tipo de suelo, factores de sitio, importancia de la edificación, el coeficiente de reducción de respuesta entre otros, necesarios para determinar el espectro de diseño sísmico.

El proceso del modelado en esta edificación se hace complicado, por la diversidad de materiales presentes, donde se debe tener cuidado con las conexiones entre cada uno de los elementos que la componen e idealizar un comportamiento estructural lo más real posible, el modelado de elementos como el concreto armado y el acero estructural es bien conocido, ya que se cuenta con la información necesaria para la realización del modelo, por eso el énfasis recae sobre los elementos poco conocidos como los muros de adobe y las estructuras en madera además de la condición para la interacción entre la superestructura y la infraestructura (López, Oller, & Oñate, 1998).

Para los muros portantes el modelado el mismo puede hacerse de diferentes formas como una micromodelización detallada en donde el ladrillo y el mortero se toman como elementos diferentes generando un comportamiento discontinuo en la interacción de conexión, se puede realizar una micromodelización simplificada donde tanto el mortero como el ladrillo se consideran un elemento único pero de igual manera que el caso anterior se consideran discontinuos en su interacción ladrillo-mortero, el último caso corresponde a una macromodelización, esta consiste en que tanto los elementos como el ladrillo y el mortero son continuos, también existe continuidad en la interacción entre ellos haciendo una homogenización del

muro haciendo más simple el estudio del comportamiento del mismo (López, Oller, & Oñate, 1998).

Con el uso del software de diseño los muros se idealizaran como elementos tipo Shell, que son estudiados como elementos de áreas, el cual analiza todas las posibles consideraciones de desplazamientos y giros en cada nodo de la malla que compone al elemento, una consideración que hace el programa con los elementos de área es que los mismos solo están conectados con otros elementos por medio de las aristas, por lo que es necesario una discretización del área en secciones más pequeñas mediante la generación de una malla interconectada entre sí. El comportamiento del muro para su verificación posterior será a través del método de esfuerzo admisibles (Carrión Granja, 2016).

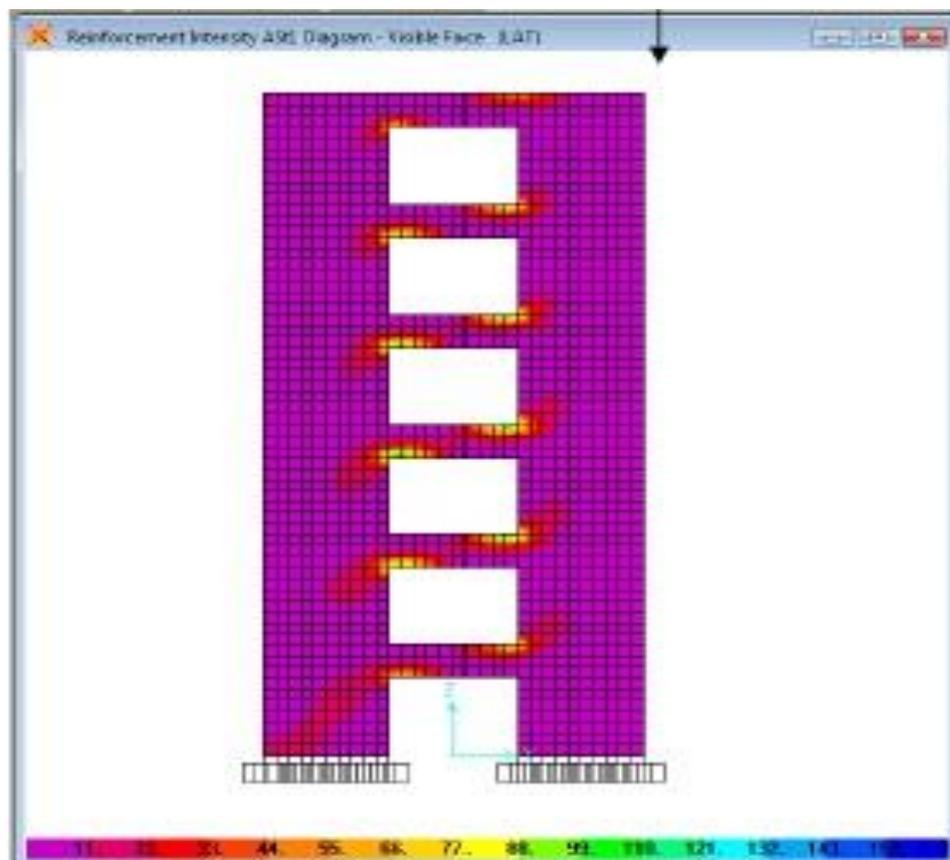


Figura 20. Modelado de muros, seccionado interno y conexión con la cimentación.

Fuente: (Computer and Structure Inc., 2013)

En el caso de la madera según el elemento a estudiar ya sean vigas o entrepisos, estas se consideraran tipo Beam, que son elementos lineales y tipo Shell respectivamente, en el caso de los elementos tipo lineales estos están condicionados en los extremos mediante conexiones que pueden ser a momento por medio de empotramientos o a corte con la utilización de articulaciones, para el definición de las propiedades de la madera aquí se debe conocer con certeza el tipo de madera utilizada para poder introducir las propiedades mecánicas exactas que correspondan, igual que en el caso de los muros de adobe se verificara su desempeño con el método de esfuerzos admisibles. La interacción que se debe dar entre la superestructura y la cimentación no se modelara y se consideraran los muros y columnas completamente empotrados, esto debido a la incertidumbre del sistema de cimentación existente, además que el mismo no fue intervenido durante la rehabilitación (Carrión Granja, 2016).

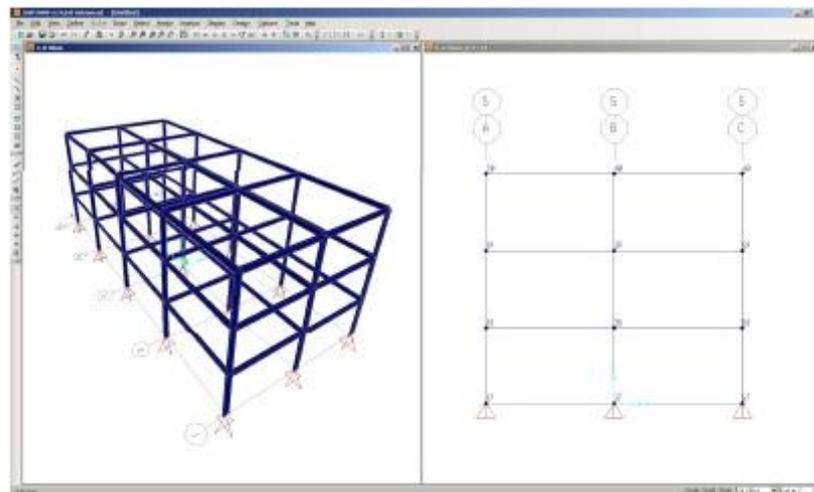


Figura 21. Modelado de vigas y columnas y conexión con la cimentación.

Fuente: (Computer and Structure Inc., 2013)

Rehabilitación de estructuras patrimoniales en Quito

Para el año 1987, específicamente el 5 de marzo la ciudad de Quito,

sufrió un terremoto, que afectó en gran manera las edificaciones que conforman el patrimonio urbano de la ciudad, debido a este evento se crea el Fondo de Salvamento del Patrimonio Cultural (FONSAL), que en la actualidad se conoce bajo el nombre del Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP), el cual tiene como objetivo principal la restauración, conservación y protección de los bienes históricos, artísticos, religiosos y culturales, enfocados en la conservación y recuperación de las áreas patrimoniales de la ciudad de Quito, donde su esfuerzo se concentra en la restauración de los diferentes monumentos y edificaciones de interés, además de la rehabilitación y mejoras de los espacios públicos, edificaciones residenciales y comerciales que se encuentran en las áreas del Distrito Metropolitano (Manitio & Vásconez, 2013).

Los inicios de esta institución provienen desde el año 1945 donde se promulga la Ley de Patrimonio Artístico, creando a la Dirección de Patrimonio Artístico, iniciando sus actividades en 1973, en el año 1978, el Centro Histórico de Quito es declarado por la UNESCO, como Patrimonio Cultural Mundial.

En 1987 el Congreso Nacional emite la Ley 82 que establece la creación del Fondo de Salvamento del Patrimonio Mundial, considerando, que la ciudad de Quito es declarada Patrimonio Cultural de la Humanidad y se hace imprescindible la protección, conservación y la restauración de los bienes culturales pertenecientes al país, todo esto debido al terremoto ocurrido en marzo el cual afectó la estructura de las edificaciones declaradas como patrimonio cultural.

En el año 2008, se establece en la Constitución, que las municipalidades serán las encargadas de la preservación y mantenimiento del patrimonio y los espacios públicos, en el 2010 nace el Instituto Metropolitano de Patrimonio.

2.3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La ubicación del proyecto es en la Provincia de Pichincha, Cantón Quito, Parroquia Centro Histórico, Barrio San Roque Calle Imbabura entre Bolívar y Alianza, Quito-Ecuador.

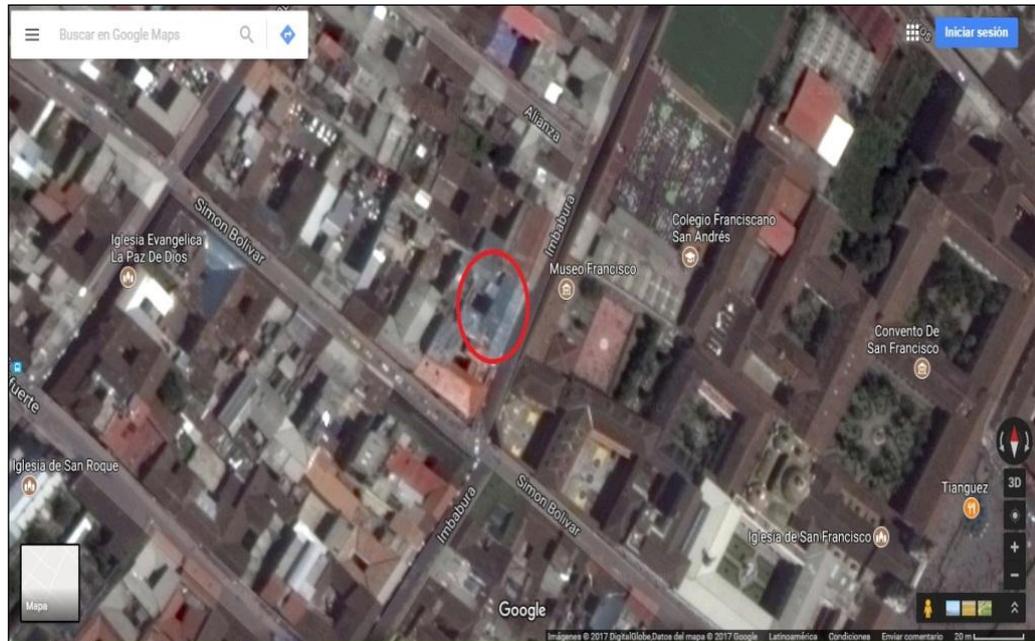


Figura 22. Ubicación de la vivienda de estudio.

Fuente: (Google-maps, 2017)

2.4 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS PATRIMONIALES DEL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO.

La ciudad de Quito en Ecuador, fundada en el siglo XVI, posee una cultura histórica importante, debido a la excelente preservación de las diferentes edificaciones monumentales en su haber, y declarada por la UNESCO el 8 de Septiembre de 1978, como el primer Patrimonio Cultural de la Humanidad.

Las edificaciones que se encuentran en centro histórico cuentan con estructuras de carácter religioso, gubernamental y una vasta variedad de inmuebles, donde su diseño está influenciado principalmente por la arquitectura española, con diferentes estilos que van desde el manierismo hasta el contemporáneo.

2.5 CARACTERÍSTICAS DEL INMUEBLE.

El inmueble a evaluar es una edificación que data del siglo XX en su tercer periodo, su tipología arquitectónica es residencial, siendo esta una vivienda urbana tradicional de uso residencial originalmente, en la actualidad el uso es compartido siendo residencial y comercial, el régimen de propiedad es privado de tipo particular, ocupado por el propietario con arrendamiento parcial, con un buen estado de conservación en general.

El área del lote de la vivienda es de 848 m², el frente posee una longitud de 27 m, un área de construcción total de 1170 m², distribuidos de la siguiente manera, planta baja 560 m² y el nivel 1,610 m², un área sin construir de 210 m². La edificación posee dos patios, 7 habitaciones particulares y área de lavadero común.

La vivienda de dos niveles posee una trama urbana tipo damero, con un estilo Neo historicista, con fachada baja de forma recta ubicada al frente, adaptada a la topografía del terreno que es en pendiente, posee una ornamentación de aleros con canecillos en el segundo nivel con un antepecho en hierro forjado, con paños lisos de color amarillo, zócalos ornamentados, vanos en las puerta principal, puertas secundarias y ventanas principales.

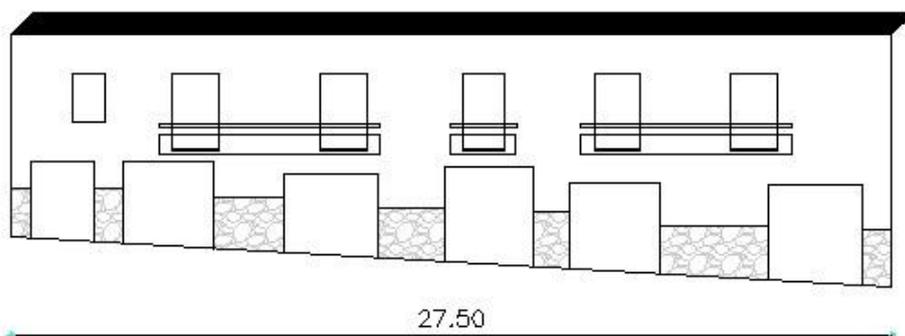


Figura 23. Fachada de la vivienda

Fuente: (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011)

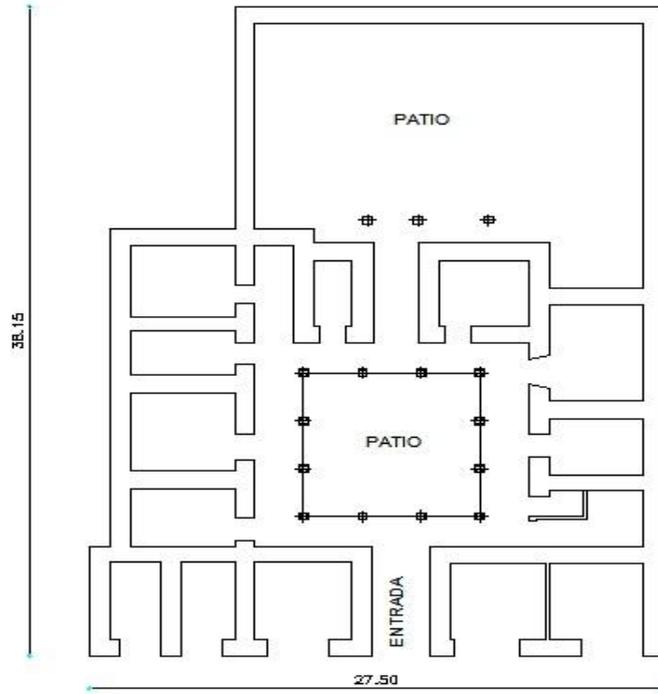


Figura 24. Planta Baja

Fuente: (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011)

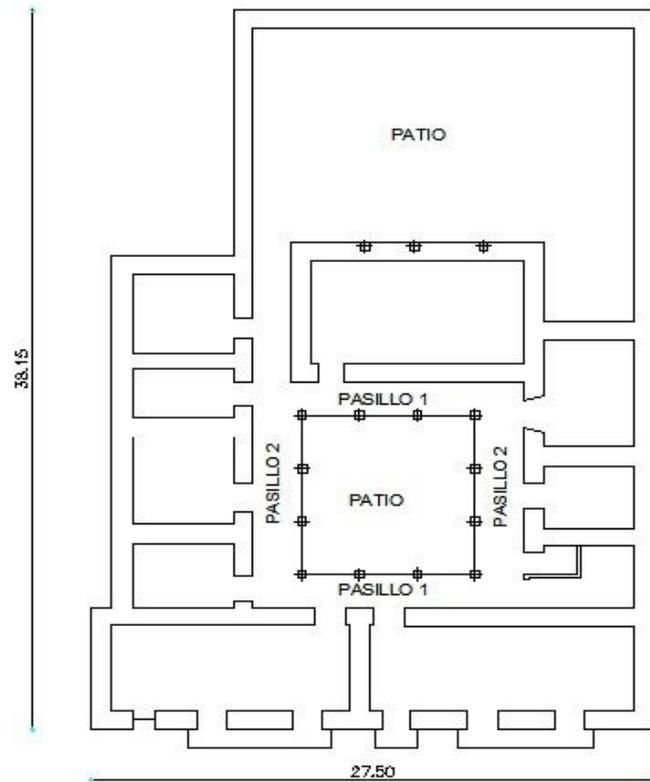
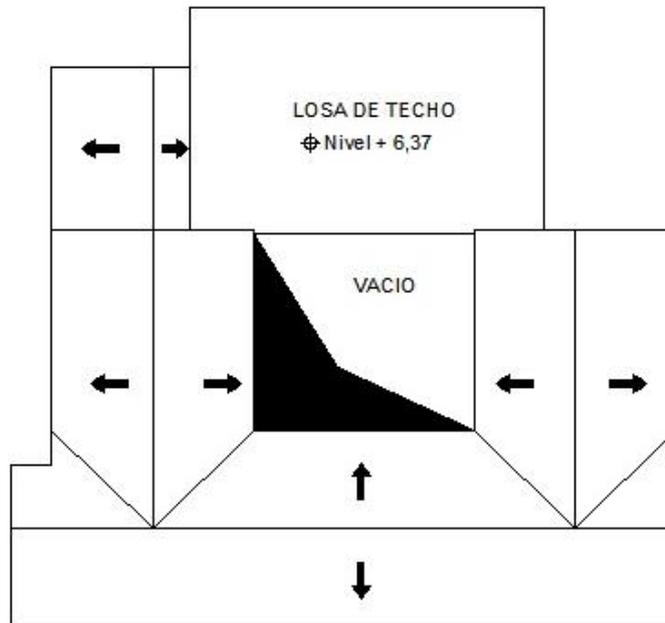


Figura 25. Planta nivel 1

Fuente: (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011)

**Figura 26. Planta techo**

Fuente: (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011)

**Figura 27. Vivienda de estudio**

En los años 80` la edificación presentó un siniestro el cual fue un incendio, ocasionando pérdidas de gran parte del techo, desde el evento

ocurrido la edificación ha permanecido deshabitada, actualmente se procedió a realizar la rehabilitación del inmueble por parte del propietario, debido a que esta construcción se encuentra protegida ya que forma parte del Centro Histórico del Distrito Metropolitano de Quito, por lo que Instituto Metropolitano de Patrimonio (IMP) es el ente encargado de todo lo que corresponde a rehabilitaciones y remodelaciones de las edificaciones en el área. El IMP se encarga de todos los proyectos desde su concepción hasta la ejecución, desde la realización de la ingeniería básica y de detalles, procura de materiales y construcción utilizando constructoras ya avaladas por ello para la ejecución de los trabajos.



Figura 28. Techo afectado debido al incendio

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

La metodología principal a usar es el método inductivo basado en un alcance de tipo exploratorio, que permitirá obtener conclusiones y hechos generales a partir de un caso particular a través de la recopilación exhaustiva de información técnica cualitativa y cuantitativa, que nos permita caracterizar la estructura patrimonial a estudiar, para posteriormente entrar en una etapa de creación de un modelo tipo piloto realizado computacionalmente que sea lo más semejante a la estructura real.

Con el modelo computacional ejecutado será posible realizar múltiples iteraciones con diversos casos que permitirá hacer experimentos, lo cual define la investigación en esta fase como experimental, ya que se podrá modificar ciertas variables independientes relacionadas a la configuración estructural de la vivienda para evaluar finalmente el objeto principal de la investigación que es la resistencia sísmica de la vivienda en la ubicación actual, el tipo de suelo en la que está asentado y el riesgo sísmico de la zona.

Como objetivo principal se buscará determinar si las practicas realizadas por el IMP y las contratistas proporcionan algún tipo de reforzamiento sísmico a la estructura y en caso contrario la investigación buscará proporcionar recomendaciones para este caso particular, que sirvan de bases para futuras intervenciones de viviendas patrimoniales.

Para lograr este objetivo inicialmente se escogerá del universo de viviendas patrimoniales del centro histórico de Quito, una población compuesta de las viviendas que se encuentran actualmente en rehabilitación por el IMP y de estas se escogerá una vivienda modelo que servirá para la evaluación a realizar, esta vivienda deberá contar con características que permitan contrastar los resultados obtenidos por las modificaciones típicas

tradicionales realizadas por el IMP en contraparte a la evaluación teórica y a los cálculos sísmico estructurales a fin de determinar en primer lugar si las practicas realizadas por el IMP son efectivas desde el punto de vista sísmico estructural y por otra parte si no es así recomendar mejores prácticas ingenieriles que permitan intervenciones futuras de mayor calidad y que garanticen la resistencia de los patrimonios estructurales ante eventos sísmicos en el tiempo.

Entre las características que son deseables en la vivienda a seleccionar para el estudio las más importantes son:

- Que la intervención de la misma incluya reforzamientos o apuntalamientos de muros.
- Que exista información o memoria descriptiva de los trabajos realizados o en ejecución.
- Que existan planos de la edificación.
- Que exista data de la construcción original, al menos la fecha, o rango de fecha de construcción.

Los resultados teórico – experimentales a obtener se lograran a través de la modelación de la vivienda, haciendo inicialmente un levantamiento exhaustivo de las características la misma, materiales de construcción, arquitectura y dimensionamiento. Una vez obtenido el modelo más semejante a la estructura real se procederá a hacer una simulación computacional a través de un programa basado en teorías de elementos finitos, donde se estudiara inicialmente la estructura de forma estática, con todas las respectivas cargas y posteriormente se procederá a hacer un análisis dinámico modal, donde se someterá el modelo a cargas sísmicas en diversos sentidos y mezclas de los mismos a fin de determinar a cuál de estos es más vulnerable.

Lo que se busca es a nivel computacional simular la resistencia sísmica de la estructura e inclusive determinar cómo mejorar la misma.

3.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Investigación Tipo Experimental; esta se refiere a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas antecedentes), para analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos consecuentes), dentro de una situación de control para el investigador (Hernandez Sampieri, 2014).

Para ello se debe definir las variables que actúan en la presente investigación, las cuales serán dos, la primera la variable independiente que va a ser las características de la estructura de la vivienda patrimonial de la casa Imbabura y la segunda será la variable dependiente que es aquella que por consecuencia de la variable independiente se ve afectada, en este caso será la capacidad de tiene la estructura de soportar cargas sísmicas.

3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación es de tipo Experimental con características de evaluación cuantitativa y cualitativa (Mixta), y se diseña para ejecutarse en tres etapas que se desarrollan a continuación.

Etapa I. Bibliográfica: En esta fase se realiza la recopilación de la información necesaria para la prosecución de la investigación, para ello se revisará la bibliografía en el estudio de las fuentes posibles de conocimientos relacionados con el tema de investigación tales como tesis, publicaciones científicas, revistas especializadas, consultas a especialistas, conferencias, libros. Realizando un proceso de búsqueda, recopilación, organización valoración, crítica e información bibliográfica.

Etapa II. De Campo: Se utilizarán métodos teóricos, como el análisis clasificando y ponderando la evaluación de la situación actual de la edificación patrimonial, incluyendo ensayos de campo basados en la información ya recolectada, además de la síntesis proveniente de entrevistas, observaciones, entre otros en el estado del arte del tema de investigación.

Etapa III Experimental: Se entiende por experimento, a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes, para analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos consecuentes), dentro de una situación de control para el investigador (Hernandez Sampieri, 2014). En este caso de investigación se plantea un experimento donde se realizará un primer análisis estructural de la vivienda Imbabura, en condiciones originales previas a la intervención de la remodelación y posteriormente se evaluará el efecto de los refuerzos y las modificaciones realizadas a la estructura para valorar si estas son efectivas estructuralmente. Adicionalmente se evaluará cual sería técnicamente la mejor propuesta de reforzamiento para soportar un evento sísmico.

En este experimento se tiene como variable independiente el reforzamiento estructural que influye en la variable dependiente que es la resistencia sísmica de la estructura.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

El universo de viviendas de tipo colonial (patrimoniales) que se encuentran en el centro histórico de la ciudad de Quito, es en total 4286 inmuebles inventariados como patrimoniales (Municipio de Quito, 2015).

Sin embargo solo es de interés de la presente investigación definir como población aquellas viviendas que en la fecha del estudio estaban siendo rehabilitadas a nivel estructural en el centro histórico de la ciudad.

De la población de viviendas en rehabilitación se decidió seleccionar como *análisis de caso* una vivienda que cumple con las características deseables para este tipo de investigación.

Siendo el *análisis de caso* un tipo de investigación procesual, sistemática y profunda de un caso en concreto. Que no requiere de una selección de muestra estadística, por el contrario es un tipo de muestra no estadística o dirigida (Hernandez Sampieri, 2014).

La muestra seleccionada para el estudio es una (01) vivienda patrimonial en particular, esta es la Vivienda Imbabura, ubicada en la calle del mismo nombre en el centro histórico de Quito.

3.5 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La investigación requiere obtener documentación referente a la edificación patrimonial seleccionada, conocer la zona sísmica donde se encuentra ubicada para así analizar la información con el software seleccionado para emitir una evaluación sismo resistente.

Fuentes y Técnicas de Recolección de Información:

De la edificación patrimonial se requiere levantamiento estructural para conocer cuál es el estado en el que se encuentra actualmente la edificación y planos de la misma la cual será recolectada del Instituto Metropolitano del Patrimonio (IMP); la zona sísmica y datos necesarios para la elaboración del espectro de diseño será recolectada de proyectos de construcción actuales realizados en la zona y la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC, NEC-SE-DS, Cargas Sísmicas - Diseño Sismo Resistente.

Análisis de Datos:

Una vez obtenidos los datos geométricos e información sísmica necesaria se procederá al análisis estructural. Los resultados serán necesarios para realizar la evaluación sismo resistente.

CAPÍTULO IV

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

2.6 LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO Y ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL REHABILITADA.

Levantamiento arquitectónico

Para la realización del levantamiento arquitectónico de la edificación de estudio, se procedió a realizar el dimensionamiento de todas las áreas que conforman la vivienda, como son la fachada, espacios interiores y exteriores, el levantamiento en planta y elevación se realizó utilizando el método de triangulación, y los equipos empleados fueron cinta métrica y nivel laser, estableciendo niveles de referencia, minimizando así el error en la medición considerablemente.

El levantamiento de la fachada se realizó midiendo el espacio interior entre el piso, entre piso y techo, considerando los espesores de la losa de entrepiso y la medición exterior que va desde el piso hasta el punto mayor altura del techo, además de considerar los cerramientos como puerta principal, ventanas principales, ventanas secundarias, distribución de los balcones y puertas metálicas para acceso a los locales.

En el techado se considera una sección referencial con la finalidad de establecer las dimensiones, esto se hace debido a que la distribución de los elementos de madera que componen el techo, son variables ya sea en los elementos principales o los secundarios.

Los detalles constructivos de la cubierta y cielo raso se realizan aprovechando los espacios abiertos existentes para obtener una información precisa de los métodos constructivos utilizados en la rehabilitación, además de la dimensión, espesores y materiales utilizados en la vivienda de estudio.

Toda la información recolectada se plasma en los diferentes planos arquitectónicos a desarrollar como son los de fachada, las diferentes plantas (planta baja, planta de entresuelo y planta techo), y cortes, adicionalmente se anexa información gráfica mediante un levantamiento fotográfico de las diferentes áreas que componen la edificación.

La edificación es una combinación de la construcción original que es de tipo tradicional con adecuaciones y ampliaciones realizadas con materiales y técnicas modernas.

Fachada de la edificación donde se observa que la misma es de dos niveles, en planta baja existen varios accesos a locales comerciales, con entradas independientes, además de la entrada principal de la vivienda la cual mediante un corredor principal conduce directamente al patio central en el cual se desarrolla la estructura, en la segunda planta se tienen ventanas y balcones a los cuales se acceden mediante puertas de madera de las habitaciones distribuidas en dicho nivel.



Figura 29. Fachada casa Imbabura

La distribución en planta baja consta de cuatro locales al frente de la vivienda, entrada principal que conecta con el patio central donde se encuentran adicionalmente 3 habitaciones y al final de la edificación un

pasillo que conecta al patio posterior.



Figura 30. Patio central casa Imbabura

En la segunda planta se tienen siete habitaciones distribuidas en todo el nivel, además de contar con dos salas y dos comedores, una cocina y un hall al final de la edificación que conecta con el patio posterior, para el acceso a esta planta se cuenta con tres escaleras dos en el patio central y la tercera en el patio posterior.

Levantamiento estructural

La casa Imbabura al ser una vivienda con métodos constructivos combinados con sistemas tradicionales y modernos, cuenta en su haber con una diversidad de materiales tan rudimentario como la piedra, madera, adobe y actuales como bloques, estructura metálica y hormigón armado. Esta diversidad es un desafío para la generación del modelo matemático ya que la información suministrada y la disposición de los diferentes elementos que conforman la estructura de la edificación deben estar identificadas para así evitar errores que puedan surgir durante la evaluación de la vivienda.

Para la descripción del levantamiento estructural de la edificación se

iniciaría desde sus cimientos, los cuales son una combinación de piedra y hormigón, según lo establece el IMP en su inspección de campo, como se puede observar en la figura 31.

2.5 Descripción Física General del Inmueble		2.5.3 Evaluación Física del Inmueble	
Elementos		2.5.3.1 Materiales	
Orientación	1-2	Piedra - 2-Hormigón	
Columnas / Pilares	1-2	1-Adobe 2-Tapal 3-Entrepiso	
Vigas	2	1-Madera 2-Tierra	
Losas / Entrepisos	2	1-Adobe 2-Aluminio 3-Cobre	
Arcos		1-Piedra 2-Ferropeso 3-Vigotas	
		1-Aluminio 2-Zinc 3-Tela asfáltica	
		1-Vidrio 2-Plexiglass	
		1-Cerámica 2-Malla 3-Cerán	
		1-Castoró 2-Tirol 3-Aislados	
		1-Baldosa 2-Cerámico	
		1-Adoquin 2-Cemento	
		1-Marmol	
		1-Truvados 2-Muleta	
		1-Tritura	
		1-Forma para decoración	
		1-Papel Tapé	
		A. B. C. Otras	

Figura 31. Ficha de Inspección de Campo, materiales de cimentación

Fuente: IMP

El primer nivel está conformado por el sistema de muros portantes, estos están constituidos en adobe con un ancho de un metro, mampostería en adobe y columnas circulares en el patio central de diámetro nominal 40 cm y columnas cuadradas en el patio posterior con sección de 40 cm (Ver Anexo 2), para el nivel 1 existe la continuidad de los muros en adobe con un sistema de entrepiso en madera, además de la continuidad de las columnas en el patio central cambiando de sección circular a cuadrada con ancho de 40 cm, las columnas del patio posterior se mantienen en sección y longitud (Ver Anexo 3), para el nivel de techo se tiene una estructura en madera para los techo a dos aguas y una losa de concreto (Ver Anexo 4), los refuerzos realizados se contemplan en madera con un sistema de dos muros reforzados mediante cruces de San Andrés, reforzamiento de un muro con uso de cruz y refuerzos con llaves en encuentros de muros tipo T (Ver Anexo 5).



Figura 32. Columnas de concreto armado



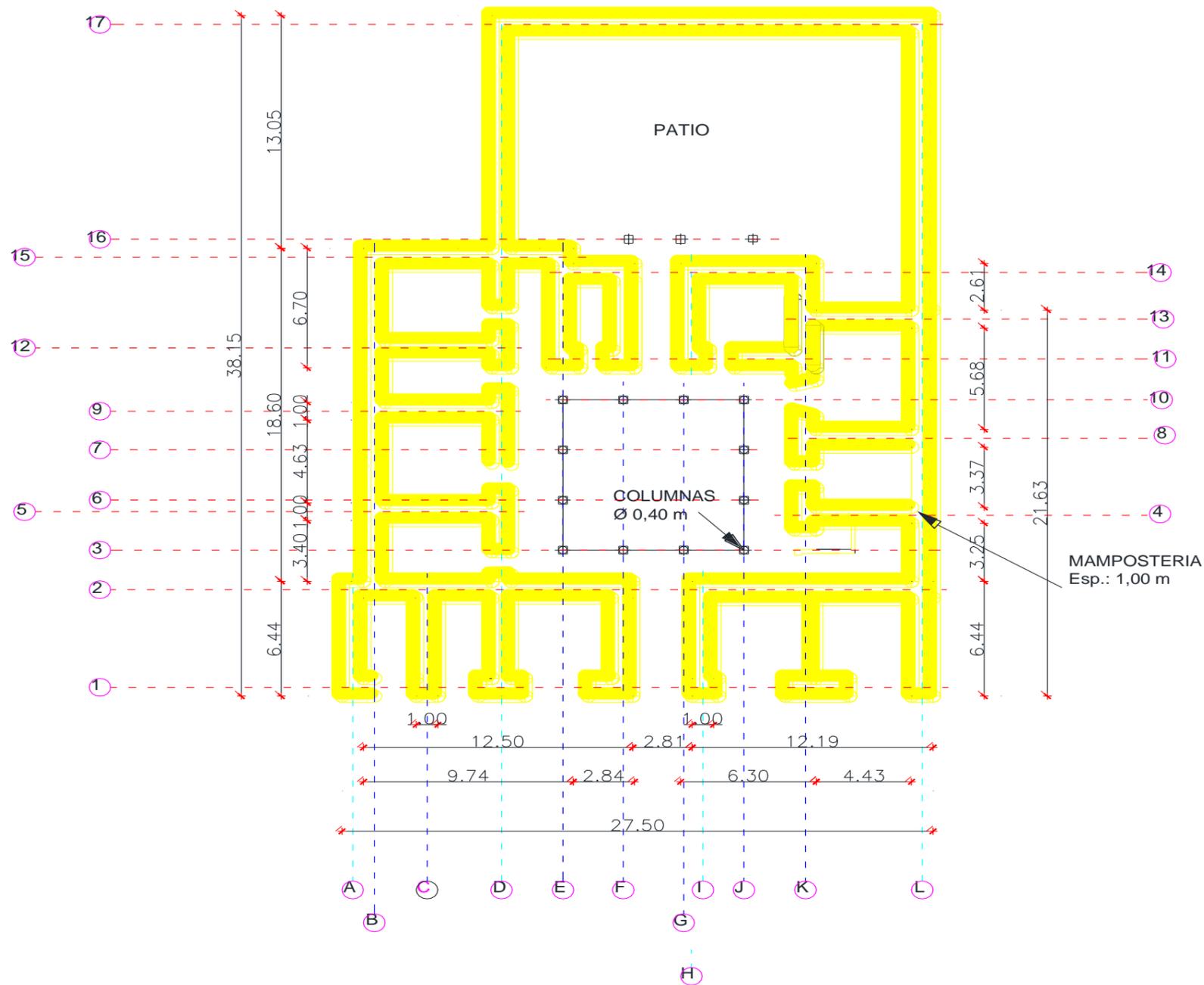
Figura 33. Sistema de vigas de entepiso



Figura 34. Techo de la vivienda

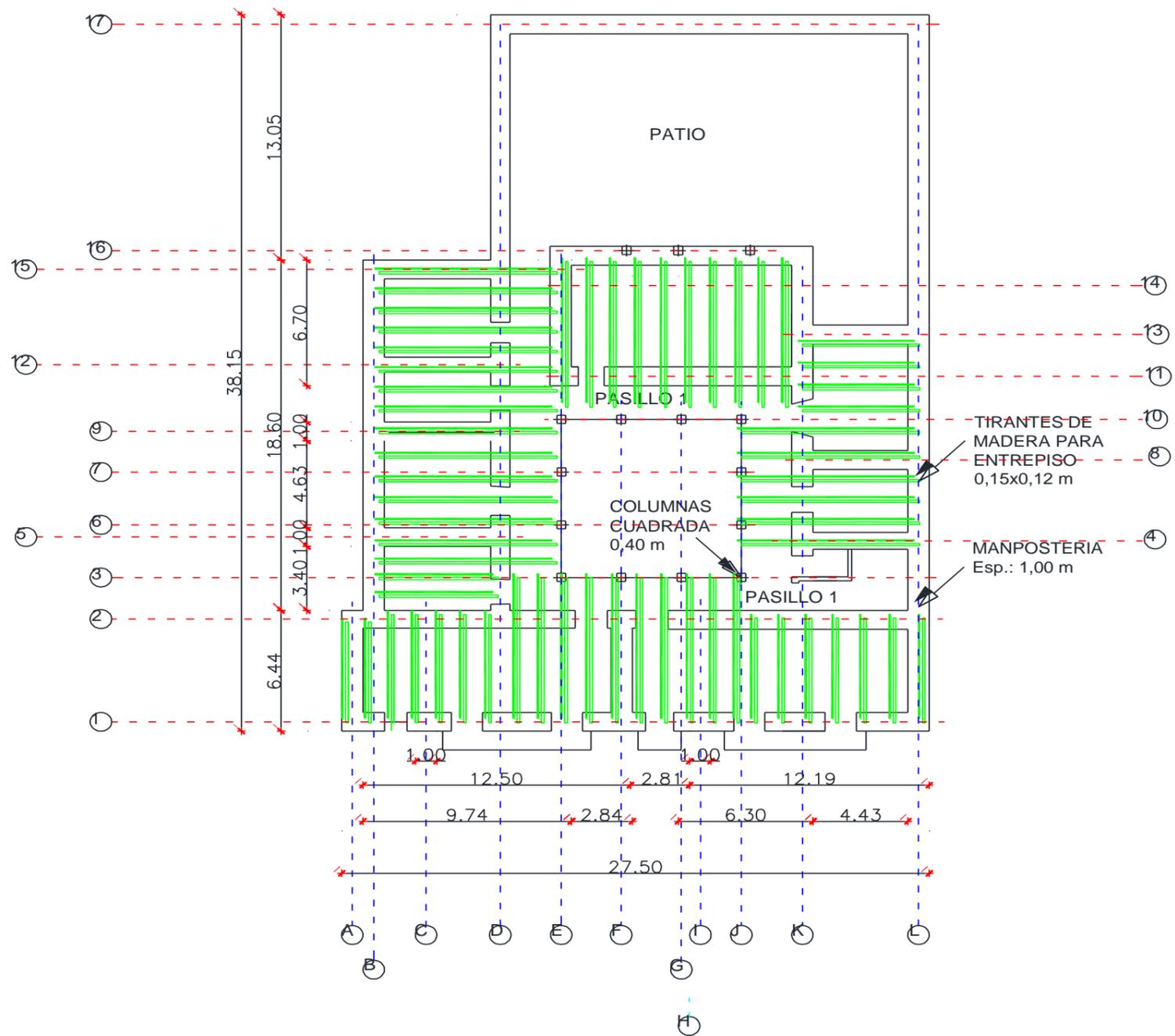


Figura 35. Sistema de vigas de techo en madera



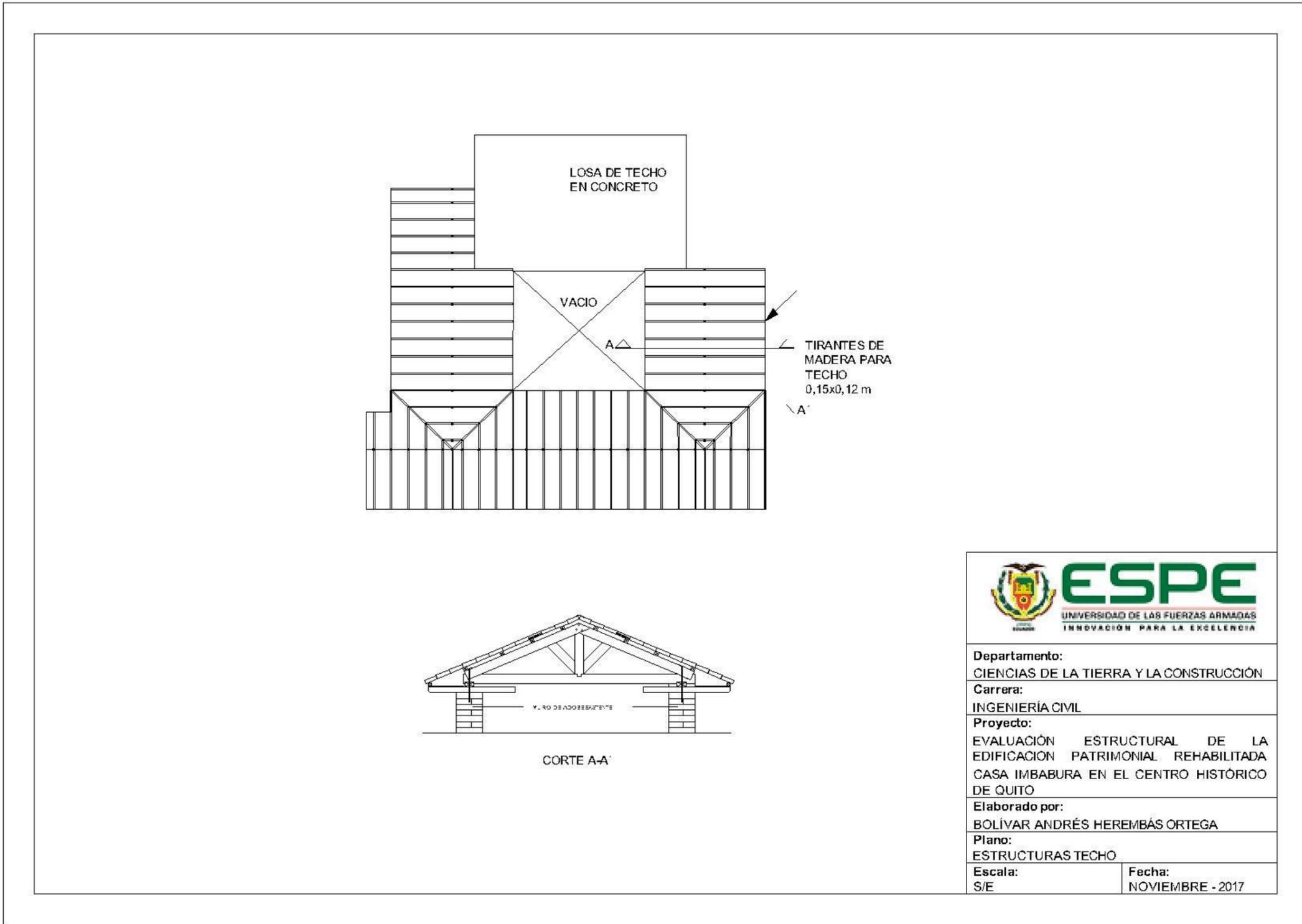
Departamento: CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera: INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO	
Elaborado por: BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano: ESTRUCTURAS PLANTA BAJA	
Escala: S/E	Fecha: NOVIEMBRE - 2017

Figura 36. Plano estructural Planta Baja



Departamento: CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera: INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO	
Elaborado por: BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano: ESTRUCTURAS NIVEL 1	
Escala: S/E	Fecha: NOVIEMBRE - 2017

Figura 37. Plano estructural Nivel 1



 ESPE UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA	
Departamento: CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera: INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO	
Elaborado por: BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano: ESTRUCTURAS TECHO	
Escala: S/E	Fecha: NOVIEMBRE - 2017

Figura 38. Plano estructural de Techo

2.7 RIESGO SÍSMICO PRESENTE EN LA ZONA

El riesgo sísmico en cualquier zona está definido por tres factores, el peligro sísmico, el nivel de exposición y la vulnerabilidad al daño que posean las edificaciones, en Ecuador la mayor parte de su territorio es considerado de alto peligro sísmico como se puede observar en la figura 39 de la NEC-SE-DS. La vulnerabilidad al daño que tiene la vivienda de estudio al estar ubicada en la ciudad de Quito es considerada de alta peligrosidad sísmica por ser considerada con un alto grado de exposición. Es por lo expuesto que una estimación precisa del riesgo sísmico se hace fundamental para mitigar las pérdidas humanas y daños materiales que conlleva la ocurrencia de un sismo.

En el caso de la edificación de esta investigación al ser una construcción de vieja data, cobra mayor relevancia una evaluación estructural detallada y el diseño de sistema de rehabilitación sísmica, con la finalidad de realizar un reforzamiento capaz de mejorar el desempeño de la edificación y acorde a las necesidades presentes en la zona.

Quito se encuentra en una zona sísmica V, con una caracterización del peligro sísmico alto, con una aceleración máxima en roca de 0,40, según lo establece la NEC.

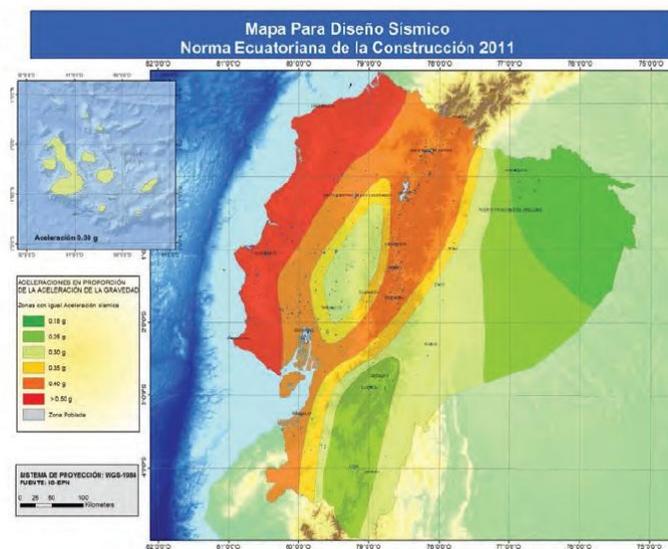


Figura 39. Mapa de diseño sísmico

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

2.8 REFRACCIÓN SÍSMICA

A continuación se presentan los resultados obtenidos del ensayo de refracción sísmica, dentro de las instalaciones de la vivienda, para lo que se procedió a realizar la colocación de seis 6 geófonos junto con el tendido sísmico sobre el terreno a lo largo de la vivienda, una vez colocados los geófonos sobre el terreno, se conectan a la red eléctrica de la línea que lleva la señal al sismógrafo, donde se verificó la operatividad del equipo y de que no exista un corto circuito en la línea y que no estén dañados los geófonos, por último se genera la prueba con martillo golpeando cada uno de los geófonos instalados y tomando las lecturas en el sismógrafo.



Figura 40. Instalación de geófonos y tendido sísmico



Figura 41. Realización de ensayo con martillo



Figura 42. Registro en el sismógrafo

Análisis de velocidad de onda (Vs).

El Análisis Multicanal de Superficie (MASW), es un método sísmico no destructivo, se usa para evaluar y extraer información de la velocidad de onda de corte (V_s) a partir de ondas superficiales, vinculado al mismo módulo de corte (G) (GEORYS INGENIEROS S.A.C., 2016). Además, permite obtener un modelo unidimensional de la propagación de ondas de corte a 20-30 m de profundidad.

La técnica es una exploración indirecta, que implica un mazo que impacta en el suelo. Las vibraciones generadas debido al impacto del mazo son recolectadas por Geófonos electromagnéticos (receptores) instalados en la vertical dirección y en una matriz lineal con un espaciamiento constante en la superficie del suelo para obtener la curva de dispersión experimental de la velocidad de fase de onda de Rayleigh. Normalmente, se realizan varias tomas del mazo en ambos extremos del conjunto para asegurar que se obtienen curvas de dispersión confiables y claras (Park, Miller, & Xia, 1999), (Geofísica, 2017) este procedimiento permite a su vez conocer el tipo de suelo sísmico, rigidez del terreno, hundimiento y movimientos de las infraestructuras en la zona de estudio.

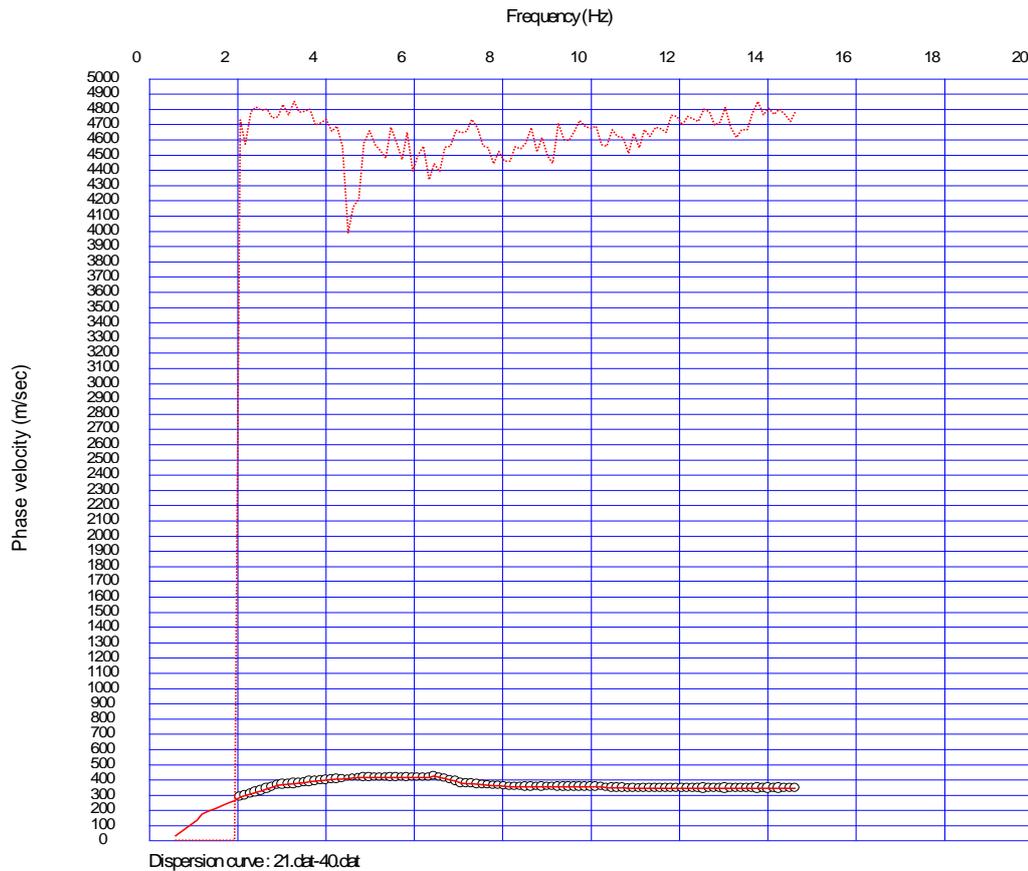


Figura 43. Curva de dispersión

Fuente: (Geofísica, 2017)

Los datos que se obtiene con este estudio son óptimos para el análisis multicanal, por lo tanto, las fuentes barridas son preferidas si pueden ser frecuencia y amplitud optimizada para el objetivo. Los datos de fuente impulsiva, por otro lado, necesitan ser descompuestos en un formato de frecuencia de barrido para exponer la relación de velocidad y frecuencia de fase del rollo de tierra dispersivo. La configuración básica de campo y la adquisición de la rutina para MASW es generalmente la misma que la utilizada en el convencional de punto medio común (CMP) cuerpo de onda de reflexión encuestas. Algunas reglas empíricas para el análisis son inconsistentes con optimización de la reflexión. Esta concordancia permite el desarrollo de las variaciones del campo de velocidad cerca de la superficie, que se puede utilizar para correcciones estáticas precisas en los perfiles de reflexión (Park, Miller, & Xia, 1999).

Este ensayo puede ser eficaz con tan sólo doce canales de grabación Conectados a geófonos simples de baja frecuencia (<10 Hz) (Park, Miller, & Xia, 1999).

La inversión de las ondas estima las propiedades elásticas (deformación módulo de corte, volumétrica, etc.) por lo que para encontrar la solución dentro de los posibles candidatos requiere de la optimización de la información.

Este método brinda mejores resultados tanto en medios dispersivos como en medios no dispersivos, resulta una técnica más confiable y económica para el cálculo de los modelos de velocidad de onda de corte, debido a que las técnicas para estimar las velocidades de cizalladura superficiales para la evaluación de la respuesta del sitio terremoto son costosas para su uso en gran parte de las obras. Se requiere grandes fuentes para ser eficaces en entornos urbanos ruidosos, o grabadores independientes especializados dispuestos en una amplia gama (Louie J. , 2001), pero esta técnica de altísimo potencial se utiliza en aplicaciones urbanas e industriales y en áreas donde no se puede usar explosivo o donde inversiones de velocidades limitan la aplicación de métodos tradicionales como refracción y reflexión (NEXT Xploration Technology, 2012).

Sin embargo, en la práctica actual, es necesario disponer de una medición sencilla y rápida de propiedades físicas como la velocidad de onda P y S y la densidad. Entre estas propiedades, es la velocidad de onda de corte, VS, y se puede trabajar en perfiles de una, dos o tres dimensiones, la cual se estima del proceso de inversión de los datos adquiridos de ondas superficiales (Correia Machuca, 2015).

El análisis descrito aquí puede separar las ondas de Rayleigh de las ondas del cuerpo, las ondas de aire y otros ruidos coherentes. Transformando los resultados de velocidad en el dominio del tiempo en el dominio de la frecuencia permiten la combinación de muchas llegadas a lo largo de un período de tiempo largo, y produce un fácil reconocimiento de ondas superficiales dispersivas.

Método activo

Arreglo de geófonos

En la figura 37 se representa la disposición de los geófonos activos (puntos en amarillo) y las coordenadas en las que se realizaron los golpes (puntos en celeste).

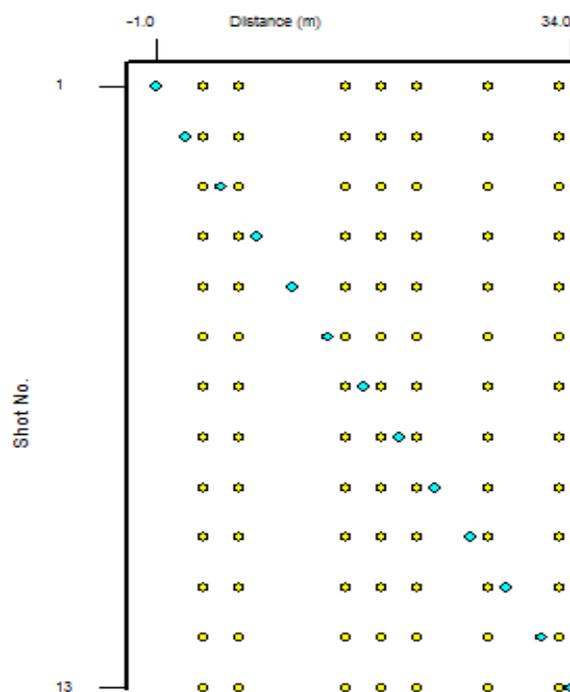


Figura 44. Arreglo de geófonos

Fuente: (Geofísica, 2017)

Inversión velocidad de fase frecuencia – todos los canales

Una vez que se ha confirmado el arreglo de geófonos, y mediante un análisis con series de Fourier se transforma la señal de onda de distancia – tiempo de llegada a frecuencia – velocidad de fase para todos los geófonos. Esta imagen representa los picos de frecuencia más altos obtenidos en el suelo a través de la velocidad de fase de las ondas que viajan por el mismo.

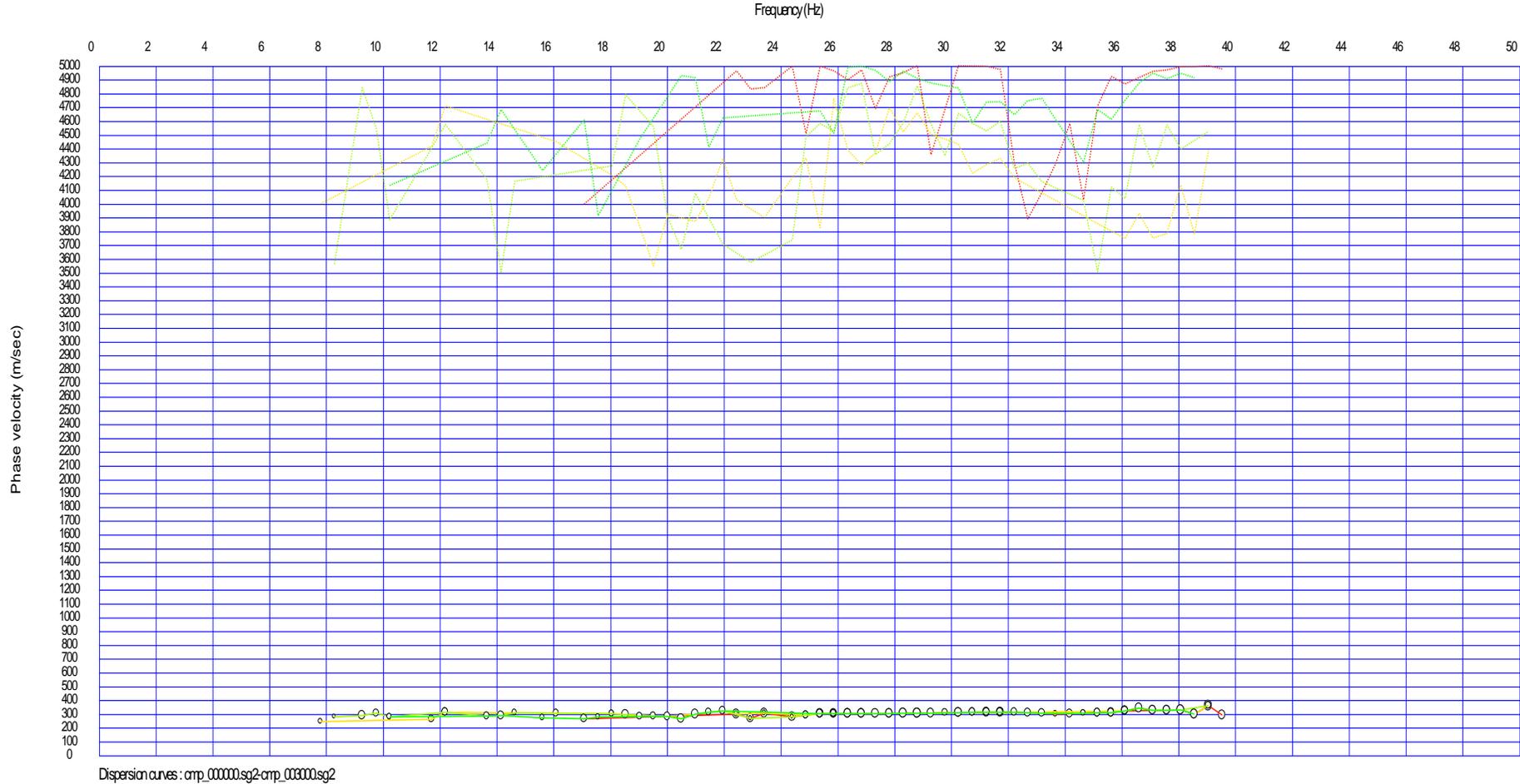


Figura 45. Inversión velocidad de fase frecuencia – Todos los canales

Fuente: (Geofísica, 2017)

Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica

La curva velocidad de fase - frecuencia (curva de dispersión) es luego invertida a un diagrama de profundidad – velocidad de onda mediante una aproximación “1/3 de longitud de onda”. La profundidad de penetración estimada es de la mitad de la longitud de la extensión de la línea sísmica. Este perfil es la aproximación del perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica.

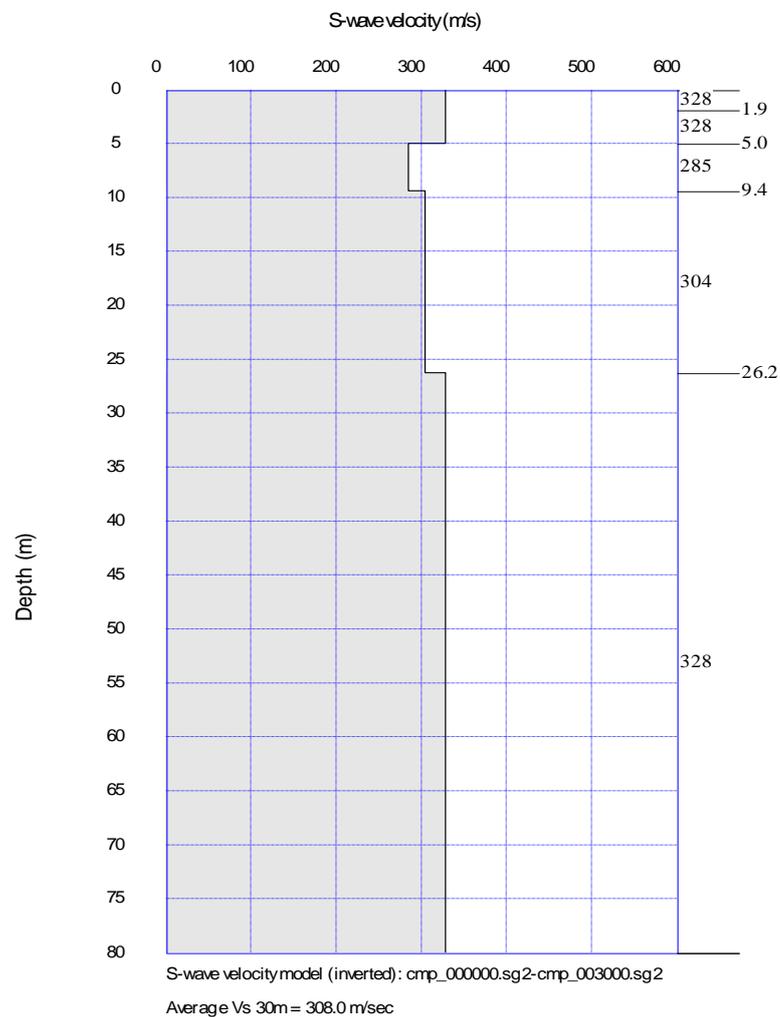


Figura 46. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método activo

Fuente: (Geofísica, 2017)

$$Vs_{30} = 308,00 \text{ m/seg}$$

Perfil del suelo para el diseño sismo resistente en el centro de la línea
sísmica: SUELO TIPO "D"

Perfil de cizalla a lo largo de la línea sísmica

Mediante una correlación geométrica y usando la disposición de geófonos y la recepción de ondas de cada uno se obtiene un perfil de cizalla (el comportamiento de las ondas sísmicas V_s) a lo largo de la línea sísmica.

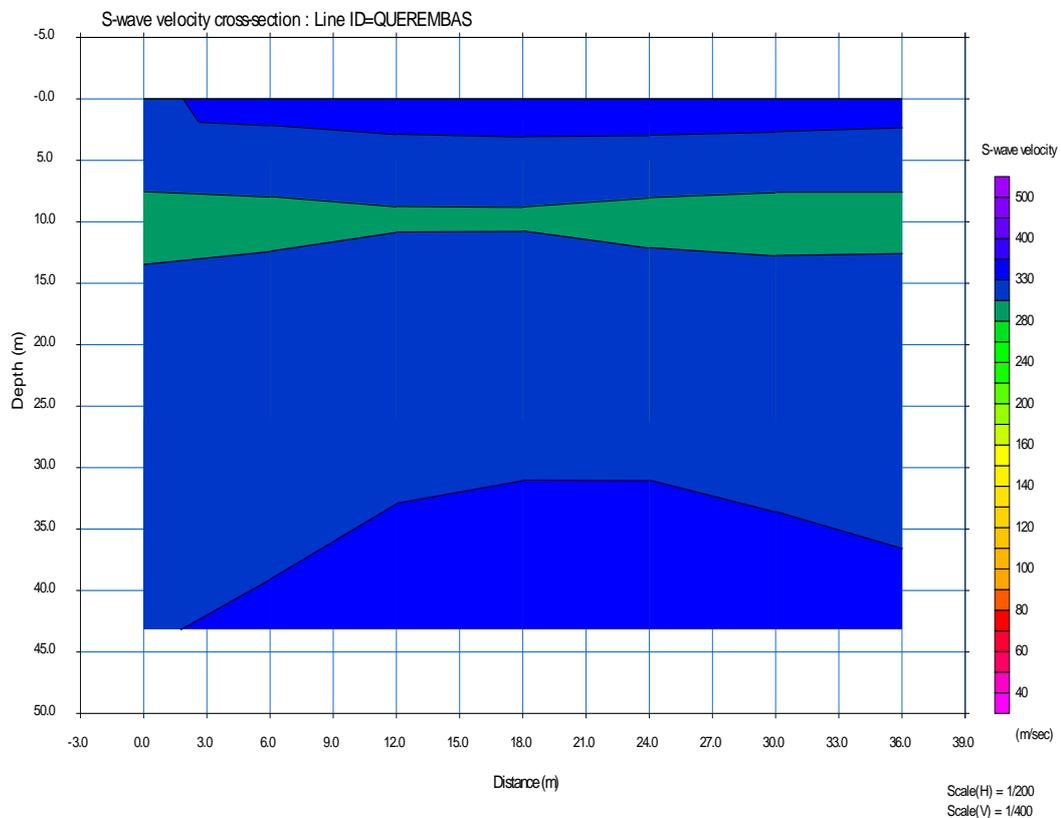


Figura 47. Perfil de cizalla a lo largo de la línea sísmica

Fuente: (Geofísica, 2017)

Método pasivo

Diagrama de picos de frecuencia

Las señales obtenidas a lo largo de la línea sísmica son analizadas en el centro de la misma. Y mediante un análisis de Fourier se obtiene una

aproximación inicial del diagrama frecuencia – velocidad de fase. Los lugares más oscuros de la gráfica son los picos más altos de frecuencia y se señalan con rojo para luego ser invertido a un diagrama de velocidad de fase – frecuencia.

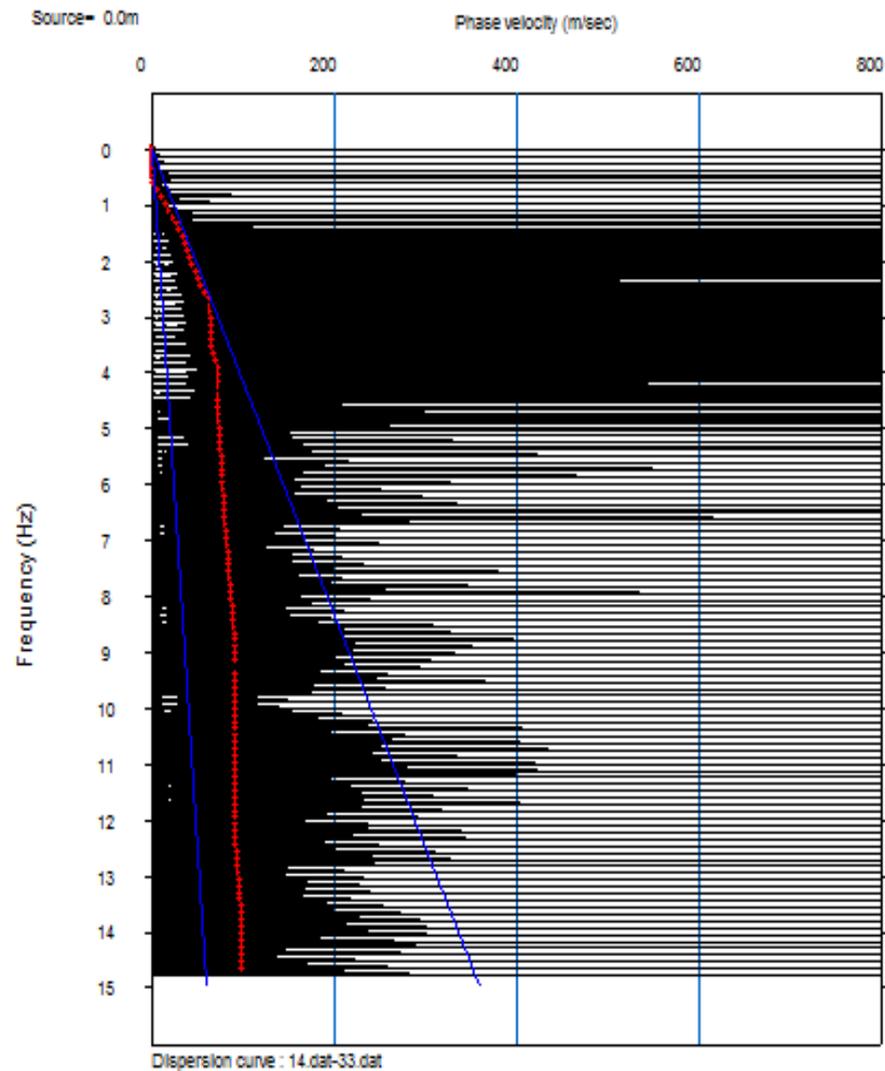


Figura 48. Diagrama de picos de frecuencia

Fuente: (Geofísica, 2017)

Inversión velocidad de fase frecuencia

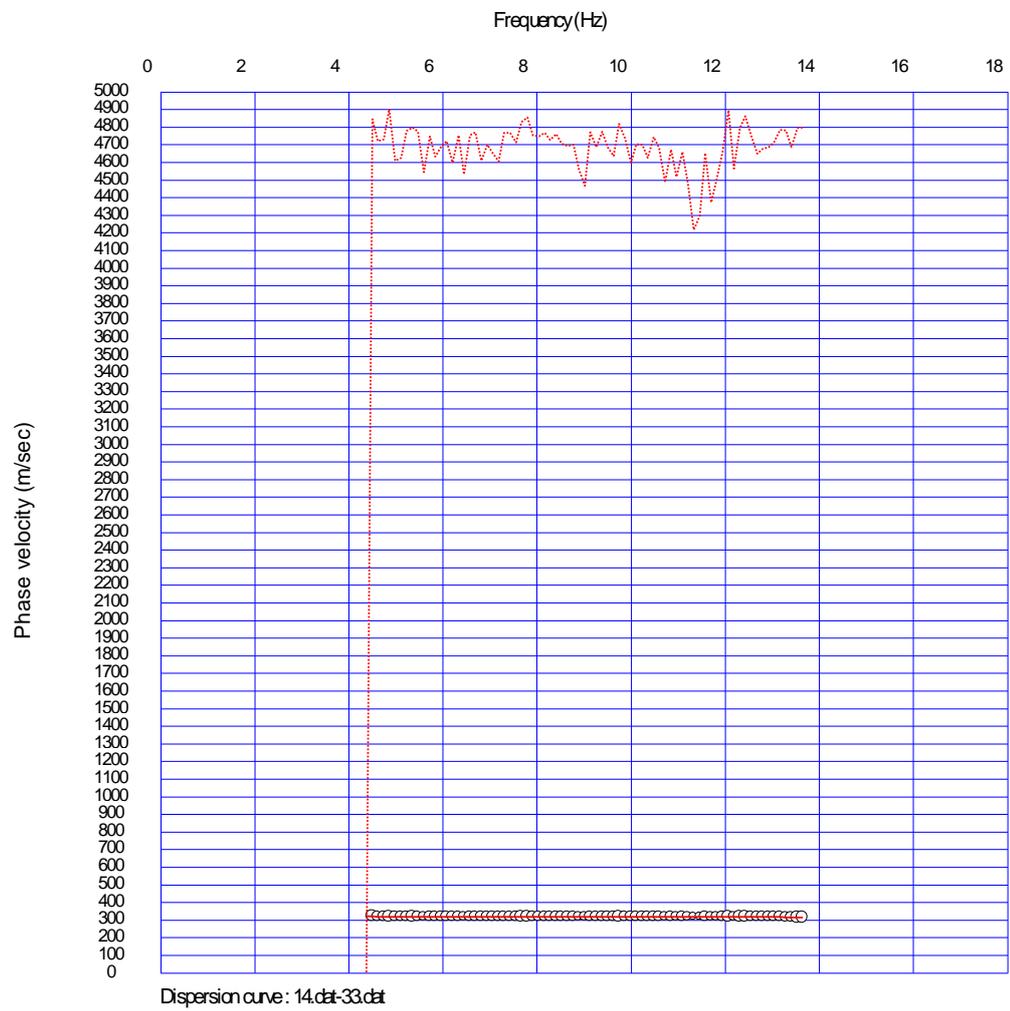


Figura 49. Inversión velocidad de fase frecuencia

Fuente: (Geofísica, 2017)

Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica

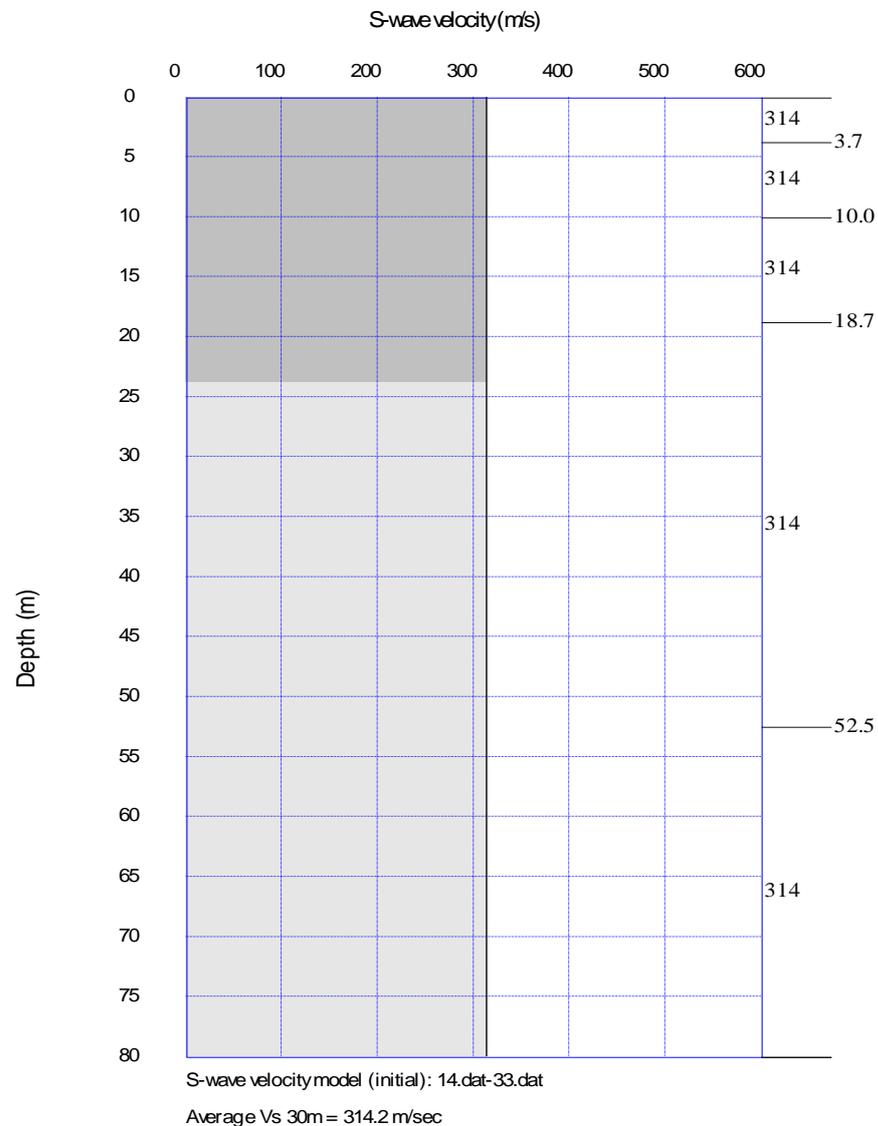


Figura 50. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método pasivo

Fuente: (Geofísica, 2017)

$V_{s30} = 314,2 \text{ m/seg}$

Perfil del suelo para el diseño sismo resistente en el centro de la línea sísmica:

SUELO TIPO "D"

Combinación método activo y método pasivo

Se combinan los diagramas de dispersión velocidad de fase – frecuencias calculadas en método pasivo y método activo:

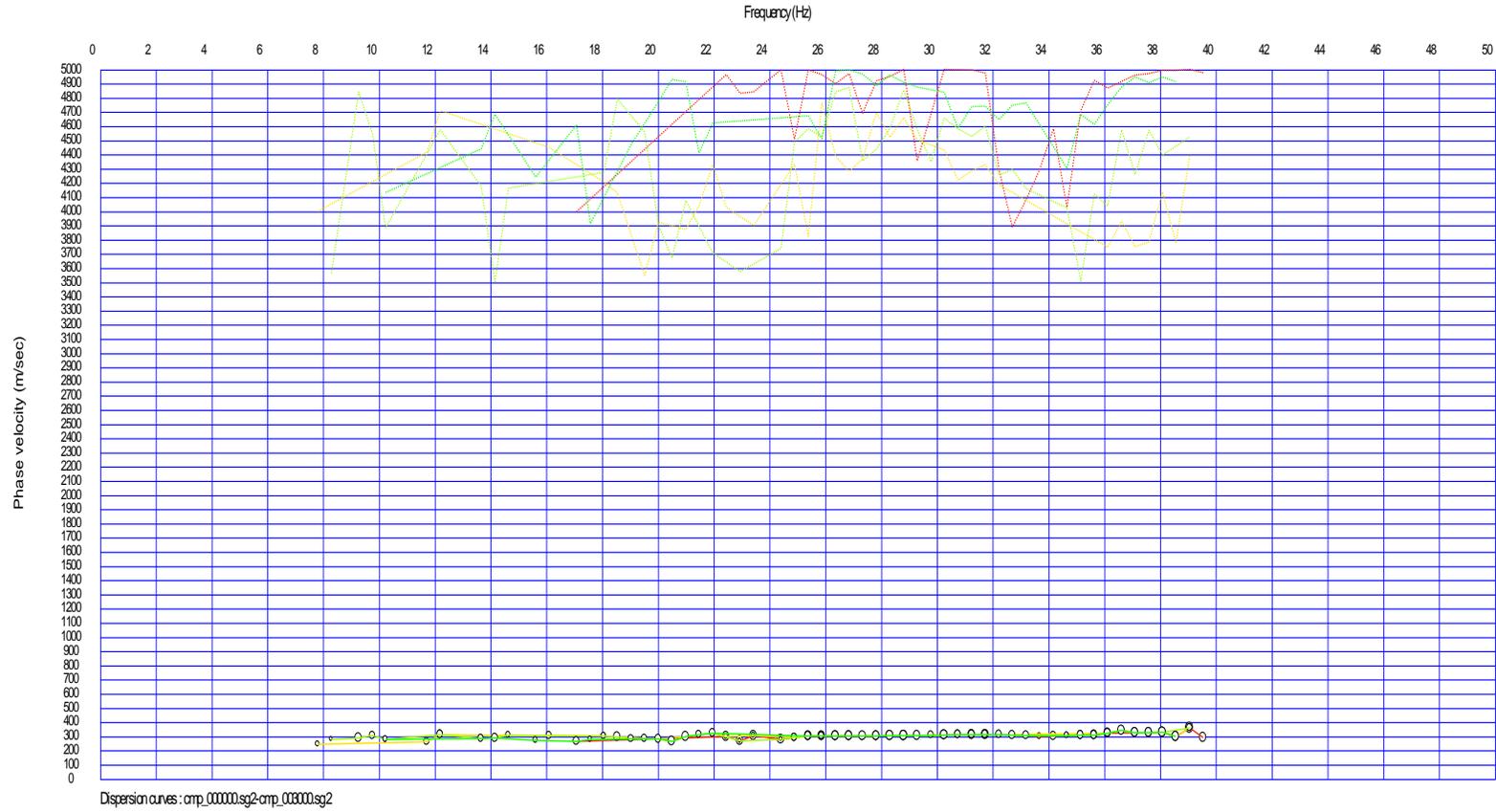


Figura 51. Diagrama de dispersión método activo

Fuente: (Geofísica, 2017)

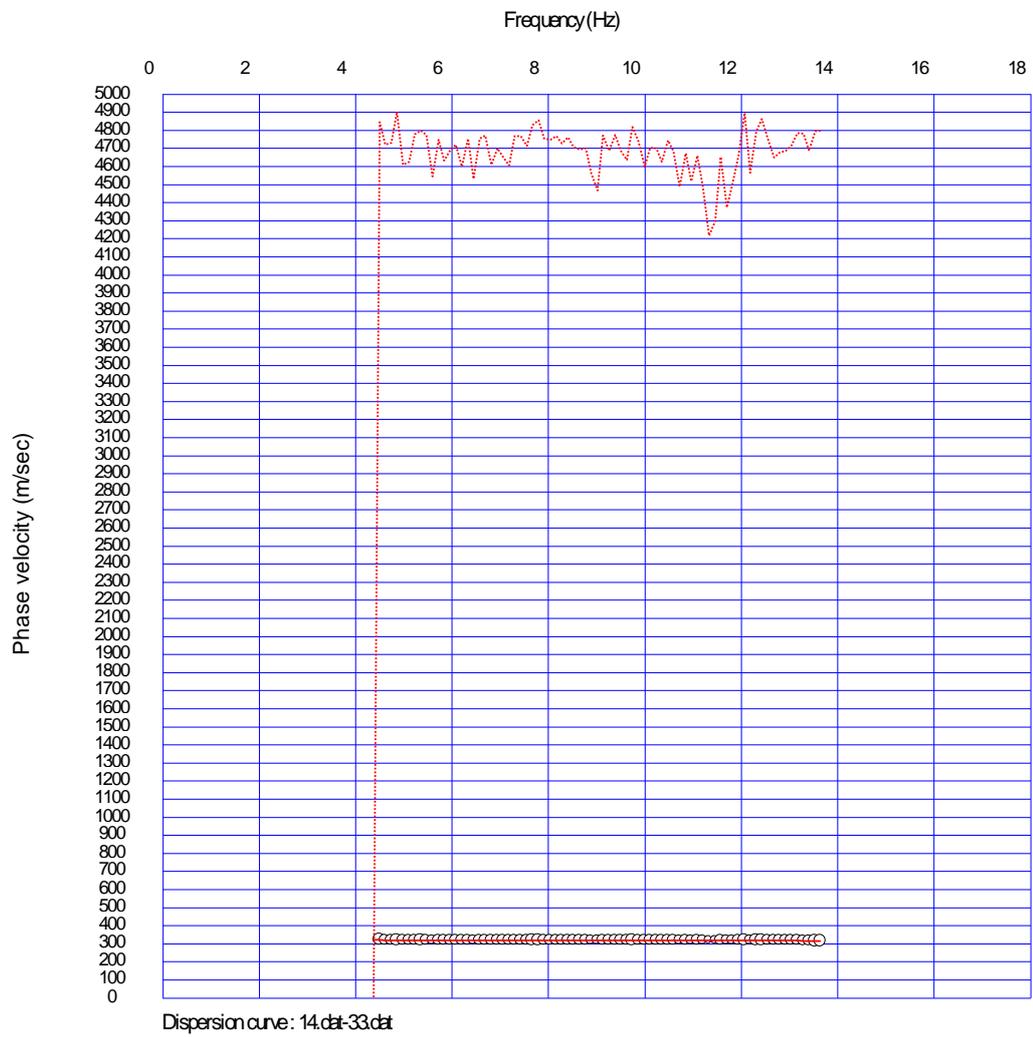


Figura 52. Diagrama de dispersión método activo

Fuente: (Geofísica, 2017)

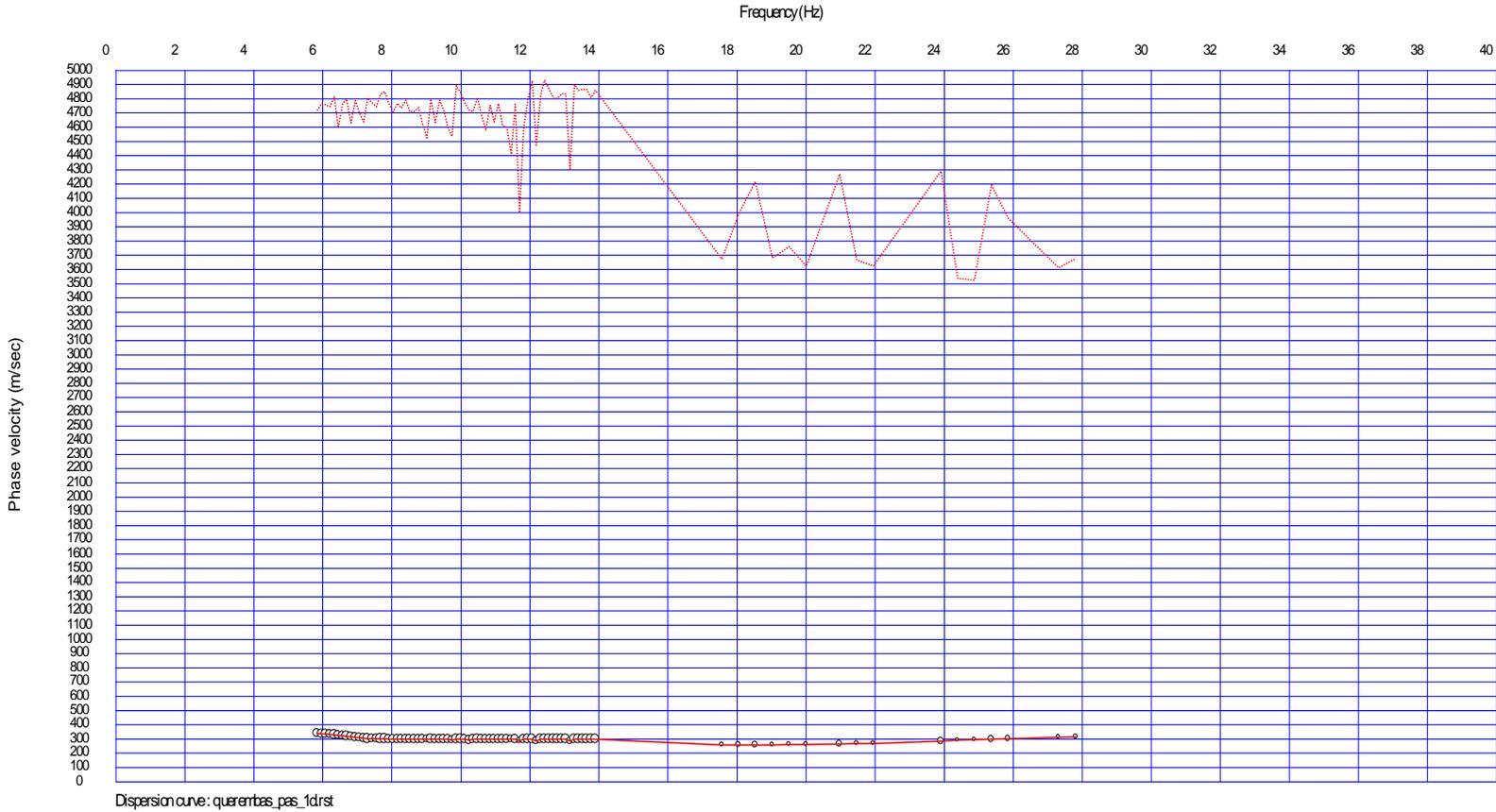


Figura 53. Diagrama de dispersión método activo + pasivo

Fuente: (Geofísica, 2017)

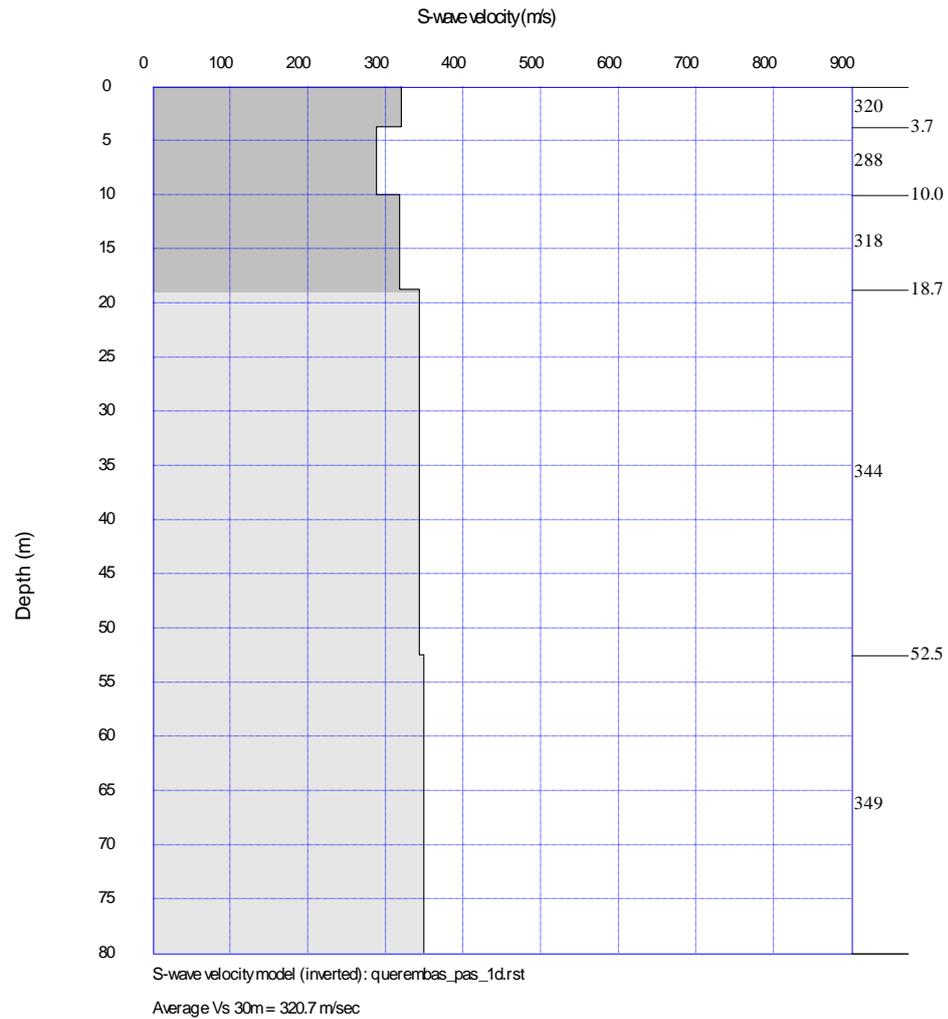


Figura 54. Perfil de cizalla en el centro de la línea sísmica método combinado

Fuente: (Geofísica, 2017)

$$V_{s30} = 320,7 \text{ m/seg}$$

Perfil del suelo para el diseño sismo resistente en el centro de la línea sísmica: SUELO TIPO "D"

2.9 DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SUELO

Mediante el ensayo de refracción sísmica se pudo determinar el tipo de suelo sobre el cual reposa la edificación, resultando un suelo tipo D, que se describen como suelos rígidos, medianamente densos o firmes, este tipo de

suelo es considerado de alto peligro sísmico.

Tabla 5.

Valores del ensayo de refracción sísmica

Método	Velocidad de Onda Vs (m/seg)	Tipo de Suelo
Activo	308,00	D
Pasivo	314,20	D
Combinado	320,70	D

Para la obtención de los parámetros para determinar el espectro de diseño se tomara el valor del ensayo de refracción sísmica más desfavorable correspondiente al método combinado, con una velocidad de onda igual a 320,70 m/seg, que corresponde a una zona sísmica V, con un factor Z de 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 55. Valores del factor Z en función de la zona sísmica

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

2.10 ENSAYO NO DESTRUCTIVO

Para conocer con certeza los valores a utilizar de las características mecánicas del adobe en la vivienda Imbabura, se realizó un ensayo no destructivo con la implementación de un martillo de rebote.

Con este ensayo se busca conocer la resistencia a compresión del adobe de manera indirecta donde se consideró un factor de seguridad experimental de 0,7 el cual se obtiene con muestras ensayadas a compresión y calibradas

con el martillo de rebote utilizado, para el estudio se evaluaron once (11) muestras representativas en sitio,



Figura 56. Toma de datos in situ



Figura 57. Limpieza de la zona de disparo



Figura 58. Medición con martillo de rebote en bloque central

Tabla 6.

Valores de índice de rebote tomados IN SITU

LECTURA	ELEMENTO										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	16	16	15	18	15	15	15	15	15	15	15
2	16	15	16	15	15	15	16	15	14	14	15
3	15	15	14	15	14	15	15	16	15	15	15

Tabla 7.

Valores de resistencia característica, valor con factor de corrección 0,7

ELEMENTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
CABEZA	16	16	15	17	15	15	15	15	15	15	15
MEDIO	16	15	16	15	15	15	16	15	14	14	15
BASE	15	15	14	15	14	15	15	16	15	15	15
MIN	15	15	14	15	14	15	15	15	14	14	15
Ton/m2	22,9	22,9	13,6	22,9	13,6	22,9	22,9	22,9	13,6	13,6	22,9

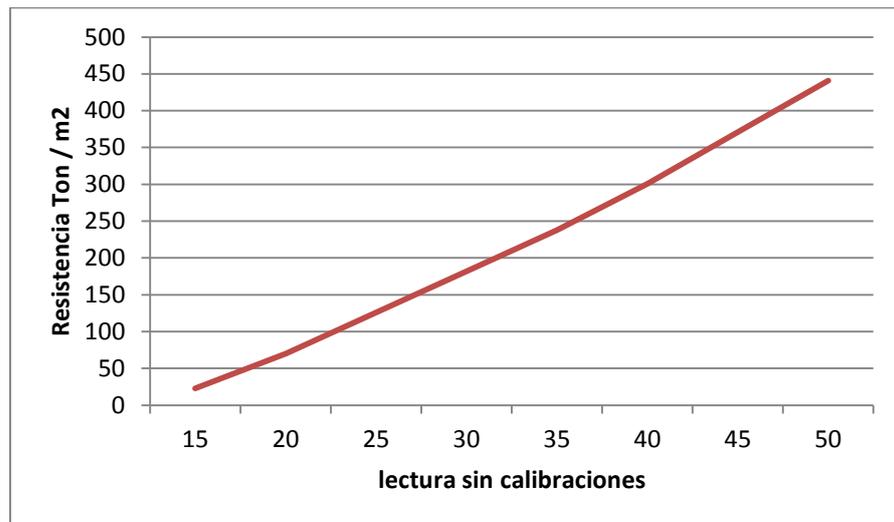


Figura 59. Curva de calibración del martillo de rebote para Adobe

Fuente: (A & R Consultores, 2017)

De acuerdo al análisis realizado con el martillo de impacto Schmidt para la estructura patrimonial, ubicada en el Centro histórico de la ciudad de Quito, se pudo determinar una resistencia característica a la compresión de manera indirecta de 2 kg/cm², considerando un factor de seguridad experimental determinado por el ensayo de muestras de adobe a compresión de 0.70.

Se pudo identificar una uniformidad en los bloques de adobe, por presentar mediciones del índice de rebote casi homogéneo en las mediciones in situ, por lo cual se puede caracterizar al material con una resistencia característica comprendida entre 15 y 20 ton/m².

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

Como ya se definió en el capítulo dos del presente trabajo, la vulnerabilidad sísmica es el grado de daño que pueden soportar las estructuras durante un sismo, siendo esta la falta de resistencia y dependiente del diseño, la tipología estructural, calidad de los materiales y el método constructivo utilizado, también se conoce como una propiedad de la estructura que define el comportamiento ante la acción sísmica, considerando al sismo como la causa y el daño provocado como el efecto.

Para poder determinar la vulnerabilidad de una edificación es necesario evaluar una serie de parámetros conocidos como irregularidades con las que se podría predecir el daño estructural que podría darse, según las características y calidad estructural de una edificación, pueden calificarse desde estructuras con una alta vulnerabilidad hasta estructuras de baja vulnerabilidad.

Parte de la evaluación a realizar consiste en determinar las diferentes irregularidades a nivel estructural que pueda presentar la vivienda en estudio.

Adicionalmente es necesario contar con la información del suelo donde se ubica la edificación, el año de construcción y toda la información necesaria para poder realizar una evaluación sísmica completa y así determinar para nuestro caso de estudio el grado de vulnerabilidad sísmica presente en la edificación calculando el índice de vulnerabilidad utilizando el método de evaluación sísmica simplificada para estructuras existentes.

3.2 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

La casa Imbabura por la disposición en planta, elevación y la distribución de los diferentes espacios que la componen en el área del lote que ocupa,

posee algunas irregularidades que afectan el comportamiento de la edificación, en este apartado se especificaran las diferentes irregularidades presentes y la afectación de estas durante un evento sísmico.

Configuración estructural en planta

Los problemas más comunes que puede presentar una edificación se deben a diseños que son complejos, con distribuciones en planta que son capaces de aumentar la probabilidad de colapso de una edificación ante un sismo, para el caso de la vivienda de estudio se pueden describir las condiciones encontradas para las diferentes irregularidades planteadas.

- **Irregularidad en planta y elevación:** La edificación en estudio no presenta torsión ya que esta posee un sistema de ejes estructurales ortogonal, además de existir continuidad en elevación de los muros portantes que conforman la estructura y existe simetría en el diseño, además de la poca altura que posee, hace que la torsión sea nula.
- **Geometría en planta:** Esta condición de irregularidad define el comportamiento estructural de la edificación, ya que pueden presentarse una concentración de esfuerzo en ciertos puntos, específicamente en las esquina donde se presentan quiebres de la construcción, para este caso se verifica la proyección de la edificación con el valor de la medida entrante en los puntos de quiebre donde el valor de entrante no debe superar el 15% de la proyección total.

Para esta condición tenemos:

En sentido Y

$L_t = \text{Longitud total} = 25,09 \text{ m} \Rightarrow 15\% L_t = 3,76 \text{ m}$

$L_e = \text{Longitud de entrada} = 6,44 \text{ m}$

En sentido X

$L_t = \text{Longitud total} = 27,50 \text{ m} \Rightarrow 15\% L_t = 4,13 \text{ m}$

$L_e = \text{Longitud de entrada} = 1 \text{ m} \Rightarrow 15\% L_t = 4,13 \text{ m}$

Solo para el caso en el sentido Y la condición es superada por lo que presenta una irregularidad geométrica en planta, y se debe observar el comportamiento estructural de la vivienda debido a los esfuerzos en el punto estudiado.

- **Discontinuidad en el sistema de piso:** Para el caso de la vivienda de estudio la cual posee una abertura que corresponde al patio central se debe verificar que el área libre de abertura no sea mayor al 50% del área en planta de construcción, donde el área libre es de 63,92 m² y el área total de la edificación es de 684.40 m².

$$A_p * 0,50 > A_l ;$$

$$342,20 > 63,92 \quad \text{Cumple con la condición}$$

El área libre no sobrepasa al área total de construcción en planta por lo que la vivienda de estudio no presenta discontinuidad en el sistema de piso.

- **Paralelismo de ejes estructurales:** Debido a la distribución arquitectónica de la vivienda de estudio, el diseño cuenta con un sistema de ejes estructurales ortogonales entre sí, para nuestra edificación está establecido en su totalidad dicho sistema de ejes, por lo que no presenta una irregularidad en los ejes estructurales.
- **Longitud de la edificación:** Aquí se describen tres factores fundamentales a estudiar, que la relación largo / ancho no sea mayor a cuatro ($L/A < 4$), la longitud de la edificación sea mayor a 30 m y cuando existan pendientes mayores al 30% en el terreno se deben

crear juntas de construcción entre edificaciones aledañas sin que en estas existan muros medianeros.

Caso 1, tenemos que la relación está dada por:

$$L = \text{Largo} = 27,50 \text{ m}$$

$$A = \text{Ancho} = 25,82 \text{ m}$$

$$27,50/20,95 = 1,07 \text{ Cumple con la condición.}$$

Caso 2, la máxima longitud es de 27,50 m y no supera la máxima establecida de 30,00 m

Caso 3, para la pendiente del terreno tenemos:

$$L = \text{Longitud} = 27,50 \text{ m}$$

$$\Delta H = \text{Variación de altura} = 1,56 \text{ m}$$

$$\%P = (\Delta H/L) * 100$$

$$(1,56/27,50) * 100 = 5,67\% \text{ Cumple la condición}$$

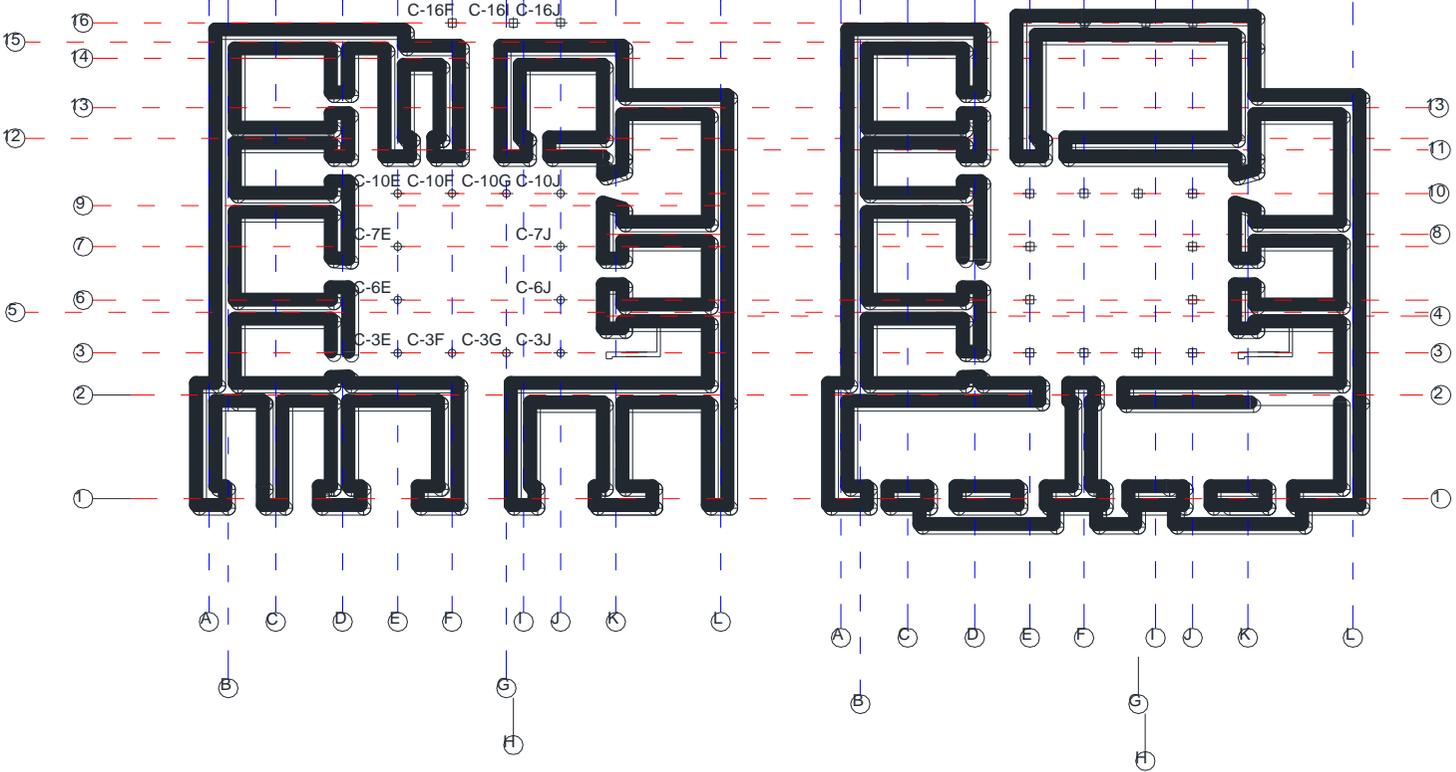
Como no se sobrepasan los valores máximos establecidos la estructura no presenta irregularidad por longitud.

Configuración estructural en elevación

Para el caso de los problemas en la configuración estructural vertical debido a diseños complejos, establecidos en la NEC podemos mencionar:

- **Discontinuidad de la resistencia:** Es también conocida como piso débil y se debe a la carencia de rigidez y resistencia entre diferentes niveles, donde la afectación durante un evento sísmico ocurre directamente sobre el nivel con menor resistencia, se define una irregularidad por piso débil cuando la resistencia de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, para nuestro caso no presenta discontinuidad en la resistencia.

- **Distribución y concentración de masas:** Consiste en la acumulación excesiva de masa en los niveles superiores de la edificación, esto puede ser debido a la colocación de tanques, piscinas, bodegas o estacionamientos en pisos que no sean la planta baja lo que genera una diferencia de masas excesiva entre los pisos, mientras la ubicación de estas masa se dé a mayor altura las aceleraciones de respuestas sísmicas, estas aumentaran también mientras se sube, llegando a producirse un volcamiento de la estructura, para esta irregularidad se debe verificar que la masa de un piso cualesquiera no supere en 1,5 veces a los pisos superior e inferior al estudiado, exceptuando la cubierta, la cual será más liviano que el piso inferior, para la edificación en estudio no se verifica esta irregularidad ya que solo contamos con dos niveles de piso, el entepiso del primer nivel y la cubierta de techo.
- **Discontinuidad de ejes verticales:** Esta irregularidad se basa en la continuidad que deben tener los diferentes elementos estructurales encargados de soportar las cargas gravitacionales como son las columnas y los muros, para las columnas se debe verificar que el desplazamiento en pisos continuos no supere la dimensión horizontal del elemento en el mismo plano, que en las edificaciones donde se utilicen muros portantes estos no deben ser soportados por columnas y que la continuidad de estos debe ser hasta la cubierta, de lo contrario se estará en presencia de una irregularidad por discontinuidad, en las viviendas de dos pisos como la de estudio los elementos estructurales que se encuentren en el segundo piso y no posean una continuidad no se consideran como elementos estructurales capaces de soportar las fuerzas debidas a sismos, para el caso de esta investigación se puede observar en la figura 60 que esta discontinuidad no se presenta en los muros.



PLANTA BAJA

PLANTA NIVEL 1

Figura 60. Continuidad vertical de ejes en muros y columnas

- **Problemas en columnas y vigas:** Esta irregularidad es muy importante de evaluar ya que la afectación en la edificación ocurre durante un sismo, debido a la formación de rotulas plásticas, para el caso de las columnas puede ocurrir la falla por dos condiciones, la primera que la resistencia en las columna sea menor a la de las vigas, ocasionando que las rotulas plásticas se originen en las columnas cuando a nivel estructural se desea que las rotulas se formen en las vigas, la otra condición es la de columnas cortas o esbeltas, que puede deberse a la construcción sobre terrenos inclinados o al confinamiento parcial de las columnas, ocasionando una falla frágil del elemento.

Para el caso de las vigas se tienen las vigas cortas ocasionando una concentración de esfuerzos sobre estos elementos y el colapso debido a una falla frágil, existen también sistemas estructurales que carecen de vigas, donde el soporte de la losa es directo sobre la columna, para esta condición se produce un efecto de punzonado sobre la losa, este sistema ofrece poca resistencia ante una demanda sísmica debido a la poca resistencia entre la conexión losa-columna.

En la edificación que es motivo de esta investigación no presenta problemas en ni en las columnas ni vigas existente.

3.3 ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

En la norma NEC-SE-RE Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras, establece que toda rehabilitación que se realice a una edificación debe estar basada en una estrategia enfocada en solventar las deficiencias identificadas durante el levantamiento de información y donde cada medida adoptada para realizar la rehabilitación debe ser evaluada y su vez realizar una evaluación en conjunto de todas las acciones establecidas para asegurar que se cumpla el objetivo de la rehabilitación que consiste en mejorar el desempeño estructural de la edificación, para efectos de la

rehabilitación de debe verificar la rigidez, resistencia y deformación que pueda sufrir la estructura realizando un modelo analítico donde se pueda observar la compatibilidad entre los componentes nuevo y los ya existentes.

Esta misma norma indica la necesidad de realizar un levantamiento de la estructura la cual debe contener el detalle suficiente que permita la clasificación de los diferentes componentes que conforman la edificación, además de realizar un modelo y análisis estructural de la edificación con la finalidad de identificar con exactitud cuáles son los puntos más propensos a fallas y así realizar las rehabilitaciones necesarias para mejorar el desempeño ante la ocurrencia de un evento sísmico.

Para determinar la vulnerabilidad de la vivienda en estudio se realizó una inspección y evaluación sísmica simplificada establecida en la norma (NEC-SE-RE, 2015) y basada en la norma (FEMA 154, 2002), en esta inspección y en la realización de ensayos se recolectó la información necesaria para la realización de la evaluación simplificada (Ver Anexo 6) obteniendo como resultado lo siguiente:

- **Tipología del sistema estructural:** Para el estudio se consideró una estructura URM, que consiste en una mampostería sin refuerzo, con un valor de puntaje básico de 1,8.
- **Altura de la edificación:** Es un modificador del puntaje básico, para el caso de la vivienda en estudio esta posee 2 niveles, correspondiente a edificaciones de baja altura (menor a 4 pisos) lo que le proporciona un puntaje de 0.
- **Irregularidad de la edificación:** Es un modificador del puntaje básico, que evalúa las irregularidades que pueda o no poseer la edificación estas irregularidades pueden ser verticales o en elevación y en planta o irregularidades horizontales, nuestra edificación posee solo las irregularidades en planta obteniendo un puntaje de 0,5 para esta condición.

- **Código de la construcción:** Es un modificador del puntaje básico basado en el año de construcción de la edificación y así establecer el código utilizado, El año de construcción de la vivienda no está definida debido a la carencias de registros que evidencien esta información, según los materiales utilizados se presume que esta edificación corresponde al período republicano 2, lo cual difiere con lo descrito en la evaluación realizada por el IMP que la ubica en el período republicano 3, el periodo republicano 2 se establece entre el periodo de 1901 y 1950, por lo que sería pre-código antes de 1977, obteniendo un puntaje de -0,2.
- **Tipo de Suelo:** Es un modificador del puntaje básico basado en el tipo de suelo existente, la información del tipo de suelo se obtuvo mediante un ensayo de refracción sísmica el cual arrojo un suelo tipo D, del cual se obtiene una puntuación de -0,6.
- **Puntaje final S:** El puntaje final obtenido luego de los cálculos realizados es de 0,5 lo que indica un valor de S menor a 2, siendo una edificación con alta vulnerabilidad sísmica por lo que requiere de una evaluación especial para la realización de una rehabilitación.

3.4 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

La vivienda de estudio posee una configuración establecida por un sistema de ejes estructurales principales y secundarios ortogonales entre sí, estos ejes están conformados en planta por un sentido X identificado con letras que consta de diecisiete (17) ejes principales, en el sentido Y se identifican los ejes con número considerando en este caso doce (12) ejes principales, en elevación está determinado por el sentido Z donde se consideran 4 ejes principales.

Es de suma importancia que la configuración geométrica realizada sea lo más precisa posible ya que nos ayudara a determinar las posibles fallas que pueda presentar la estructura, además de establecer en el espacio la ubicación de cada elemento estructural que conforma la edificación como son los muros, columnas, vigas, entepiso y cubierta de techo, logrando así

un modelo adaptado a la realidad.

Para la identificación de cada uno de los muros que conforman el sistema estructural de la vivienda, se estableció una nomenclatura la cual depende del eje estructural al que corresponda.

– Muros en sistema de ejes horizontales:

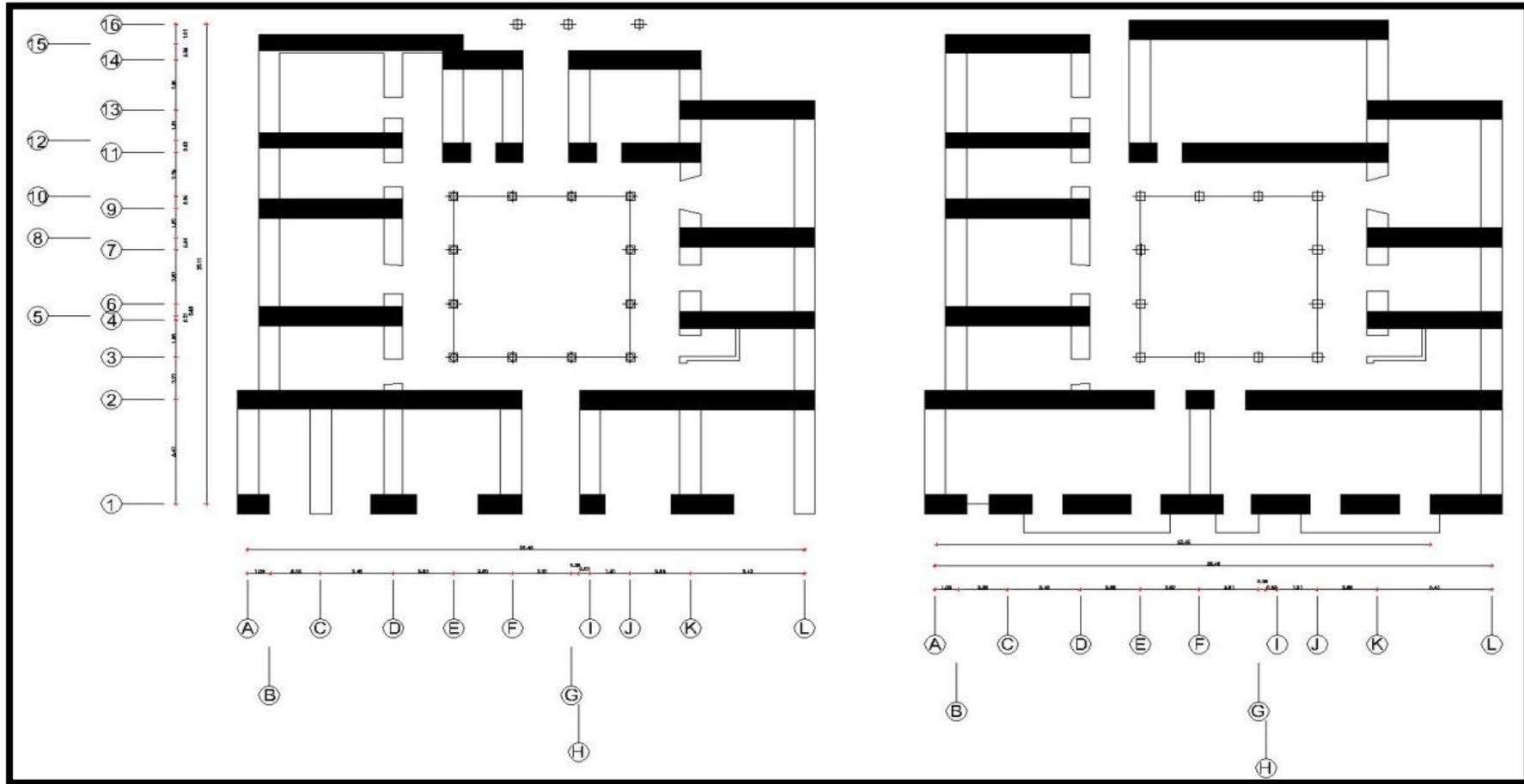


Figura 61. Muros en sistema de ejes horizontales, Planta Baja y Nivel 1

Tabla 8.***Muros en sistema de ejes horizontales planta baja***

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)
M-1	1,00	27,50
M-2	1,00	24,69
M-4	1,00	6,86
M-5	1,00	6,43
M-8	1,00	6,43
M-9	1,00	6,86
M-11	1,00	12,30
M-12	1,00	6,86
M-13	1,00	6,43
M-14B	1,00	2,80
M-14C	1,00	5,30
M-15	1,00	9,75
M-16	1,00	12,30

Tabla 9.***Muros en sistema de ejes horizontales nivel 1***

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)
M-1	1,00	27,50
M-2	1,00	23,11
M-4	1,00	6,86
M-5	1,00	6,43
M-8	1,00	6,43
M-9	1,00	6,86
M-11	1,00	12,30
M-12	1,00	6,86
M-13	1,00	6,43
M-14A	1,00	8,76
M-15	1,00	6,86
M-16	1,00	12,30

– Muros en sistema de ejes verticales:

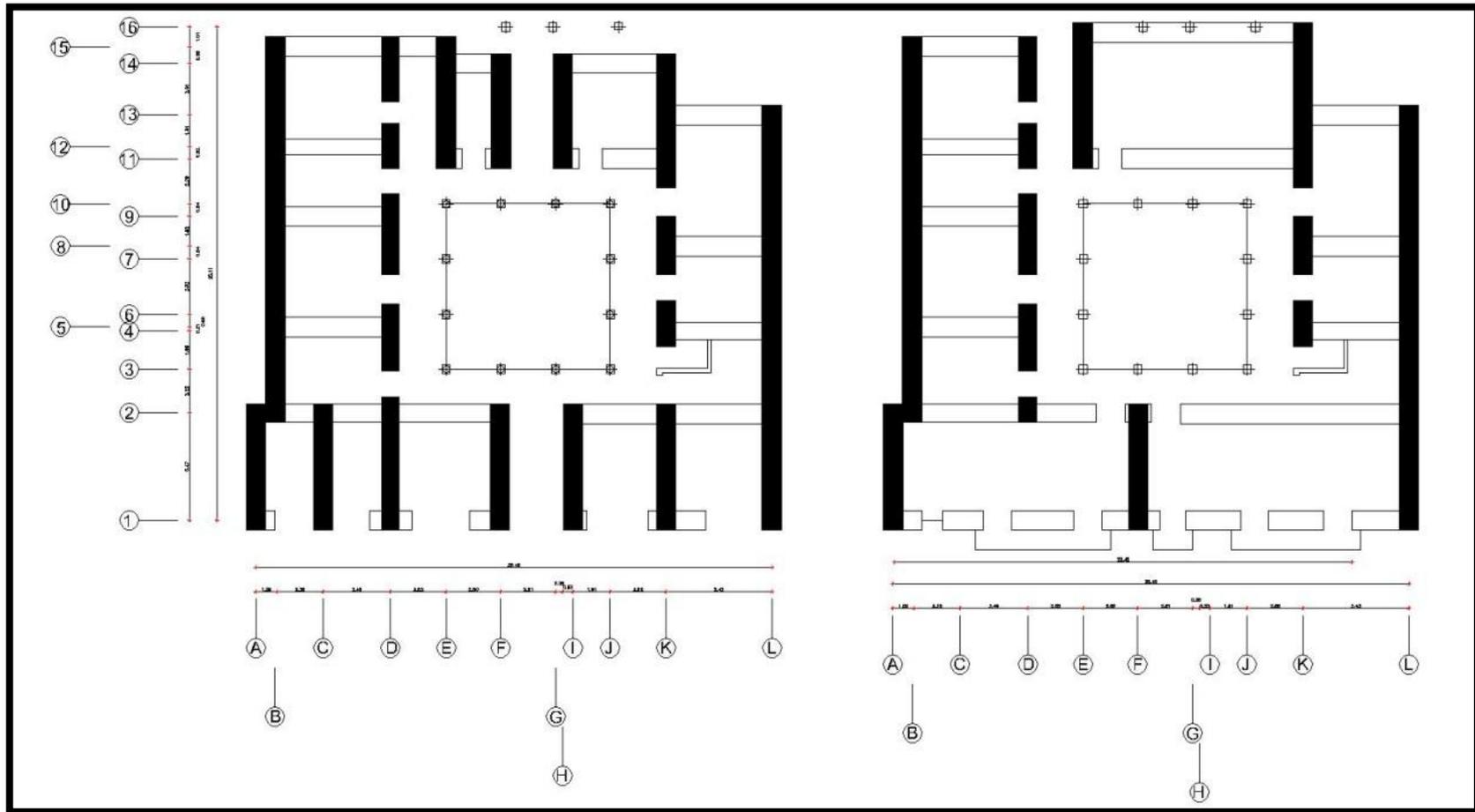


Figura 62. Muros en sistema de ejes verticales, Planta Baja y Nivel 1

Tabla 10.***Muros en sistema de ejes verticales planta baja***

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)
M-A	1,00	6,44
M-B	1,00	19,60
M-C	1,00	6,44
M-D	1,00	25,10
M-E	1,00	6,70
M-F1	1,00	6,44
M-F2	1,00	5,84
M-I1	1,00	6,44
M-I2	1,00	5,84
M-K1	1,00	5,47
M-K2	1,00	13,61
M-L	1,00	21,63

Tabla 11.***Muros en sistema de ejes verticales nivel 1***

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)
M-A	1,00	6,44
M-B	1,00	19,60
M-D	1,00	25,10
M-E	1,00	6,70
M-F	1,00	6,44
M-K2	1,00	13,61
M-L	1,00	21,63

Adicional al sistema de muros estructurales que conforman la vivienda existen también elementos estructurales adicionales que se describen a continuación.

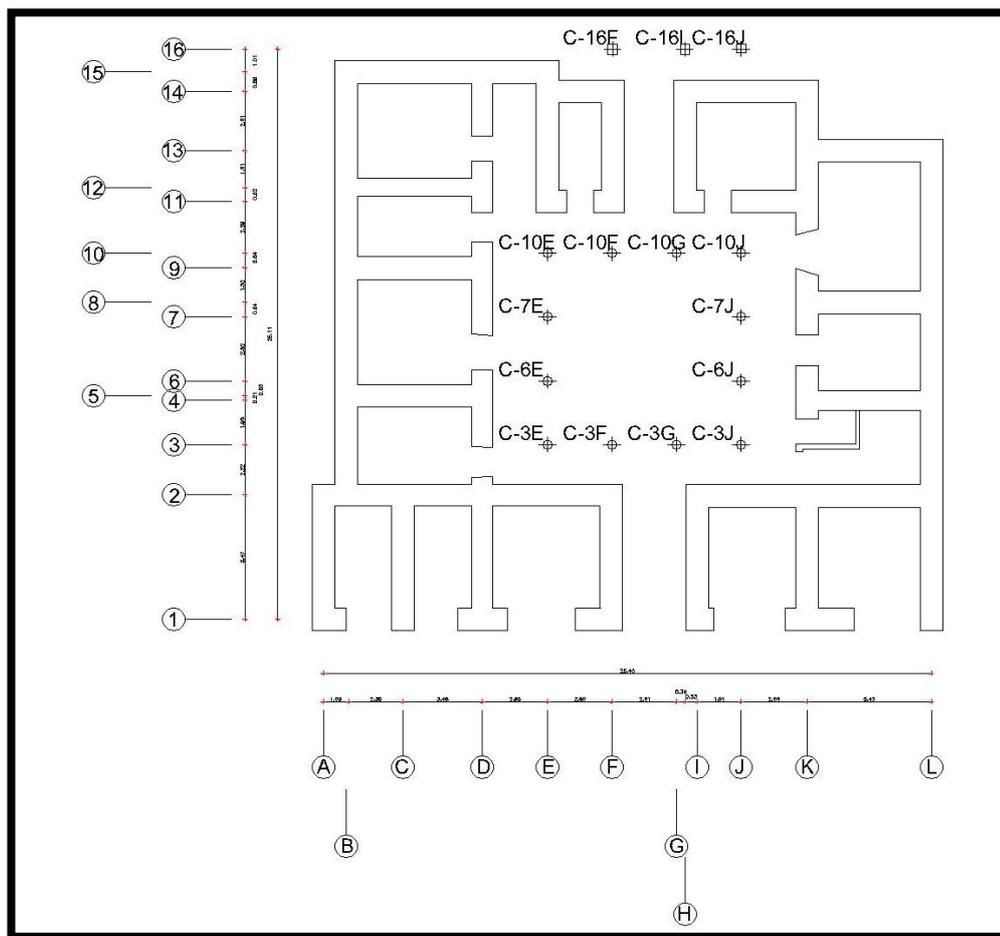


Figura 63. Plano de columnas

Tabla 12.

Elementos estructurales

Nombre	Elemento	Material	Sección	Base (m)	Altura (m)	Área (m ²)
CC-40x40	Columna	Concreto	Cuadrada	0,40	0,40	0,16
CC-D-40	Columna	Concreto	Redonda	0,40	0,40	0,126
VC-40x60	Viga	Concreto	Rectangular	0,40	0,60	0,24
VA-10x20x4	Viga	Acero	Tubular	0,1	0,2	0,02
VL-100x30	Viga	Ladrillo	Rectangular	1,00	0,30	0,30
VM-12x15	Viga	Madera	Rectangular	0,12	0,15	0,018
COM-7x7	Correa	Madera	Cuadrada	0,07	0,07	0,005
VM-9x15	Viga	Madera	Rectangular	0,09	0,15	0,135
VM-30x12	Viga	Madera	Rectangular	0,30	0,15	0,045

– **Reforzamiento estructural:**

Existen diversas técnicas para realizar el reforzamiento de las edificaciones construidas en adobe, estas técnicas no están basadas en un análisis técnico donde se sustente el adecuado desempeño estructural de estos elementos, en la vivienda de estudio se realizaron diversos reforzamientos en algunas zonas, que van desde el reforzamiento de muros completos, reforzamiento parcial en algunos muros y en algunas esquinas, estos refuerzos se realizaron con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico y la resistencia estructural de la edificación.

Los reforzamientos implementados fueron construidos en madera y embebidos en los muros escogidos para reforzar, se utilizaron tres tipos de refuerzos, están los llamados refuerzos en cruz, que son incorporados en el centro del muro, con extensiones laterales a media altura, este tipo de refuerzo busca mejorar la capacidad portante del muro ante la presencia de esfuerzos a compresión y corte que puedan afectar a este.



Figura 64. Refuerzo en muro tipo cruz

Se utilizaron también los refuerzos de muros completos para su consolidación mediante la incorporación de elementos tipo cerchas en madera que abarcan todos los niveles de la edificación, este tipo de refuerzo absorbe parte de las sollicitaciones que se den en el muro.



Figura 65. Refuerzo en muro tipo cercha

Para las esquinas se utilizaron las llaves de madera, están son utilizadas en las secciones que se consideran de mayor vulnerabilidad en las edificaciones, este refuerzo mejora las uniones que se dan en los muros logrando una mayor adherencia entre las intersecciones de los diferentes muros que convergen en cualquier esquina.

Se debe verificar el comportamiento de estos refuerzo en la edificación, para ello se compara los esfuerzos que se presentan en la edificación en el muro sin reforzar contra el muro ya reforzado, al realizar esta comparación se identifica si el modelado del refuerzo es correcto y está conectado al muro.

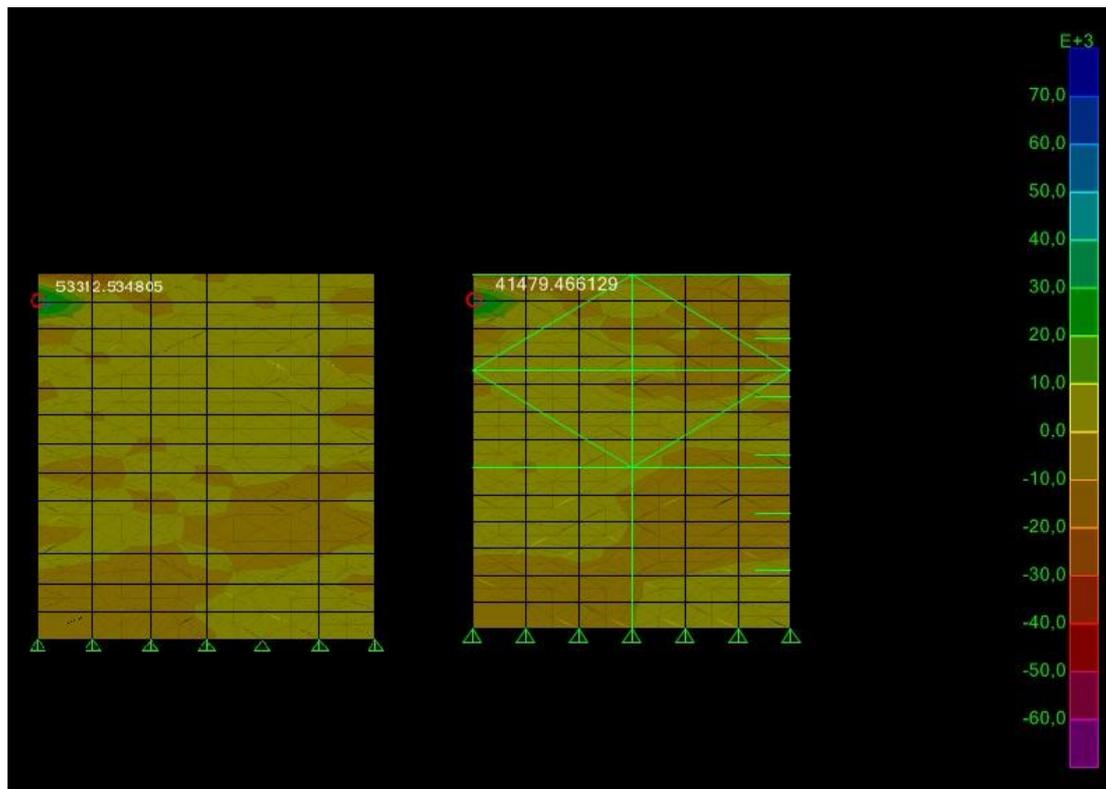


Figura 66. Verificación del comportamiento de los refuerzo en muro

Una condición importante a considerar en referencia a la geometría de la edificación es la distribución de los muros en ambos sentidos, ya que debe existir una similitud entre las rigideces de los muros en las dos direcciones, esto se puede verificar con el cálculo de la densidad de los muros existentes y donde esta se define mediante la relación del área de todos los muros en la dirección escogida con respecto al área total de la planta del nivel estudiado, esto debe realizarse en ambas direcciones y en cada piso de la edificación.

Se define la ecuación correspondiente para el cálculo de la densidad de los muros la cual esta expresada como el porcentaje del área total de los muros en un sentido con respecto al área total de la planta estudiada, está establecida por la siguiente ecuación (Manitio & Vásconez, 2013).

$$\rho = \frac{\sum \text{Área de muros}}{\text{Área de planta}} \times 100$$

Dónde:

ρ = Densidad de los muros (%).

Σ Área de muros = (Sumatoria de toda el área de los muros para la dirección considerada (m²)).

Área de planta = Área de la planta del piso en estudio.

Se debe considerar un valor mínimo de densidad de los muros de un 1,50%, ya que los muros estarían sometidos a unas sollicitaciones elevadas debido a que pocos elementos soportarían las cargas laterales que actúan sobre la edificación. El cumplimiento de este porcentaje nos garantiza una buena configuración estructural, adicional a la distribución de dichos muros la cual debe ser preferiblemente simétrica para evitar problemas debido a la torsión, lo que genera el incremento de las fuerzas cortantes y deformaciones en los muros durante la ocurrencia de un sismo (NEC Guía de diseño 5, 2015).

El área en planta de construcción se estableció en el capítulo 2 donde se especifican las áreas correspondientes a cada nivel y el área total, estas se describen en la tabla a continuación.

Tabla 13.

Área de la edificación

Nivel	Área en planta (m ²)
Planta Baja	560,00
Nivel 1	610,00
Total	1170,00

– **Análisis de muros en Planta Baja:**

Tabla 14.

Muros en sistema de ejes horizontales planta baja

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)	Área en planta (m ²)
M-1	1,00	27,50	27,50
M-2	1,00	24,69	24,69
M-4	1,00	6,86	6,86
M-5	1,00	6,43	6,43
M-8	1,00	6,43	6,43
M-9	1,00	6,86	6,86
M-11	1,00	12,30	12,30
M-12	1,00	6,86	6,86
M-13	1,00	6,43	6,43
M-14B	1,00	2,80	2,80
M-14C	1,00	5,30	5,30
M-15	1,00	9,75	9,75
M-16	1,00	12,30	12,30
		Σ	129,21

Tabla 15.

Muros en sistema de ejes verticales planta baja

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)	Área en planta (m ²)
M-A	1,00	6,44	6,44
M-B	1,00	19,60	19,60
M-C	1,00	6,44	6,44
M-D	1,00	25,10	25,10
M-E	1,00	6,70	6,70
M-F1	1,00	6,44	6,44
M-F2	1,00	5,84	5,84
M-I1	1,00	6,44	6,44
M-I2	1,00	5,84	5,84
M-K1	1,00	5,47	5,47
M-K2	1,00	13,61	13,61
M-L	1,00	21,63	21,63

	Σ	129,55
--	----------	---------------

– **Análisis de muros en Nivel 1:**

Tabla 16.

Muros en sistema de ejes horizontales Nivel 1

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)	Área en planta (m²)
M-1	1,00	27,50	27,50
M-2	1,00	23,10	23,10
M-4	1,00	6,86	6,86
M-5	1,00	6,43	6,43
M-8	1,00	6,43	6,43
M-9	1,00	6,86	6,86
M-11	1,00	12,30	12,30
M-12	1,00	6,86	6,86
M-13	1,00	6,43	6,43
M-14A	1,00	8,76	8,76
M-15	1,00	6,86	6,86
M-16	1,00	12,30	12,30
		Σ	130,70

Tabla 17.

Muros en sistema de ejes verticales nivel 1

Muro	Espesor (m)	Longitud (m)	Área en planta (m²)
M-A	1,00	6,44	6,44
M-B	1,00	19,60	19,60
M-D	1,00	25,10	25,10
M-E	1,00	6,70	6,70
M-F1	1,00	6,44	6,44
M-K1	1,00	13,67	13,67
M-L	1,00	21,63	21,63
		Σ	99,58

Una vez obtenidas las áreas de los muros en ambos sentidos y en los dos niveles estudiados se procede con el cálculo de la densidad de los muros.

Tabla 18.

Densidad en los muros planta baja

Muro	Σ Área de muros(m²)	Área de Piso (m²)	ρ (%)
Horizontales	129,21	560,00	23,07
Verticales	129,55	560,00	23,13

Tabla 19.

Densidad en los muros nivel 1

Muro	Σ Área de muros(m²)	Área de Piso (m²)	ρ (%)
Horizontales	130,70	610,00	21,43
Verticales	99,58	610,00	16,32

Tabla 20.

Densidad total en los muros de la edificación

Muro	Σ Área de muros(m²)	Área de Total (m²)	ρ (%)
Horizontales	259,91	1.170,00	22,21
Verticales	229,13	1.170,00	19,58

En el análisis realizado para obtener la densidad de los muros correspondiente a la casa Imbabura, esta presenta valores superiores al mínimo considerado que es del 1,50%, donde se tiene una densidad total de 22,21% para los muros en la dirección horizontal o sentido X y 19,58% en los muros de la dirección vertical o sentido Y.

3.5 ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis de cargas a considerar para la verificación del modelo idealizado en el software mediante el método de elementos finitos se considerara dos acciones fundamentales, las acciones verticales o cargas gravitacionales y las acciones accidentales o sísmicas.

3.6 ACCIONES VERTICALES

Entre las acciones verticales o gravitacionales que actúan sobre una estructura están las cargas muertas y las cargas vivas.

- **Cargas muertas:** Son las cargas que se consideran permanentes a lo largo del tiempo en la estructura y las cuales no poseen variaciones, para la edificación de estudio se establecerán para el modelado dos cargas muertas, una que corresponde a una carga estructural en la cual el software considera las características dimensionales y propiedades mecánicas de cada elemento estructural, las cuales son incorporadas en el software en las definiciones iniciales correspondiente a los materiales y secciones de ya sean de elementos lineales o de área, para el caso de las cargas muertas adicionales estas se estipulan en la norma NEC-SE-CG, donde se hace un análisis de estas cargas en función de sus unidades considerando si son cargas puntuales, cargas distribuidas o cargas de área y se introducen en el software en las asignaciones de cargas.

Tabla 21.

Cargas de elementos estructurales

Nombre	Elemento	Material	Sección	Densidad (kg/m ³)
MUROS	Mampostería	Adobe	Rectangular	1.600
CC-40x40	Columna	Concreto	Cuadrada	2.400
CC-D-40	Columna	Concreto	Redonda	2.400
VC-40x60	Viga	Concreto	Rectangular	2.400
VA-10x20x4	Viga	Acero	Rectangular	7.850
VL-100x30	Viga	Ladrillo	Rectangular	1.600
VM-12x15	Viga	Madera	Rectangular	810
COM-7x7	Correa	Madera	Cuadrada	810
VM-9x15	Viga	Madera	Rectangular	810
VM-30x12	Viga	Madera	Rectangular	810

Tabla 22.

Cargas muertas adicionales nivel 1

Nombre	Material	Carga
Duela	Madera	20 kg/m ²
	Total	20 kg/m²

Tabla 23.

Cargas muertas adicionales techo de madera

Nombre	Material	Carga
Teja	Arcilla	50 kg/m ²
Lamina fibro cemento	Concreto	20 kg/m ²
Cielo raso	Dry wall	30 kg/m ²
	Total	100 kg/m²

Tabla 24.

Cargas muertas adicionales techo placa colaborante

Nombre	Material	Carga
Placa colaborante 10cm	Concreto	180kg/m ²
	Total	180 kg/m²

- **Cargas vivas:** También conocidas como cargas variables son aquellas donde su acción sobre la estructura no permanece igual a lo largo del tiempo, por lo que se pueden definir como cargas temporales, para la vivienda en estudio definimos dos cargas vivas como es la carga viva de piso del nivel 1 y la carga viva de techo, estas cargas están definidas en la norma NEC-SE-CG y dependen directamente de la ocupación o el uso de la edificación, al igual que las cargas permanentes a estas se les realiza una análisis en función de sus unidades, considerando si son cargas puntuales, cargas distribuidas o cargas de área y se introducen en el software en las asignaciones de cargas.

Tabla 25.

Cargas vivas nivel 1

Uso	Carga
Residencias: Viviendas (unifamiliares, bifamiliares)	200 kg/m ²
	200 kg/m²

Tabla 26.

Cargas vivas techo

Uso	Carga
Cubiertas: Inclinadas, planas y	70 kg/m ²

curvas	
	70 kg/m ²

3.7 ACCIONES SÍSMICAS

Las acciones sísmicas que afectan a una estructura son conocidas también como cargas horizontales, estas cargas se estudian en base a dos situaciones, la primera es para una condición de análisis estático y un análisis dinámico, para poder realizar estos dos análisis a la estructura es necesario conocer los diferentes parámetros necesarios para la realización de nuestro cálculo.

Como ya se estudió en el capítulo cuatro la vivienda de estudio se encuentra en una zona sísmica de alto riesgo, calificada como tipo V, con factor de Zona $Z = 0,40$. Donde adicionalmente se obtuvieron los valores de los coeficientes sísmicos que dependen del tipo de suelo, el cual es un suelo tipo D.

3.8 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para la realización del espectro de respuesta elástico de las aceleraciones S_a , la cual se expresa como una fracción de la gravedad, se expresa en la figura 67.

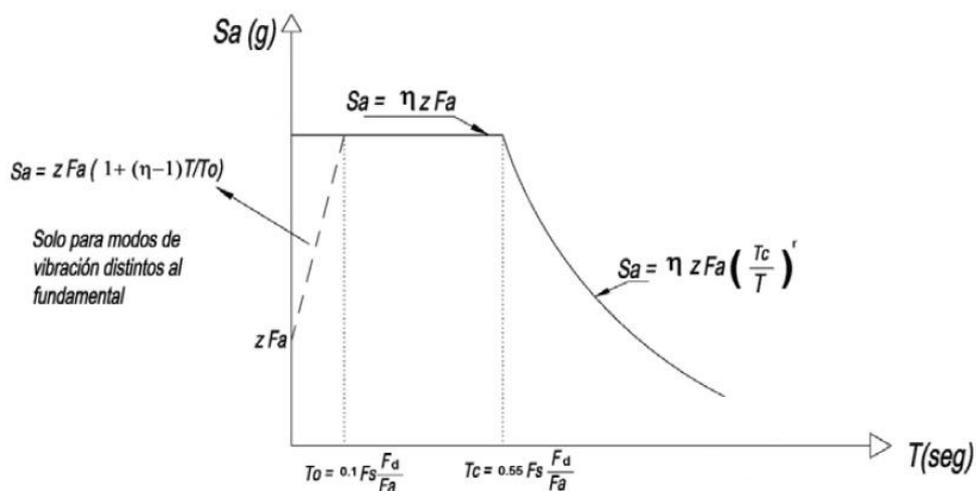


Figura 67. Gráfica del espectro de respuesta elástico

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

Donde cada uno de los parámetros se definen a continuación:

Se obtienen mediante el tipo de suelo y la zona sísmica los coeficientes del perfil de suelo **Fa**, **Fd** y **Fs**, según lo establece la NEC-SE-DS.

- **Fa:** Coeficiente de amplificación del suelo en la zona del periodo cortó. Se encarga de amplificar las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para el diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Figura 68. Coeficiente de perfil de suelo Fa

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

- **Fd:** Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca. Se encarga de amplificar las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Figura 69. Coeficiente de perfil de suelo F_d

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

- **F_s**: Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos. Es el coeficiente encargado de considerar el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio, el cual depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica adicional a los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

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

Figura 70. Coeficiente de perfil de suelo F_s

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

- **η** : Es la relación entre la aceleración espectral S_a y el valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA), para el periodo de retorno seleccionado, la norma NEC-SE-DS establece el centro histórico de Quito, el correspondiente al de las Provincias de la Sierra.
 - Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas). **$\eta = 1,80$**
 - Provincias de la Sierra (Esmeraldas y Galápagos). **$\eta = 2,48$**
 - Provincias del Oriente. **$\eta = 2,60$**

- **T_o** : Es el límite inicial establecido para el periodo fundamental de vibración **T** en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y está dado por la ecuación:
 - **$T_o = 0,10 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a}$**

- **T_c** : Es el límite final establecido para el periodo fundamental de vibración **T** en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y está dado por la ecuación:
 - **$T_c = 0,55 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a}$**

- **T_l** : Es el límite establecido para el periodo fundamental de vibración **T** , para definir el espectro de respuesta en desplazamientos y está dado por la ecuación:
 - **$T_l = 2,40 \times F_d$**

- **r** : Es el factor que se utiliza en el cálculo del espectro de diseño elástico y donde sus valores dependen de la ubicación geográfica del estudio:

- Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E. $r = 1,00$
- Para el tipo de suelo E. $r = 1,50$

Para la obtención de los valores de la gráfica para el espectro de diseño se establecen las siguientes ecuaciones según la NEC-SE-DS:

$$S_a = Z \times F_a \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_o} \right), \quad \text{Para } T \leq T_o$$

$$S_a = \eta \times Z \times F_a, \quad \text{Para } T_o < T \leq T_c$$

$$S_a = \eta \times Z \times F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r, \quad \text{Para } T > T_c$$

Tabla 27.

Parámetros para las ecuaciones del espectro de diseño

Parámetro	Valor	Unidad
Zonificación	V	
Z	0,400	s/u
Fa	1,200	s/u
Fd	1,190	s/u
Fs	1,280	s/u
η	2,480	s/u
To	0,130	seg
Tc	0,700	seg
Tl	2,860	seg
r	1,000	s/u
Sa	1,190	g

Tabla 28.

Valores de la gráfica para el espectro de diseño

T (seg)	Espectro elástico Sa (g)	Espectro inelástico Sa (g)
0,00	0,480	0,200
0,13	1,190	0,490
0,70	1,190	0,490
0,80	1,039	0,430
0,90	0,923	0,380
1,00	0,831	0,340
1,50	0,554	0,227
2,00	0,416	0,170
2,50	0,332	0,136
2,80	0,297	0,121
2,86	0,291	0,119

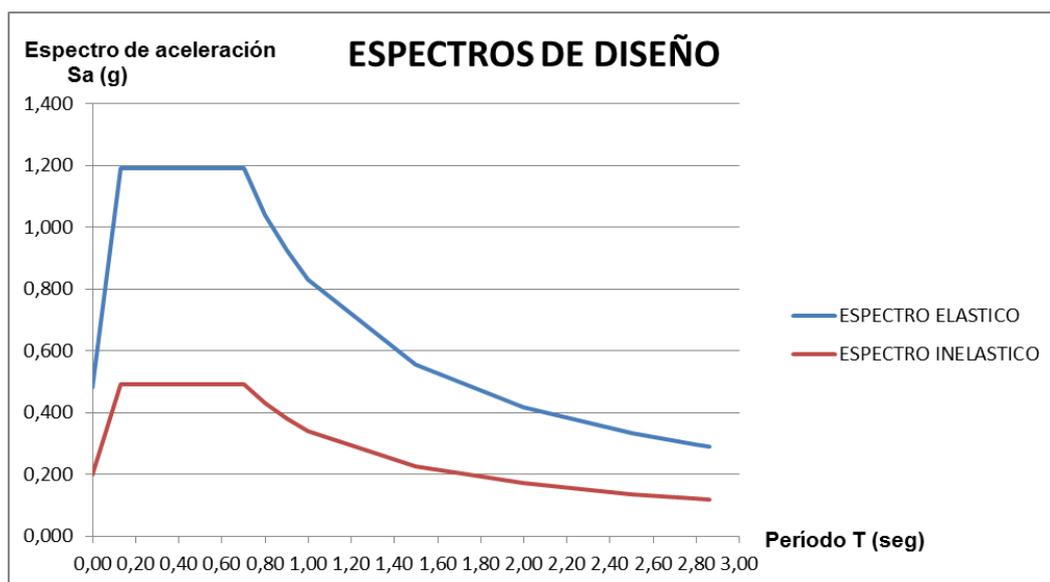


Figura 71. Gráficas del espectro de diseño

3.9 ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático de las fuerzas que actúan sobre la edificación de estudio, se determina mediante el cálculo del cortante basal, el cual es la suma de todas las fuerzas horizontales provenientes de la ocurrencia de un sismo, el cálculo del cortante basal (V), lo establece la NEC-SE-DS como:

$$V = \frac{I \times Sa}{R \times \theta_p \times \theta_e} W$$

Donde cada uno de los parámetros se definen a continuación:

- **V:** Es el cortante basal de diseño, correspondiente a las cargas últimas que actúan sobre la edificación, aplicadas sobre la estructura en una dirección específica.
- **I:** Es el coeficiente de importancia y depende de la categoría de la edificación, tipo de uso, destino e importancia, este factor es el encargado de incrementar la demanda sísmica de diseño para las estructuras.

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 72. Factor de importancia I

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

- **Sa:** Es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, el cual es expresado como una fracción de la aceleración y depende del periodo fundamental o modo de vibración de la estructura, en nuestro caso de estudio corresponde a un valor de 1,190 g.
- **R:** Es el factor que permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, siempre que las estructuras y sus conexiones sean diseñadas para presentar un mecanismo de falla predeterminado y con una adecuada ductilidad, donde los daños ocasionados ocurran en secciones establecidas que puedan funcionar como rotulas plásticas, en el caso de la vivienda Imbabura se considera la condición para mampostería confinada, limitada a dos niveles.

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 73. Factor de reducción de respuesta R

Fuente: (NEC-SE-DS , 2015)

- **Øp:** Está determinado por las irregularidades en planta que pueda

presentar la edificación, en este capítulo se estableció que la edificación posee irregularidad en planta por lo que se tiene un factor de 0,90.

- \emptyset_e : Está determinado por las irregularidades en elevación que presenta la edificación, la estructura no posee irregularidades en elevación por lo que factor se considera igual a 1,00.

Tabla 29.

Parámetros para la ecuación del cortante basal

Parámetro	Valor	Unidad
I	1,00	s/u
Sa	1,190	g
R	3,00	s/u
\emptyset_p	0,90	s/u
\emptyset_e	1,00	s/u

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación descrita se obtiene un valor de cortante basal en función de carga sísmica de diseño de:

$$V = 0,44W$$

Este valor determinado será utilizado para el modelado de la edificación como el coeficiente basal para las componentes del sismo en los sentidos X e Y, correspondientes al análisis estático.

3.10 COMBINACIONES DE CARGA

La norma NEC-SE-RE, expresa, que para efecto de las rehabilitaciones de edificaciones, las acciones gravitacionales y las acciones sísmicas se consideraran combinaciones diferentes a las utilizadas para el diseño, esto se debe a la utilización del método de los esfuerzos admisibles, para la verificación de la resistencia de los elementos estructurales, de las combinaciones que se estipulan en la norma se considerará aquella que

genere el efecto más desfavorable en la estructura.

$$1- 1,1D + 0,275L \pm Q(x,y)$$

$$2- 0,9D + 0,225L \pm Q(x,y)$$

Dónde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Q = Cargas sísmicas consideradas para ambos sentidos y direcciones.

3.11 MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Para la realización del modelo estructural de la edificación de estudio se realizará mediante el software de cálculo estructural basado en elementos finitos y para la realización de los planos se utilizara un software de dibujo.

Es necesario conocer los materiales de cada elemento que compone la edificación al igual que sus propiedades físicas y propiedades dimensionales, para poder generar el modelo de estudio, además de las condiciones de apoyo que se consideran de la edificación para la interacción entre el suelo y la estructura, adicionalmente se deben considerar las secciones del entrepiso y la cubierta de techo, las cargas que actúan sobre la edificación como son las cargas permanentes, las cargas variables y las accidentales.

Para los materiales de la edificación contamos con una diversidad de los mismos los cuales van desde la utilización de los muros en adobe, madera para la estructura del entrepiso y la cubierta de techo, columnas en concreto armado, vigas de entrepiso en acero estructural, y losa de concreto con deck metálico, donde a cada material le corresponden unas características esenciales que serán consideradas por el software durante el modelado.

El software de dibujo se utilizara para identificar la disposición y las mediciones necesarias para recrear tanto la arquitectura como la estructura

de la vivienda, información necesaria para generar el modelo tridimensional en el software de cálculo, esta información se obtiene mediante el levantamiento dimensional en campo de los espacios en planta y considerando las diferentes cotas de elevación de cada elemento estructural que conforme la edificación, la incorporación de esta información al programa se realiza al inicio por medio de la incorporación de un nuevo modelo a ejecutar, donde se establecen las unidades con las que se trabajaran y el modelo predeterminado de modelo.

- **Inicio:** Para iniciar con el modelado de cualquier estructura de edificación es necesario establecer las unidades de trabajo que se consideraran y tener el conocimiento de previo del dimensionamiento del proyecto en referencia al sistema de ejes estructurales que conforman la edificación adicional a cualquier eje secundario que pueda servir de ayuda para la realización posterior del modelo en tres dimensiones. En nuestro caso del estudio que se está realizando como unidades principales se tendrán según lo describe el software serán, **kg** (kilogramos), **m** (metros), **C** (grados centígrados). De igual manera el programa permite modificar las unidades a conveniencia del usuario, por lo que se debe tener cuidado al momento de realizar los cambios al momento de introducir información al software. Para los sistema de ejes, estos se definen mediante los planos generados en AutoCAD, obteniendo doce (12) ejes en el sentido X, diecisiete (17) ejes en el Sentido Y cuatro (4) en el sentido Z.

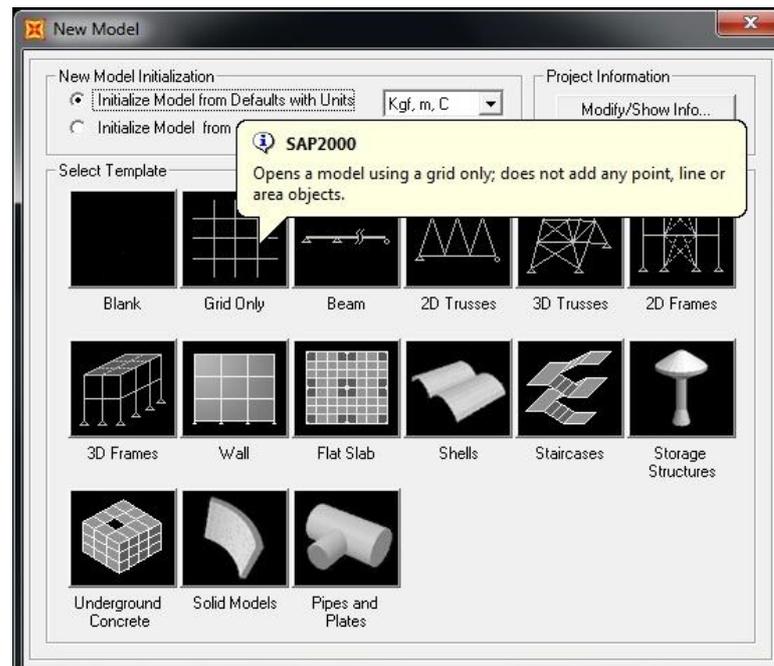


Figura 74. Definición de unidades y modelo predeterminado

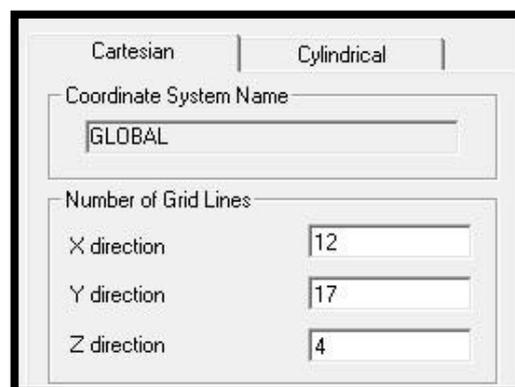


Figura 75. Definición de ejes estructurales

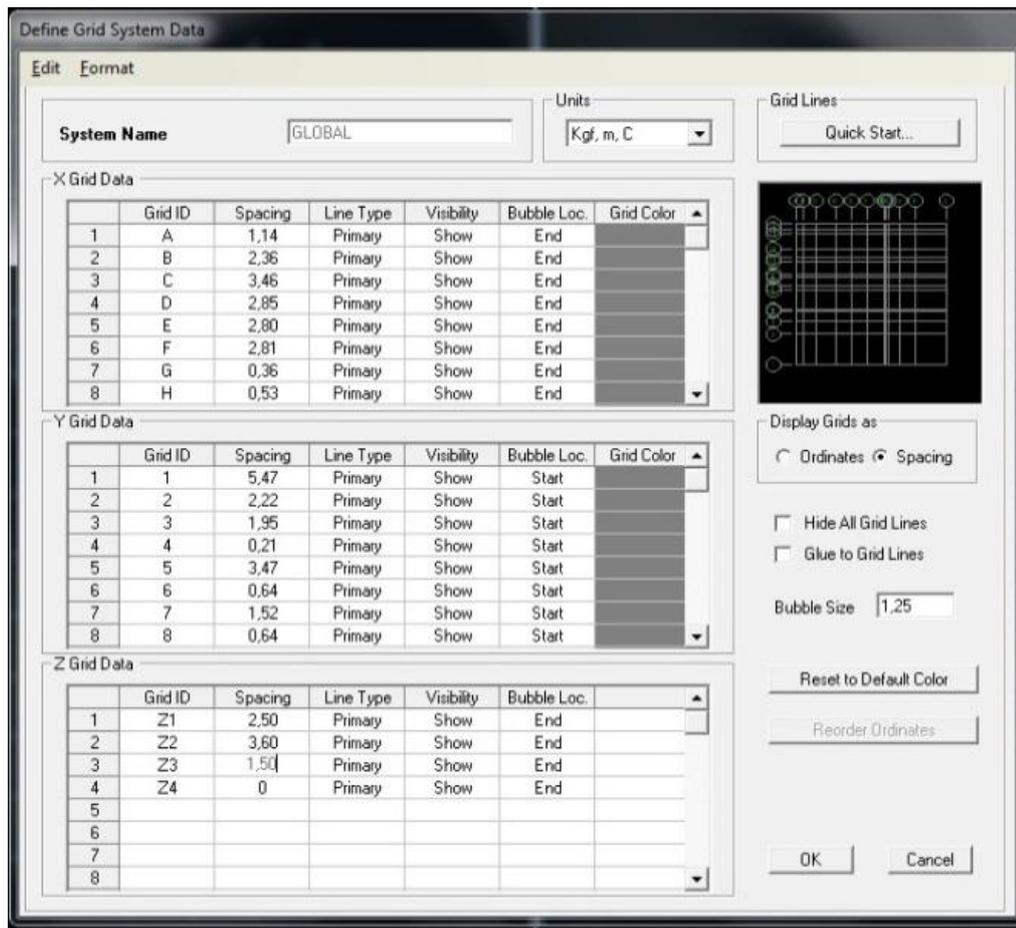


Figura 76. Definición de espacios entre ejes estructurales

- **Definiciones:** Una vez establecidos los ejes estructurales se procede a realizar las definiciones del modelo las cuales abarcan desde la identificación de los materiales que componen las estructuras, las secciones de los elementos estructurales, definición del espectro de diseño, definición de los estados de cargas, los casos de cargas que aplican, las combinaciones de cargas y la definición de las masas de la estructura.
- **Definiciones-Materiales:** Para la definición de los materiales que se utilizaran para general el modelo de estudio se especifican los siguientes.

Tabla 30.

Definición de materiales

Material	Densidad (kg/m ³)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de poisson	Módulo de corte (kg/cm ²)	Referencia
Adobe	1.600	6500	0,25	2.600	Norma E-80
Concreto	2.400	219.500	0,20	91.458	NEC-SE-HM
Acero	7.850	2.100.000	0,30	784.193	NEC-SE-AC
Madera	810	126.355	0,4	45.127	JUNAC

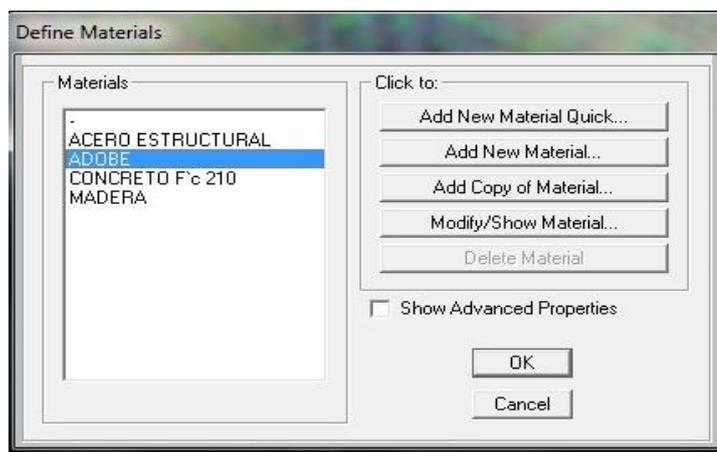


Figura 77. Definición de materiales estructurales

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ADOBE ■

Material Type: Other

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 1600

Mass per Unit Volume: 163,1546

Units: **Kgf. m. C**

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 65000000

Poisson's Ratio, U: 0,25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 6,000E-06

Shear Modulus, G: 26000000

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 78. Definición de las propiedades del adobe

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: MADERA ■

Material Type: Other

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 810

Mass per Unit Volume: 82,597

Units: **Kgf. m. C**

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1,264E+09

Poisson's Ratio, U: 0,4

Coefficient of Thermal Expansion, A: 3,000E-06

Shear Modulus, G: 4,513E+08

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 79. Definición de las propiedades de la madera

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CONCRETO F'c 210

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244,7319

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,195E+09

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 9,146E+08

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 80. Definición de las propiedades del concreto

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: ACERO ESTRUCTURAL

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849,0476

Mass per Unit Volume: 800,3801

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,039E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7,842E+09

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 25310507

Minimum Tensile Stress, Fu: 40778038

Effective Yield Stress, Fye: 37965760

Effective Tensile Stress, Fue: 44855842

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 81. Definición de las propiedades del acero estructural

- **Definiciones-Propiedades de secciones:** Después de definir cada uno de los materiales a utilizar se procede a establecer las propiedades dimensionales de cada elemento estructural ya sean elemento lineales tipo columnas y vigas o elementos estructurales de área como es el caso de los muros, cada uno de estos elementos se definirán considerando el material del cual esta fabricados o construido.

En el caso de elementos estructurales lineales serán definidos de la siguiente manera por la siguiente nomenclatura:

CC-40x40

Donde la primera letra corresponde al tipo de elemento estructural que corresponda, C para columnas, V para vigas y CO para correas.

La segunda letra corresponde al material de fabricación donde tenemos, C para concreto, A para el acero estructural, M para la madera y L para los ladrillos.

Al final corresponde a las dimensiones del elemento conformado de la por base x altura (b x h) para secciones rectangulares macizas, para el caso de elementos circulares se indica la letra D por el diámetro, seguido del valor de este y para secciones tubulares huecas las medidas quedan indicas por base x altura x espesor (b x h x e).

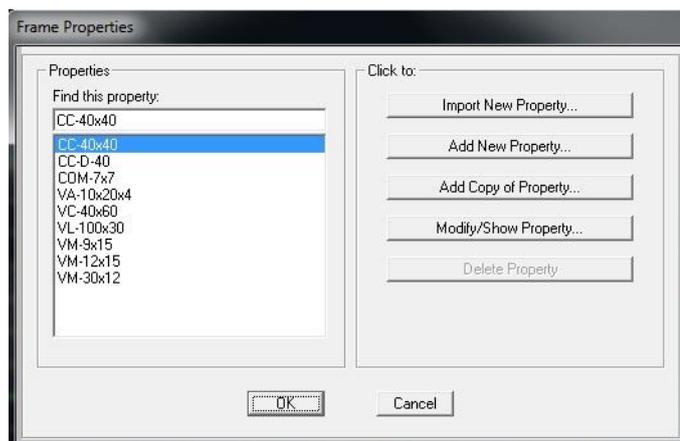


Figura 82. Definición de las secciones de elementos lineales

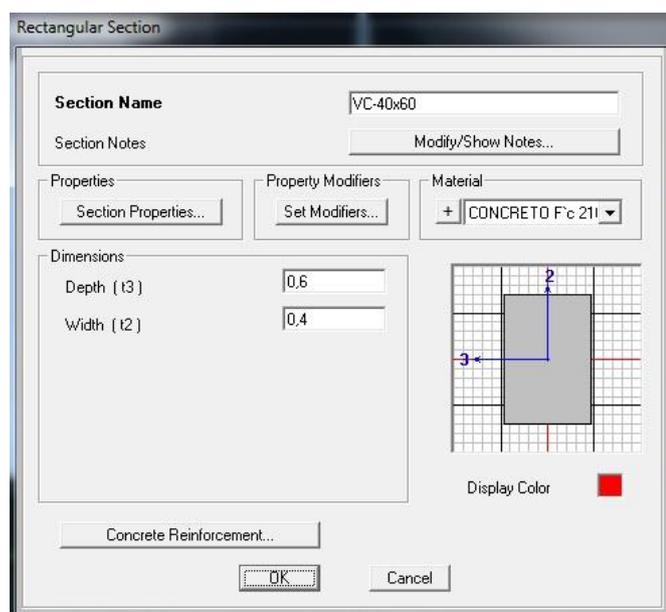


Figura 83. Definición de las propiedades y dimensiones de elementos en concreto

En el caso de los elementos estructurales que tengan como material la madera y el acero, serán definidos por medio de secciones diseñadas, en el caso de la madera por el tipo de material se hace necesario diseñar la sección transversal del elemento, para la viga de acero existen secciones predeterminadas, en el caso de la viga a utilizar es una sección tipo G, doble para conformar un sección tubular

Para la definición de los elementos de área tenemos dos tipos de secciones, las áreas correspondientes a los muros de adobe que conforman toda la mampostería de la edificación y la placa colaborante para la losa de techo ubicada en la sección posterior de la vivienda que da hacia el patio trasero.

Tabla 31.

Definición de secciones de área

Sección	Tipo de elemento	Tipo de sección	Material	Thickncss Membrane (m)	Thickncss Bending (m)
Muro Adobe	Shell	Shell thick	Adobe	1,00	1,00
Placa colaborante 10	Shell	Membrane	Concreto	0,00	0,00

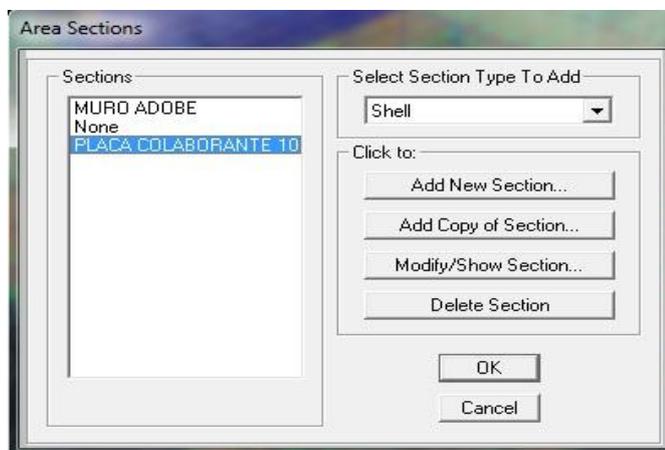


Figura 88. Definición de las secciones de elementos de área

Los elementos de áreas para los muros estarán definidos como tipo shell, los cuales tienen como característica principal en que en cada nodo se obtienen seis grados de libertad, tres traslaciones (U1, U2, U3) y tres rotaciones (R1, R2, R3), además son elementos estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y cargas en el

mismo plano del elemento, este tipo de elemento es comúnmente utilizada para modelar analizar y diseñar losa, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial (Computer and Structure Inc., 2013).

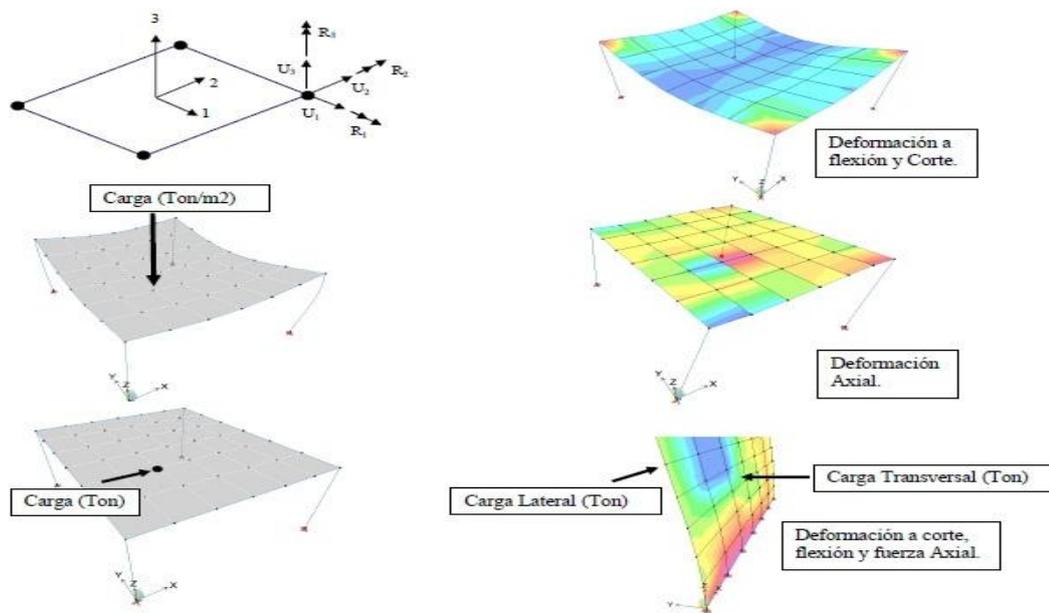


Figura 89. Características de elementos de área tipo shell

Fuente: (Computer and Structure Inc., 2013)

Los muros en adobe estarán definidos como secciones shell thick, las cuales se utilizan para estudios de placas gruesas donde su deformación se da por flexión y corte, como material se utilizara el adobe y en los espesores corresponderá para el del muro el cual posee un ancho de un metro (1,00 m) para el espesor de la membrana y como espesor efectivo o bending, será igual un metro (1,00 m) ya que se considera en el modelo que todo el espesor del muro estará sometido a las deformaciones por flexión y corte.

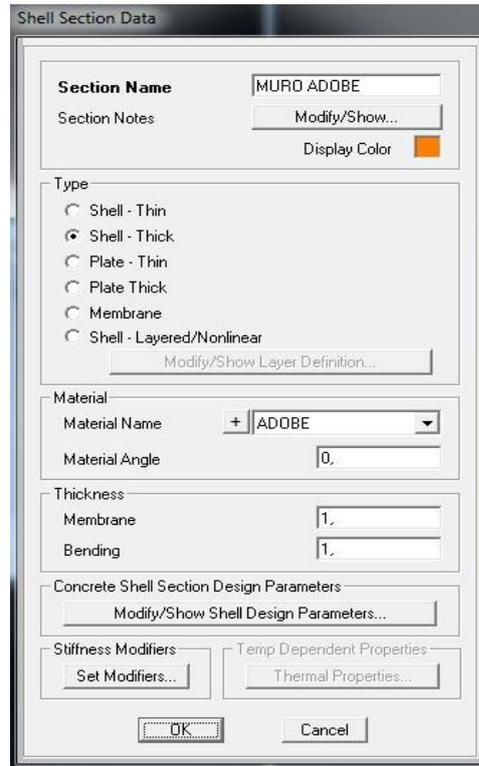


Figura 90. Definición de las propiedades MURO ADOBE

Para el elemento de área destinado a la losa de concreto tipo placa colaborante, se definirá como un elemento de área tipo membrana, estos elementos definidos como membranas establecen que en cada nodo se obtienen tres grados de libertad, dos traslaciones (U1, U2) y una rotación (R3), para esta condición se considera el desplazamiento U3 y las rotaciones en R1 y R2, como liberadas, las membranas se utilizan para modelar losas simplemente apoyadas sobre vigas y/o correas que estén sometidas a cargas perpendiculares a su plano (Computer and Structure Inc., 2013).

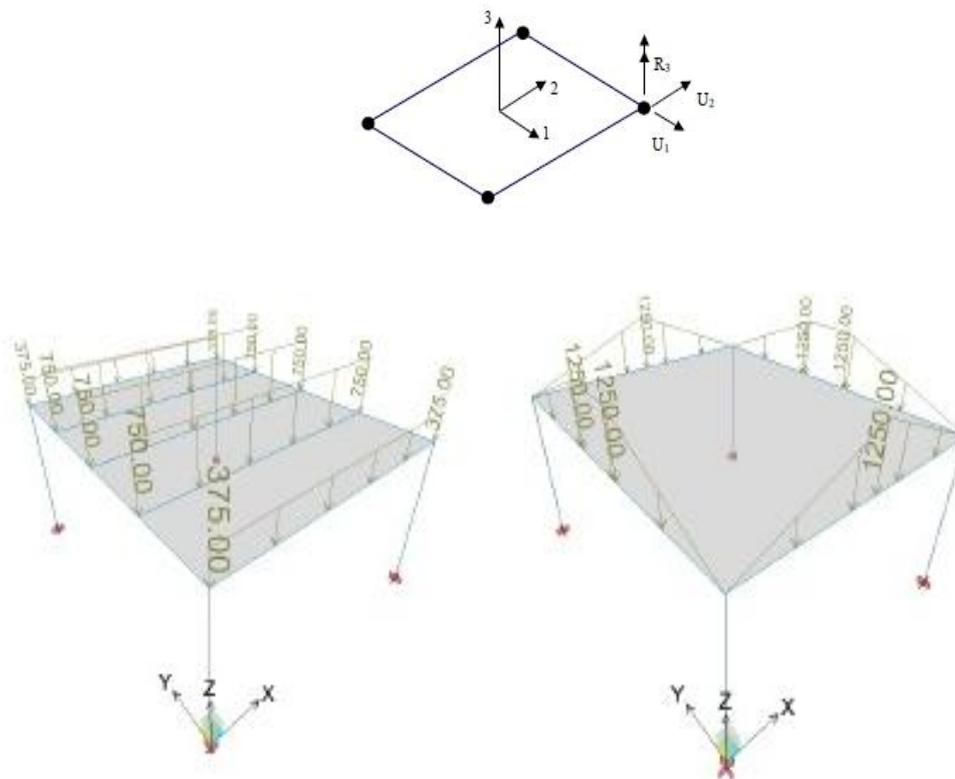


Figura 91. Características de elementos de área tipo membrana

Fuente: (Computer and Structure Inc., 2013)

La definición de las propiedades de la placa colaborante se realizara utilizando una sección tipo membrana utilizadas para estudios de losas, como material se establece el concreto de resistencia 210 kg/cm², para este caso los espesores tanto para la membrana como para el bending se consideraran cero, esto se hace ya que a la losa se le asignara la carga permanente debido a la losa.

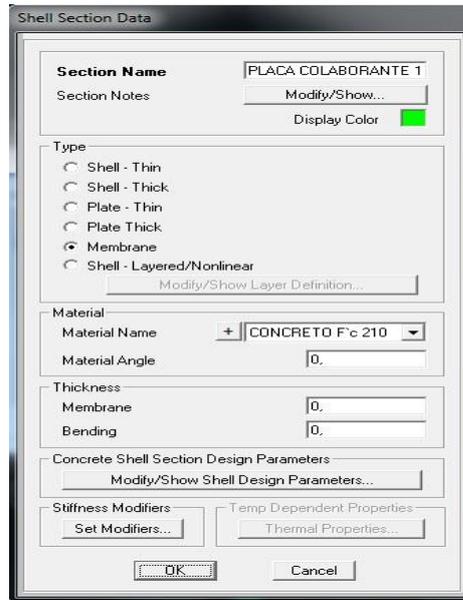


Figura 92. Definición de las propiedades PLACA COLABORANTE 10

- **Definiciones-Funciones:** En la sección de funciones se establecerá el espectro de diseño encargado de simular en el software el sismo, esto se realizara utilizando los datos obtenidos de la gráfica del espectro de respuesta de diseño, incorporado mediante un archivo (.txt), donde estarán contenido los valores de la gráfica, una vez definido el espectro de diseño generado, se consideran los factor de amortiguamiento del sistema con un valor de 5%.

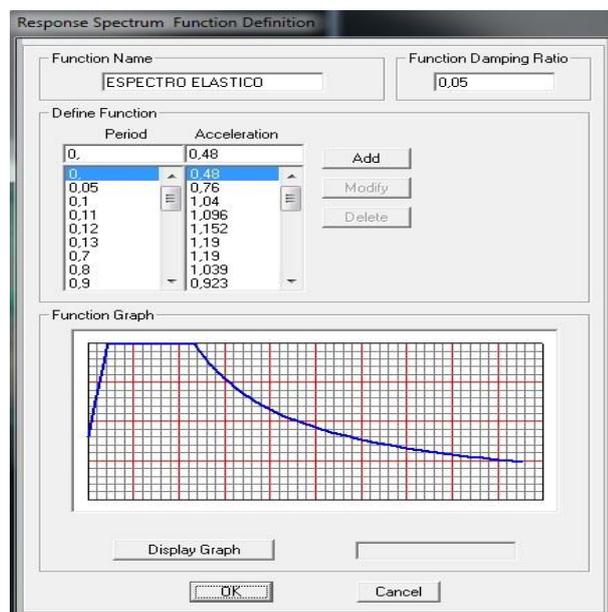


Figura 93. Definición del espectro de respuesta de diseño

- **Definiciones-Patrones de carga:** Para la definición de los patrones de carga es necesario conocer cuáles son las cargas que actúan sobre la edificación, estas cargas van desde las cargas permanentes o cargas muertas, las cargas vivas o variables y las cargas sísmicas provenientes del análisis del espectro de respuesta de diseño. En las cargas muertas se consideraran dos tipos la primera es la carga muerta de la estructura en la cual será una carga tipo DEAD, y la condición del factor multiplicador de peso propio será igual a uno (1), solo para este caso será así, para el resto de los patrones de carga se considerara este factor igual a cero (0) para no contemplar durante la simulación el peso propio de forma repetida y pueda alterar las condiciones reales del modelo. Se considera un patrón de carga correspondiente a las cargas muertas adicionales, que es el que se utilizara para la asignación de las cargas puntuales, distribuidas o de áreas que se puedan dar en la edificación, esta carga será tipo SUPER DEAD, la carga variable será tipo LIVE y se consideraran en esta de igual manera las cargas puntuales, distribuidas o de áreas según establece la norma NEC-SE-CG, por ultimo las cargas sísmicas, donde se tienen dos cargas que corresponden a los dos sentidos de aplicación en sentido X e Y respectivamente, están serán tipo QUAKE y donde se definirá el tipo de carga lateral automática que utilizara el software para la simulación del sismo, en este caso se utilizara los coeficientes, donde los parámetros estarán definidos según la tabla 32.

Tabla 32.

Definición de patrones de carga

Patrón de carga	Tipo de carga	Factor de peso propio	Patrón de carga lateral
DEAD	Dead	1	
DEAD ADICIONALES	Súper Dead	0	
LIVE	Live	0	
QX	Quake	0	User coefficient
QY	Quake	0	

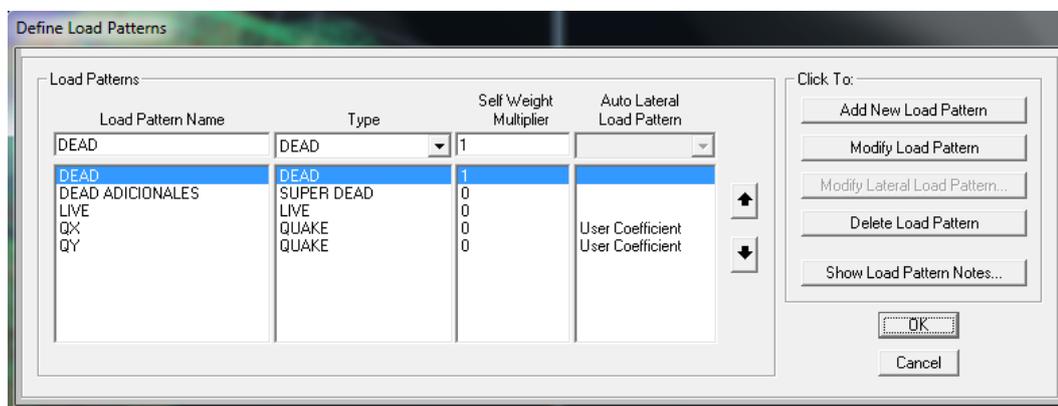


Figura 94. Definición de los patrones de carga

Tabla 33.

Definición patrones de carga laterales

Patrón de carga	Dirección de la carga	Proporción de excentricidad	Coefficiente sísmico
QX	X	0,05	0,44
QY	Y	0,05	0,44

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction

Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Other Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated

User Specified

Max Z

Min Z

Figura 95. Definición de parámetros de carga lateral para QX

User Defined Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction

Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Other Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated

User Specified

Max Z

Min Z

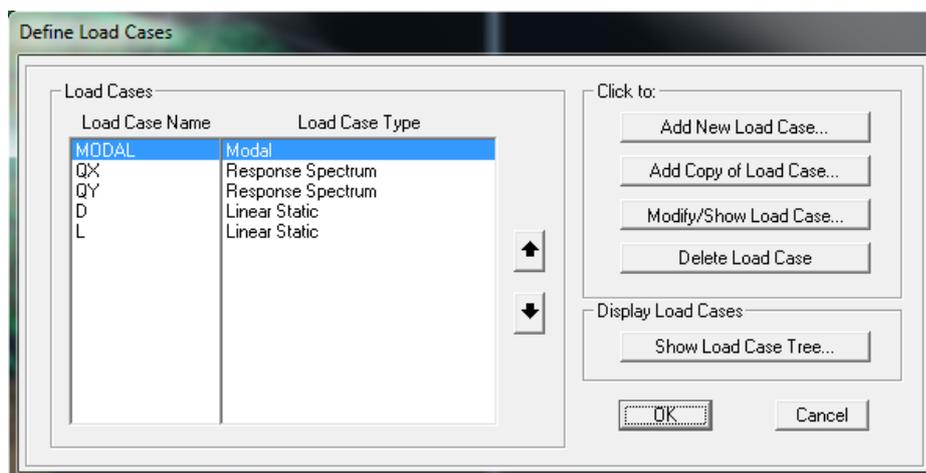
Figura 96. Definición de parámetros de carga lateral para QY

- **Definiciones-Casos de carga:** Aquí se definen los casos de carga principales del modelo que se utilizarán para el análisis de la edificación.

Tabla 34.

Definición casos de carga

Caso de carga	Tipo caso de carga	Patrones de cargas
D	Estática lineal	DEAD DEAD ADICIONALES
L	Estática lineal	LIVE
QX	Espectro de respuesta	QX
QY	Espectro de respuesta	QY
MODAL	Modal	

**Figura 97.** Definición de los casos de carga

Para las cargas muertas estará definido como “D” por dead, de tipo estático lineal y que contendrá a los patrones de carga DEAD y DEAD ADICIONALES, con factor de escala igual a uno (1).

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: D Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case [v]

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD ADICION	1.

Add Modify Delete

OK Cancel

Figura 98. Definición de caso de carga D

Las cargas vivas o variables estarán definidas como “L” por live y como patrón de carga se utilizara únicamente LIVE, al igual que para el caso de carga D, este será un análisis estático lineal y con un factor de escala igual a uno (1).

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: L Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case [v]

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LIVE	1.
Load Pattern	LIVE	1.

Add Modify Delete

OK Cancel

Figura 99. Definición de caso de carga L

Para las condiciones de cargas horizontales, se consideran los casos de carga QX y QY donde se definirán los siguientes parámetros:

Tabla 35.

Definición casos de carga sísmicos

Caso de carga	Tipo caso de carga	Patrones de cargas	Dirección	Factor de escala
QX	Espectro de respuesta	QX	U1	9,8
QY	Espectro de respuesta	QY	U2	9,8
MODAL	MODAL	-	-	

El método de combinación modal estará definido por el método CQC que se trata de una combinación cuadrática completa y como método de combinación direccional se utilizara SRSS que consiste en la raíz cuadrada de valores al cuadrado, los modos de análisis a considerar se utilizaran los del caso de carga MODAL, el tipo de carga será de aceleración con dirección U1 que corresponde a la dirección en X para QX y U2 correspondiente a la dirección Y para el sismo QY, como función del espectro de respuesta se utilizara el ESPECTRO INELASTICO, con un factor de 9,8 que incluye la aceleración de la gravedad y el factor de corrección del corte basal

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: QX Set Def Name Notes Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1,
- SRSS GMC f2: 0,
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9.8
Accel	U1	ESPECTRO INE	9.8

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show... OK Cancel

Figura 100. Definición de caso de carga QX

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: QY Set Def Name Notes Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1,
- SRSS GMC f2: 0,
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ESPECTRO	9.8
Accel	U2	ESPECTRO INE	9.8

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show... OK Cancel

Figura 101. Definición de caso de carga QY

En el caso de carga modal el tipo de caso de carga es tipo MODAL, con condiciones iniciales iguales a cero, y el número de modos máximo.

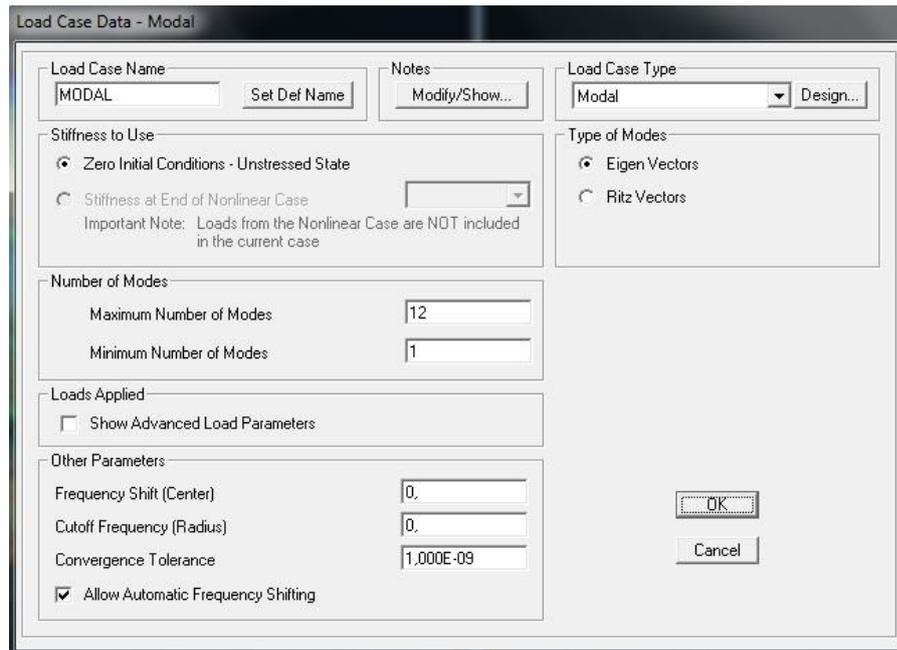


Figura 102. Definición de caso de carga MODAL

- **Definiciones-Combinaciones de carga:** En esta sección se establecen las combinaciones de cargas que se utilizarán durante la simulación de la edificación, las cuales están contempladas en la norma NEC-SE-RE.

1- $1,1D + 0,275L \pm Q(x,y)$

2- $0,9D + 0,225L \pm Q(x,y)$

Dónde:

D = Carga muerta

L = Carga viva

Q = Cargas sísmicas consideradas para ambos sentidos y direcciones.

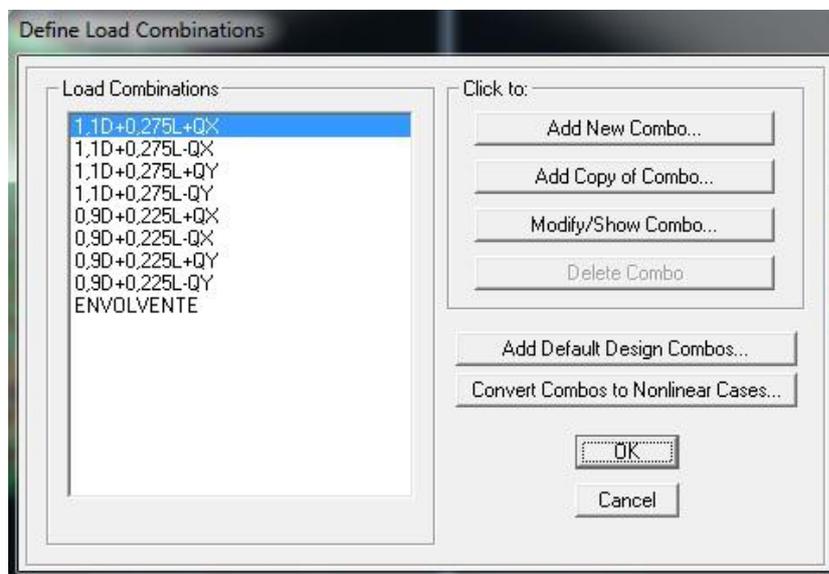


Figura 103. Definición de las combinaciones de carga

Las combinaciones a definir serán de tipo Linear Add (suma lineal), es decir que para todos los casos o combinaciones estarán multiplicados por sus factores de escala ya sean de mayoración o minoración según corresponda y sumados en función de su signo.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1,1
D	Linear Static	1,1
L	Linear Static	0,275
QX	Response Spectrum	1,

Figura 104. Definición de la combinaciones de carga $1,1CP+0,275L+QX$

En el software se creara una combinación de carga la cual se denominara ENVOLVENTE, esta combinación será de tipo Envelope (envolvente) este tipo de combinación se encarga de evaluar los valores máximos y mínimos de los casos de cargas y combinaciones definidos para cada resultado.

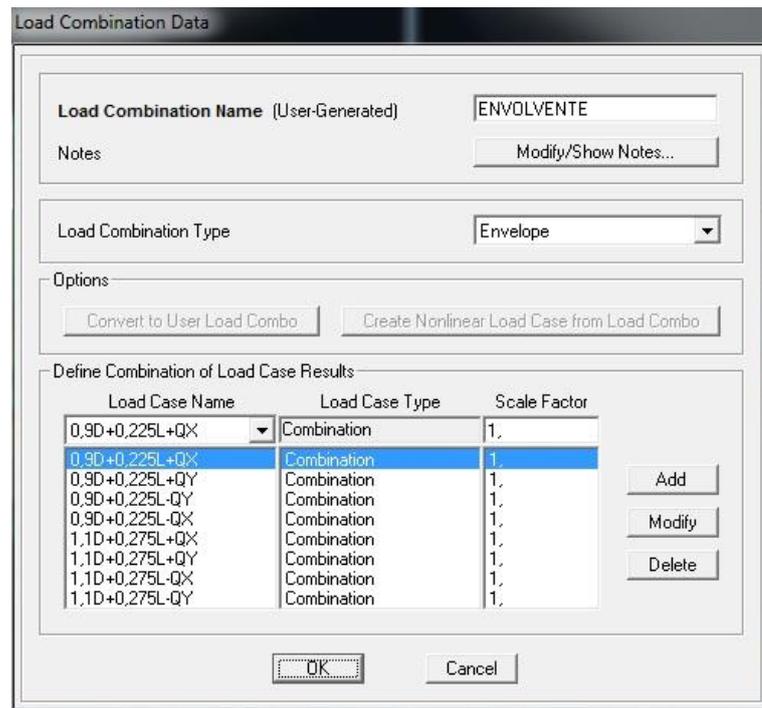


Figura 105. Definición de la combinaciones de carga 1,1CP+0,275L+QX

- **Definiciones-Fuente de la masa:** Para contemplar todos los elementos que puedan afectar el modelo para la simulación se establecen las masas que afectaran el comportamiento de la edificación, en este caso se utilizara como definición de la masa las provenientes de las cargas, y donde utilizaran según esta establecido en la norma NEC-SE-DS, la participación total de todas las cargas 100% muertas y para las cargas variables solo se considerara un 25%, para el modelo de la simulación la definición será utilizando From Loads (desde las cargas) cuando se considera esta condición debe incluirse el caso de carga correspondiente al peso propio de la estructura, que en este caso corresponde al patrón de carga denominado DEAD, que es el que posee el factor multiplicador de peso propio igual a uno (1).

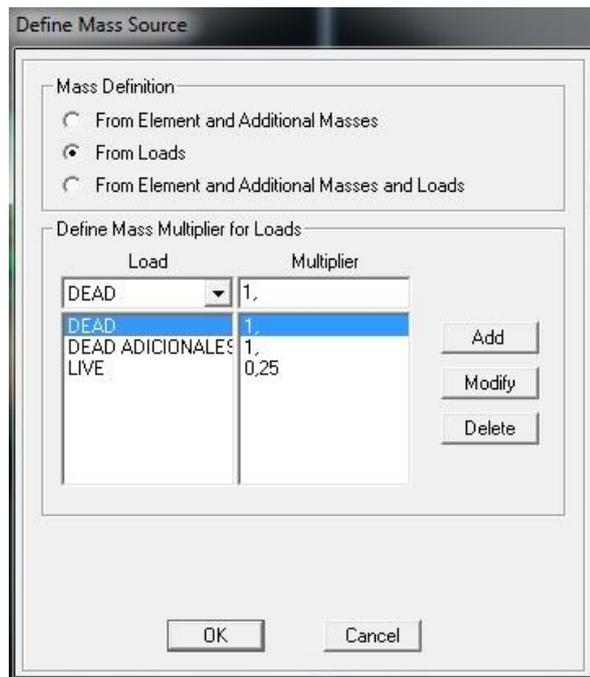


Figura 106. Definición de la fuente de la masa

- **Asignaciones:** En esta sección es donde se realiza la incorporación de las condiciones de arriostramiento a tierra del modelo para el cálculo de reacciones, los diafragmas de piso a cada nivel generados en las definiciones y las asignaciones de las cargas muertas adicionales y cargas vivas mediante el uso de cargas tipo puntuales, distribuidas o de esfuerzos según corresponda el caso.
- **Asignaciones-Juntas:** Es donde se definen las restricciones o condicionantes de las juntas que existen en el modelo, en nuestro caso de estudio se asignaran las restricciones en juntas a los muros para idealizar el comportamiento de este con respecto al suelo y al sistema de fundación, para esto se le asignaran las restricciones tipo articulaciones, esto se debe a la carencia de un estudio de suelo que nos proporcione la información necesaria para realizar una evaluación más exhaustiva de la interacción estructura-suelo que pueda ocurrir, este tipo de restricción nos suministrara información confiable del comportamiento de la estructura considerando que el comportamiento

no es totalmente rígido, considerando la condición más desfavorable, este sistema de restricciones de las juntas es necesario para poder idealizar la interacción suelo-estructura que debe darse debido a la ocurrencia de sismo y así el modelo ser capaz de transmitir las cargas horizontales debido al sismo a la estructura (Manitio & Vásquez, 2013).

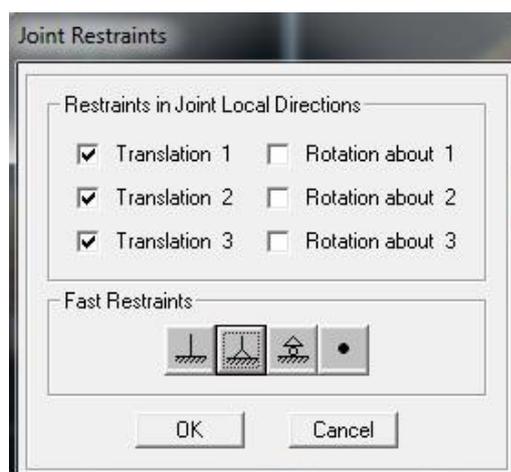


Figura 107. Asignación de las restricciones a los muros

- **Asignaciones-Cargas sobre elementos lineales:** las cargas que se aplicaran sobre elemento lineales corresponden a las vigas de entepiso existentes y a las correas del techo, estas cargas serán de tipo distribuidas incorporadas a cada viga y correa y será en función del ancho tributario que corresponda.

Tabla 36.

Asignación de cargas sobre vigas y correas

Elemento	Tipo caso de carga	Valor de la carga (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Carga distribuida (kg/m)
Viga de entepiso	DEAD ADICIONALES	20	1,20	24
Viga de entepiso	LIVE	200	1,20	240
Correa de techo	DEAD ADICIONALES	100	0,60	60
Correa de techo	LIVE	70	0,60	42

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + DEAD ADICIONALES

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:

- Forces Moments
- Coord Sys: GLOBAL
- Direction: Gravity

Options:

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load 60

OK Cancel

Figura 108. Asignación de carga distribuida de techo sobre correa

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + LIVE

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:

- Forces Moments
- Coord Sys: GLOBAL
- Direction: Gravity

Options:

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load 240

OK Cancel

Figura 109. Asignación de carga distribuida de entrepiso sobre viga

- **Asignaciones- Cargas sobre elementos de área:** Aquí se asignan las cargas adicionales que actúan sobre los elementos de área en el techo, específicamente en la sección del techo que es construida en placa colaborante donde se le incorporaran las cargas muertas y

vivas correspondientes.

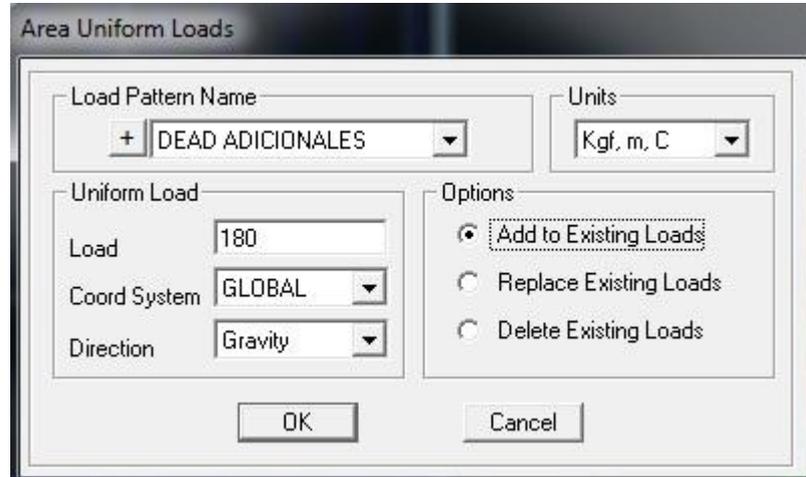


Figura 110. Asignación de carga uniforme de techo sobre placa colaborante

- **Análisis:** Una vez que se establecen todas las propiedades y características esenciales del modelo y luego de haber incorporado las condiciones de borde y condiciones internas, se procede a realizar el análisis del modelo, aquí es donde se realiza la simulación en función de los parámetros de estudios establecidos.

Lo primero es establecer entre las opciones de análisis definidas cual es la que se utilizara, en nuestro caso será un análisis espacio ya que contamos con un modelo definido en las tres dimensiones, una vez se define la opción del análisis a realiza la creación del análisis del modelo.

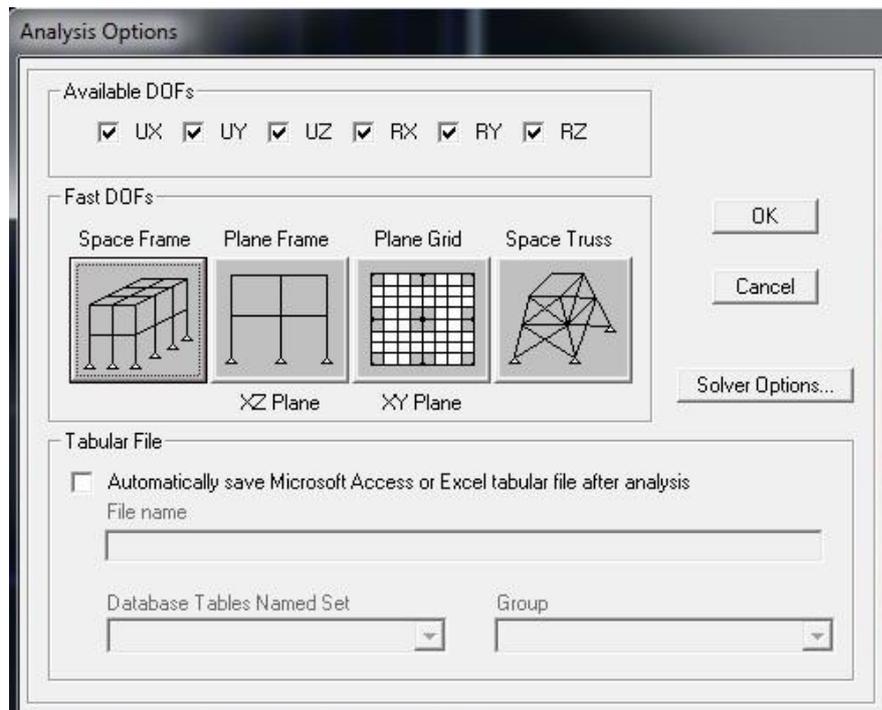


Figura 111. Opciones de análisis para el modelo

Posteriormente se establecen los casos de cargas que participaran en la corrida del modelo, para nuestra investigación todos los casos de carga generados participaran en la análisis del modelado, ya incorporados los casos de cargas participantes se realiza la corrida del modelo.

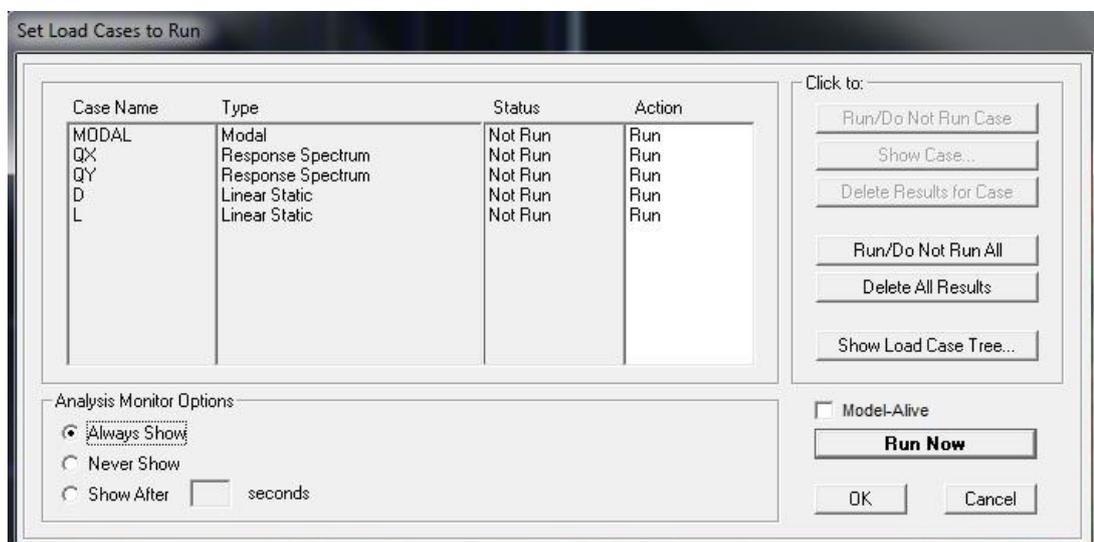


Figura 112. Opciones de análisis para el modelo

- **Mostrar:** Ya realizado el análisis podemos iniciar con la visualización de los esfuerzos presentes en cada uno de los muros, para realizar posteriormente la verificación de estos por el método de los esfuerzos admisibles, esta visualización se realizara solicitando al software que muestre las fuerzas y esfuerzo generados sobre los elementos tipo shell.

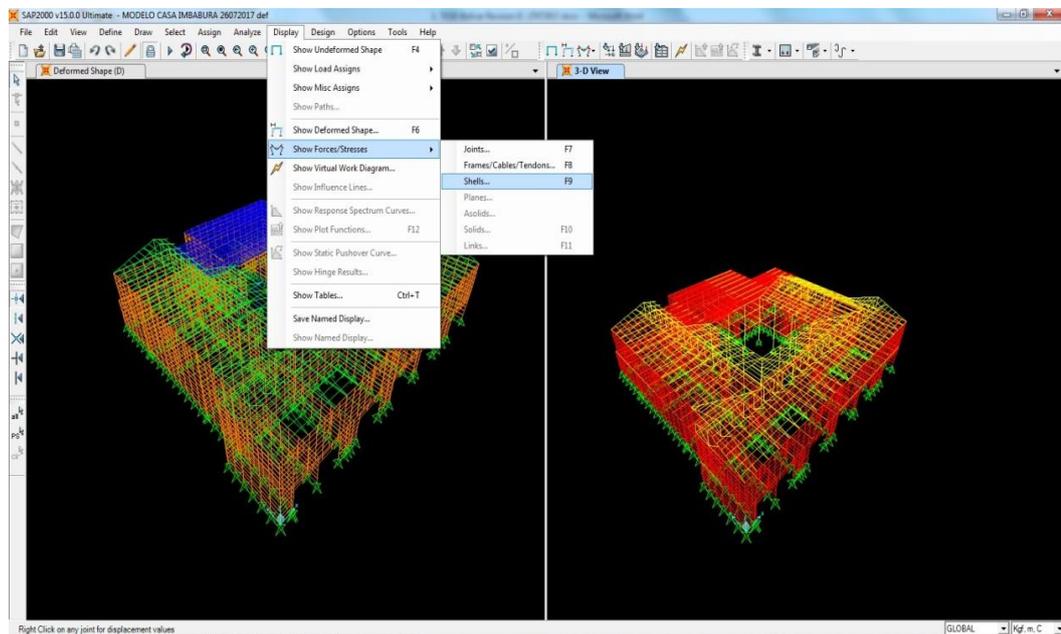


Figura 113. Visualización de esfuerzos en elementos tipo shell

En nuestro modelo de investigación se analizaran los casos que corresponden a las siguientes componentes.

S11: Esfuerzo directo que actúa sobre las caras positivas y negativas 1 en la dirección del eje 1.

S22: Esfuerzo directo que actúa sobre las caras positivas y negativas 2 en la dirección del eje 2.

S12: Esfuerzo cortante que actúa sobre las caras positivas y negativas 1 en la dirección del eje 2 y actúa sobre las caras positivas y negativas 2 en la dirección del eje 1.

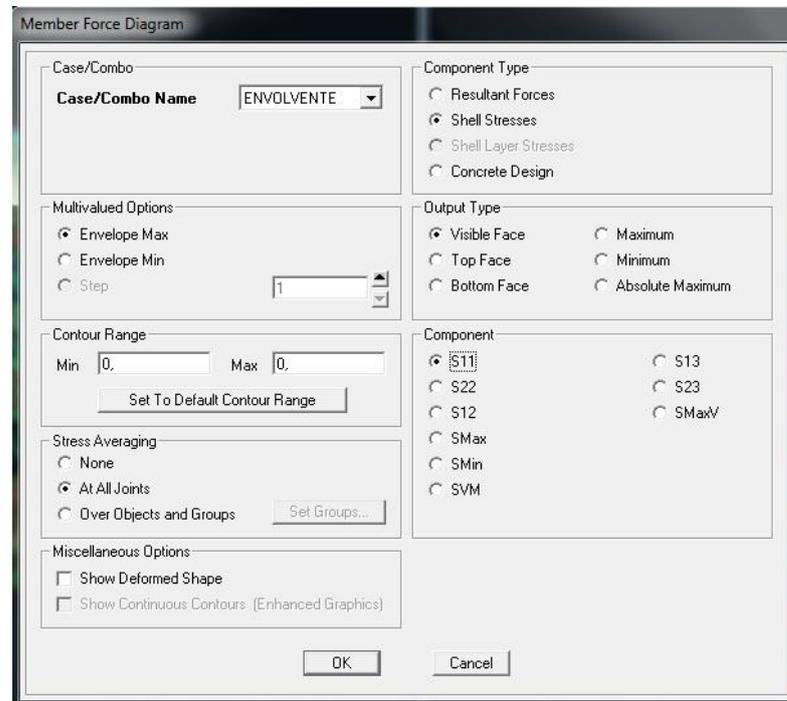


Figura 114. Solicitud de la visualización de esfuerzos S11

- **Análisis de convergencia del mallado:** Existen diferentes fuentes de error al momento de realizar un análisis de un modelo estructural utilizando el método de elementos finitos, entre estos errores podemos mencionar los errores presentes durante la definición o asignación de las cargas que actúan sobre el modelo, la idealización de las condiciones borde de los elementos y en las propiedades de los diferentes materiales que conforman el modelo, tenemos también los errores por discretización, estos se debe a la capacidad de representar con la mayor exactitud la geometría real, esto se puede resolver aumentando o refinando el mallado del modelo, el tamaño de cada elemento que conforma la malla también es importante tenerlo en consideración para obtener un resultados del análisis lo más real posible, estas consideraciones antes mencionadas nos obligan a realizar un análisis de convergencia del mallado que nos proporcione un aumento de la confiabilidad de los datos obtenidos del modelo.

(Frías , 2004)

Ya definido el análisis a realizar, es necesario realizar un análisis de convergencia con la finalidad de que los resultados obtenidos en el modelo serán confiables, esto se hace modificando las dimensiones de los elementos que componen el mallado iniciando con una configuración con pocos elementos, hasta obtener un mallado fino con la suficiente cantidad de elementos, donde se verificara el valor de la reacción en la zona estudiada, en nuestro caso la reacción R-2 de la restricción tipo rodillo, que se produce por la cargas actuantes. El modo de estimación del error es el siguiente.

$$err = \frac{R(i - 1) - R(i)}{R(i - 1)} \times 100$$

Dónde:

err: Es el error presente en las mediciones medido en porcentaje.

R (i-1): Es el valor de la reacción anterior de la malla de análisis.

R (i): Es el valor de la reacción de la malla de análisis.

El elemento inicial utilizado para el mallado, es un sólido de sección base 5,00 m, altura 3,00 m y espesor 1,00 m, el cual está sometido a una carga gravitacional de 3000 kg, además de las cargas sísmicas correspondientes al modelo ya analizadas, las condiciones de restricciones de nuestro muro de análisis, serán dos en un extremo una condición articulada donde se presentan las reacciones en todos los ejes X, Y, Z, en el otro extremo una condición tipo rodillo donde la reacción que ocurre es en la dirección Z, es en esta restricción donde se analizara la convergencia que presenta el mallado del modelo.

El análisis se realiza en un rango de tamaño global del elemento de área con sección de 5,00 de largo por 3,00 m de altura, las secciones de los elementos se irán disminuyendo a la mitad de su sección

aumentando así de forma exponencial el número de elementos que conforman la malla, los resultados obtenidos del análisis realizado se presentan en la tabla 37 y la figura 115.

Tabla 37.

Convergencia del modelo

ITEM	DIM X (m)	DIM Y (m)	AREA DE MALLA (m ²)	ELEMENTOS	REACCION (kg)	ERROR (%)
1	6,000	3,000	18	1	14850,00	-
2	3,000	1,500	4,5	4	3,19E+15	2,1E+13
3	1,500	0,750	1,125	16	15978,83	100,0
4	0,750	0,375	0,28	64	16805,68	5,2
5	0,375	0,188	0,070	256	16216,60	3,5
6	0,188	0,094	0,017	1024	16978,15	4,7
7	0,094	0,047	0,004	4096	16355,64	3,7

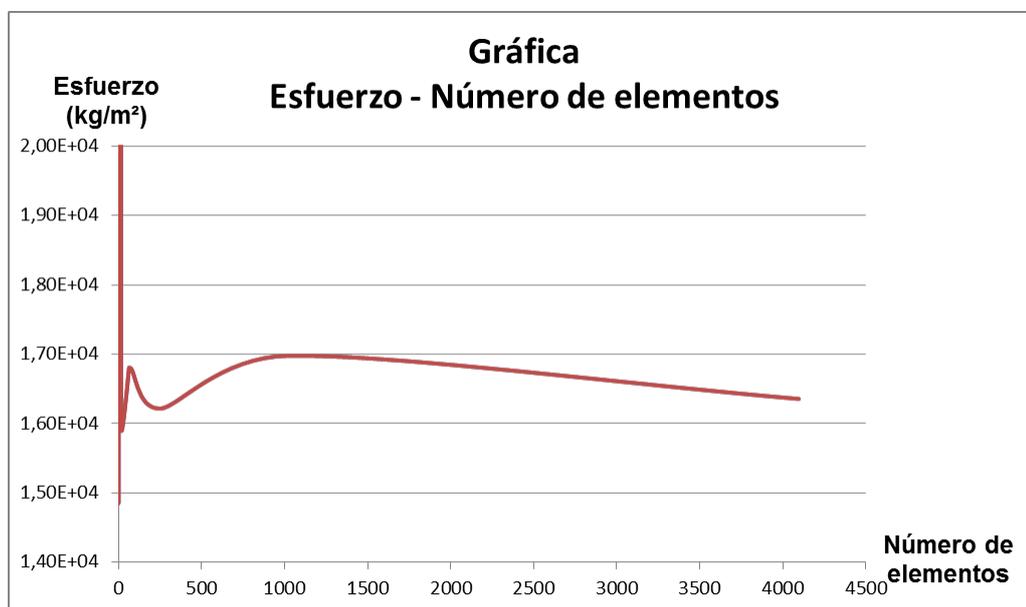


Figura 115. Grafica Esfuerzo – Número de elementos

El criterio de convergencia es del 5%, es decir cuando exista una tendencia sostenida con un error del 5%, se considera que existe la

convergencia, en la Figura 116., se muestra el comportamiento del error, como puede observarse a partir del valor con ITEM = 5, comienza la convergencia, ya que tiene un error de 3,5 % menor al 5 %, el número de elementos correspondiente de 256 y el tamaño del elemento es de 0,070 m², valor que será tomado para todos los análisis sucesivos a efectuarse con el método del elemento finito.

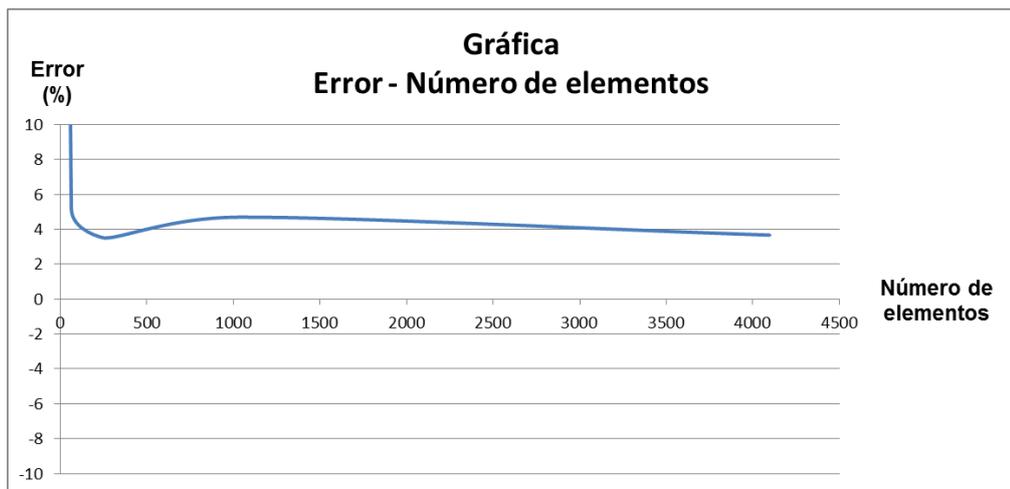


Figura 116. Grafica Error – Número de elementos

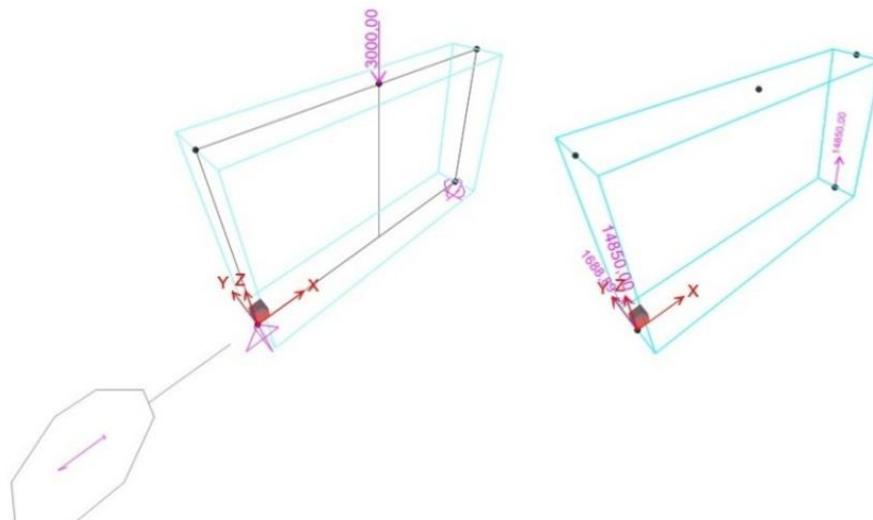


Figura 117. Definición de modelo y mallado inicial

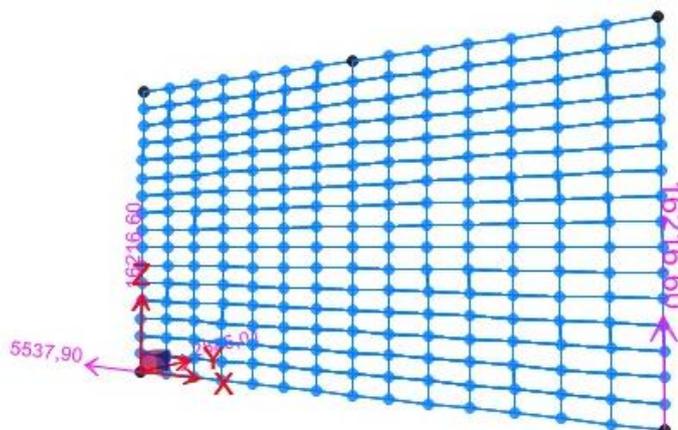


Figura 118. Mallado final

3.12 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

El basamento legal de esta investigación inicia desde la Constitución de la República del Ecuador, del año 2008, donde queda establecido como principio fundamental la preservación y mantenimiento del patrimonio del patrimonio arquitectónico, además de definir las competencias pertinentes del responsable de dicha tarea según lo expresa en su artículo 264, donde los gobiernos municipales sean los encargados (República del Ecuador, 2008).

Debido a esto el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, en la resolución administrativa A0040 del año 2010 se crea el Instituto Metropolitano de Patrimonio, donde sus competencias y atribuciones son el registro, inventario mantenimiento, intervención y gestión del patrimonio arqueológico, urbanístico y arquitectónico de Quito; así como la gestión y conservación del patrimonio intangible.

En el caso de actividades para la restauración y conservación de las edificaciones contempladas para esta institución se definen los siguientes criterios

- Estos deben tener como objetivo principal prolongar la vida física del bien y conservar las condiciones culturales y estéticas con las que fueron producidas.

- Fomentar la conservación preventiva para evitar la restauración, considerando las normas de la legislación vigente.
- Los criterios usados para la conservación y restauración de bienes culturales no son estáticos.
- La no aplicación de normas, criterios, métodos, que puedan poner en riesgo la existencia de algunos monumentos, que pueden resultar profundamente alterados y perder parte de sus valores esenciales.

El asesoramiento realizado, durante todo el proceso técnico para la rehabilitación que comprende la planificación, la contratación del profesional ejecutor, el seguimiento de ejecución en obra, la administración y fiscalización del contrato, todo realizado por técnicos del IMP.

Las normas a utilizar en el caso de las rehabilitaciones deben estar contenidas dentro de la Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) entre las cuales tenemos.

- NEC-SE-RE Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras: Esta norma contempla la rehabilitación sísmica de edificaciones basada en la evaluación y el diseño de sistemas de rehabilitación con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico de las estructuras existentes, además establece la metodología de las inspecciones y evaluaciones necesarias para realizar una rehabilitación efectiva.
- NEC-SE-DS Peligro sísmico, Diseño sismo resistente: Aquí se establecen los requisitos mínimos para el diseño de estructuras que estén expuestas a eventos sísmicos, con la finalidad de reducir el riesgo sísmico, estos requisitos contemplados en la norma son de cumplimiento obligatorio.
- NEC-SE-CG Cargas, Diseño sismo resistente: Esta norma constituye una guía general para el diseño de estructuras, donde se estipulan las cargas a considerar en el cálculo y diseño de cualquier estructura.

Todas estas leyes y normas aquí mencionadas representan el marco legal para la realización de cualquier rehabilitación que se quiera realizar,

siempre basado en criterios previamente establecidos y de la mano con las buenas prácticas de ingeniería.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación se presenta el análisis de los resultados teóricos, computacionales y experimentales obtenidos durante el desarrollo de la investigación.

Para el estudio de rehabilitación de estructuras la norma NEC-SE-RE establece que las condiciones de las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de distinto forma en comparación a la utilizada en el diseño, esta modificación se debe al método de evaluación que se le realiza a la edificación el cual se basa en el método de los esfuerzos admisibles, en donde se realiza la comprobación directa de los esfuerzos presentes en cada uno de los muros que componen la estructura, como son los esfuerzos por compresión, tracción y corte, comparados con los esfuerzos admisibles de los muros de adobe, establecidos en el capítulo dos del presente trabajo y correlacionados con el ensayo no destructivo del martillo de rebote.

- Esfuerzo a compresión = 20 T/m².
- Esfuerzo a tracción = 15 T/m².
- Esfuerzo por corte = 6 T/m².

Se verificara el comportamiento de los muros intervenidos mediante la utilización de refuerzos en madera, donde se evaluará el antes y después del refuerzo, para comprobar la eficacia de los refuerzos aplicados en algunos de los muros

- **Muro M-8:** Se realizó una evaluación preliminar del muro M-8 sin la incorporación del refuerzo realizado donde se puede observar en la tabla 34 los esfuerzos obtenidos mediante el modelado los cuales en

ninguno de los casos se sobrepasan los valores límites de esfuerzos establecidos, de igual manera se verificaron los valores de esfuerzos obtenidos, pero considerando el refuerzo instalado, de igual manera se puede ver en la tabla 38 los valores obtenidos los cuales no representan una variación significativa de la reducción de los esfuerzos. En la figura 119 se presenta la ubicación y magnitud el esfuerzo máximo a compresión S11 del muro M-8 antes y después de la implementación del refuerzo.

Tabla 38.

Esfuerzos en muro M-8 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8 S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,32	2,62	10,43	1,91
M-8 R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,26	0,00	2,54	10,09	1,74



Figura 119. Comparación de esfuerzos a compresión S11 en muro M-8

- **Muro M-13:** En el muro M-13, se evaluaron los esfuerzos actuantes sobre este de igual manera que se realizó con el muro M-8 se verificaron estos esfuerzos antes y después de la instalación del refuerzo, en la tabla 39 podemos revisar los esfuerzos máximos obtenidos para cada caso, además de identificar la mejora del desempeño del muro ante los esfuerzos, exceptuando para el caso del esfuerzo por corte el cual presenta valores por encima del máximo admisible, aunque con la incorporación del refuerzo este valor disminuye, no es suficiente para evitar la falla por corte la cual posee un valor admisible de 6 T/m², en la figura 120 se detalla el esfuerzo a compresión máximo S11 que actúa sobre el muro M-13, identificando la mejora del desempeño estructural del muro.

Tabla 39.

Esfuerzos en muro M-13 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-13 S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	10,94	4,96	15,01	10,14	32,90
M-13 R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	25,63



Figura 120. Comparación de esfuerzos a compresión S11 en muro M-13

- **Muro M-L:** Para el caso del muro M-L que corresponde a los muros en dirección vertical, la verificación realizada antes y después de la incorporación del refuerzo estructural, se puede identificar en la tabla 40 que los valores de esfuerzos máximos obtenidos para ambos casos no presentan variaciones sustanciales, para los esfuerzos a compresión estos se mantienen iguales, a diferencia del caso a tracción S11 ocurre un aumento del esfuerzo máximo al igual que para el esfuerzo por corte S12, el condición particular en este caso es el esfuerzo a tracción S22 ya que el mismo supera el máximo admisible establecido, manteniéndose igual para ambos casos estudiados, en la figura 121 se puede evidenciar donde ocurre este esfuerzo máximo a tracción S22, observándose que el refuerzo instalado está en el lado opuesto de la acción del esfuerzo.

Tabla 40.

Esfuerzos en muro M-L sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	
M-L S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	3,46	18,07	1,90
M-L R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	4,91	18,10	4,13

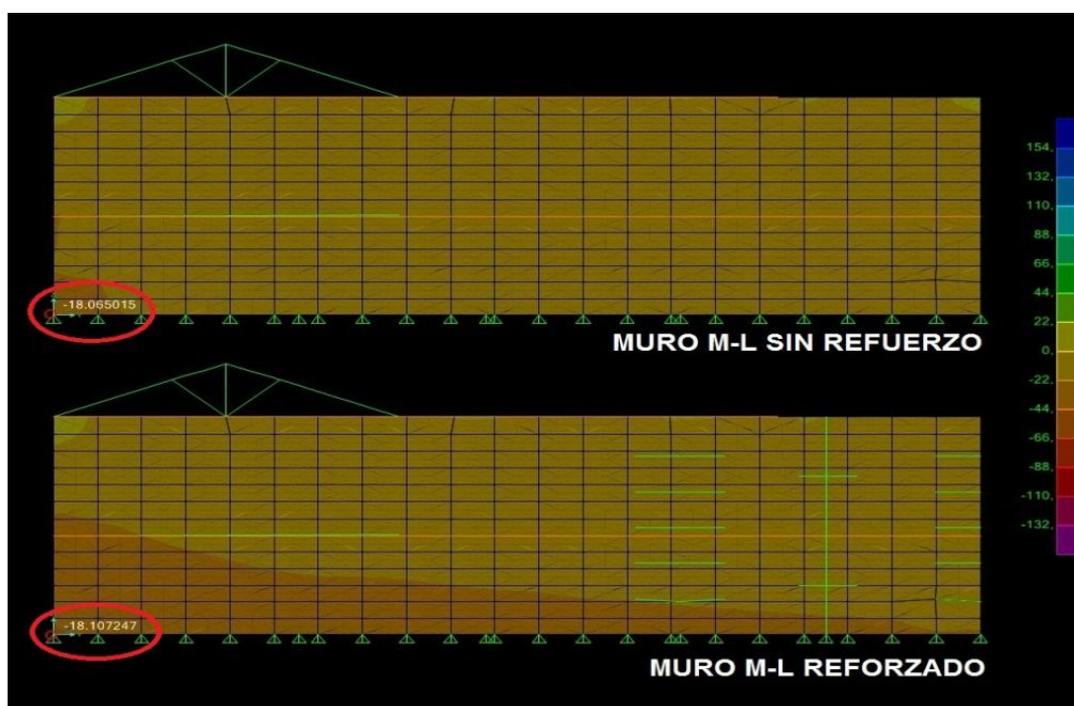


Figura 121. Comparación de esfuerzos a tracción S22 en muro M-L

A continuación se presentan los resultados de los estudios de esfuerzos en los muros más representativos de la edificación, al final se representaran todos los resultados obtenidos de los muros que componen el sistema estructural de la edificación.

- **Muro M-1:** Es el muro que corresponde a la fachada frontal de la edificación, en la figura 122 se observa ubicación de los esfuerzos

máximos que actúan sobre el muro, los valores de estos esfuerzos máximos se detallan en la tabla 41 donde el esfuerzo debido a la tracción S22 sobrepasa el valor límite admisible.

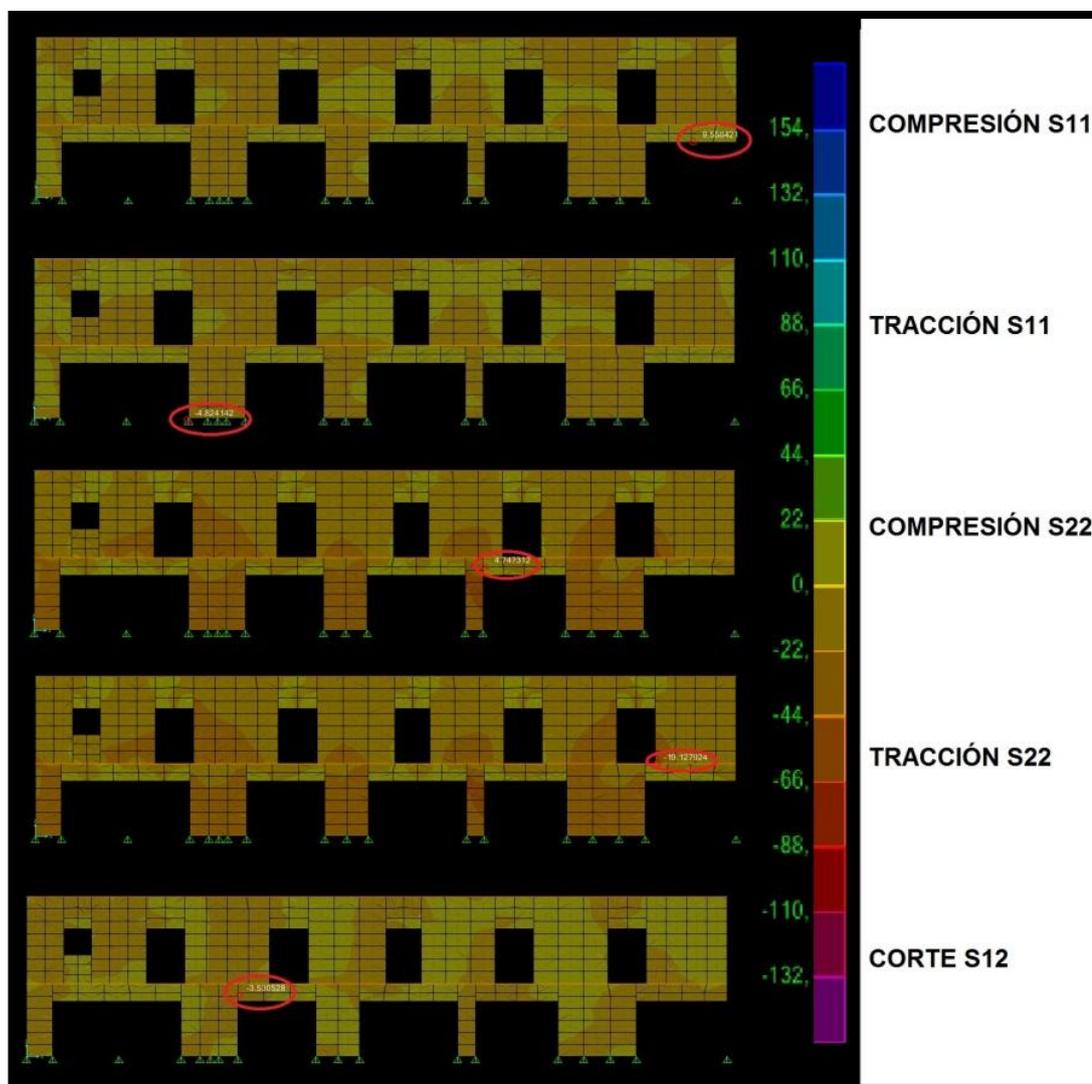


Figura 122. Esfuerzos máximos muro M-1

Tabla 41.

Esfuerzos máximos en muro M-1

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	19,13	3,53

- **Muro M-2:** Muro correspondiente al eje estructural 2, que colinda con el patio central de la vivienda, en la figura 123 se detalla donde ocurren los esfuerzos máximos en el muro, las magnitudes de los esfuerzos máximos se indican en la tabla 42, donde ninguno de estos esfuerzos sobrepasa el valor admisible.

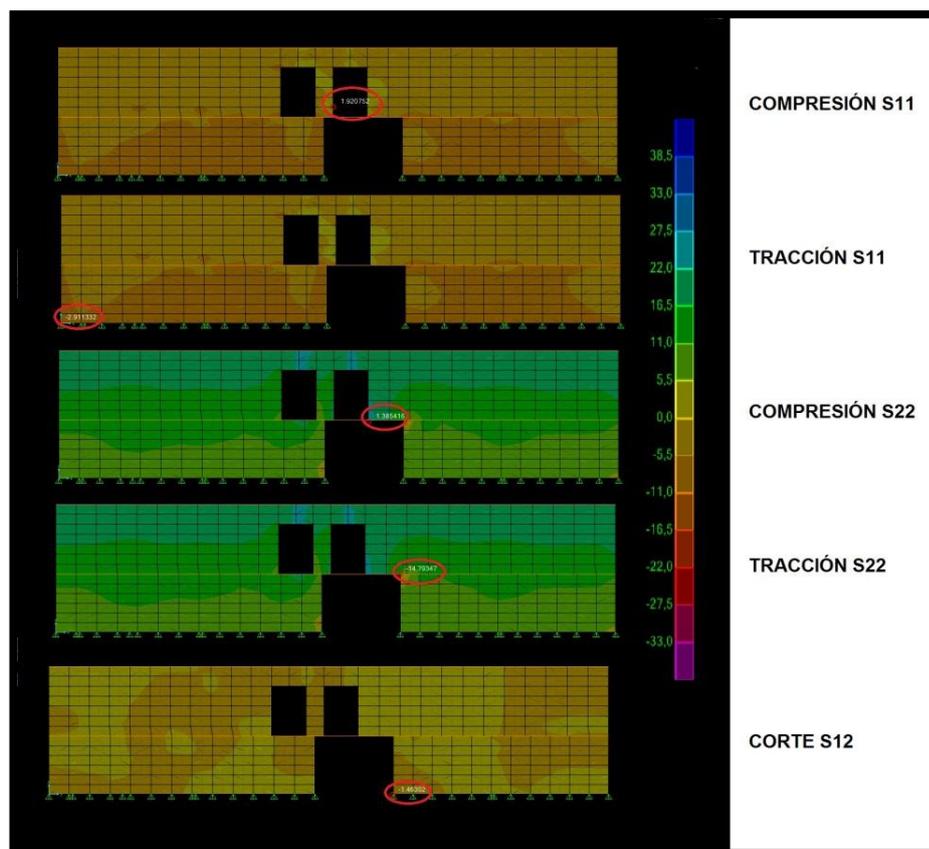


Figura 123. Esfuerzos máximos muro M-2

Tabla 42.

Esfuerzos máximos en muro M-2

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46

- **Muro M-8:** Es uno de los muros reforzados en la vivienda, este corresponde al eje estructural 8, en la figura 124 se puede observar la ubicación de cada una de los esfuerzos estudiados, en la tabla 43 se muestran los valores de esfuerzos actuantes sobre el muro los cuales no superan el máximo admisible para cada caso estudiado.

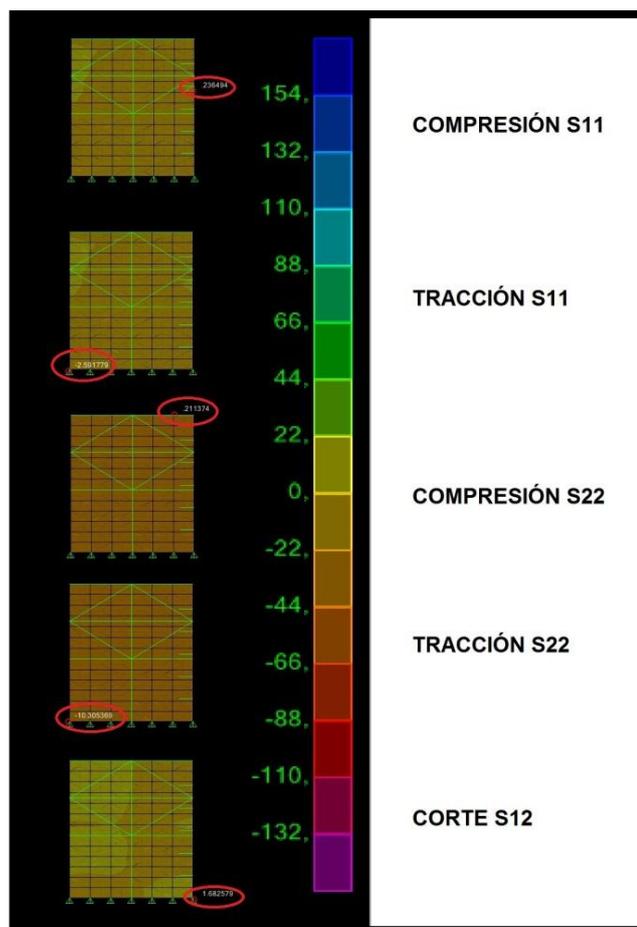


Figura 124. Esfuerzos máximos muro M-8

Tabla 43.

Esfuerzos máximos en muro M-8

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,26	0,00	2,54	10,09	1,74

- **Muro M-13:** Es un muro reforzado durante la rehabilitación estructural de la vivienda, a pesar del refuerzo realizado, este presenta falla por el esfuerzo de corte actuante el cual supera el máximo admisible como se evidencia en la tabla 44 que identifica los valores de esfuerzos máximos del muro, en la figura 125 podemos observar la ubicación de estos esfuerzos máximos de compresión tracción y corte que afectan al muro de la edificación.

Tabla 44.

Esfuerzos máximos en muro M-13

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	25,63

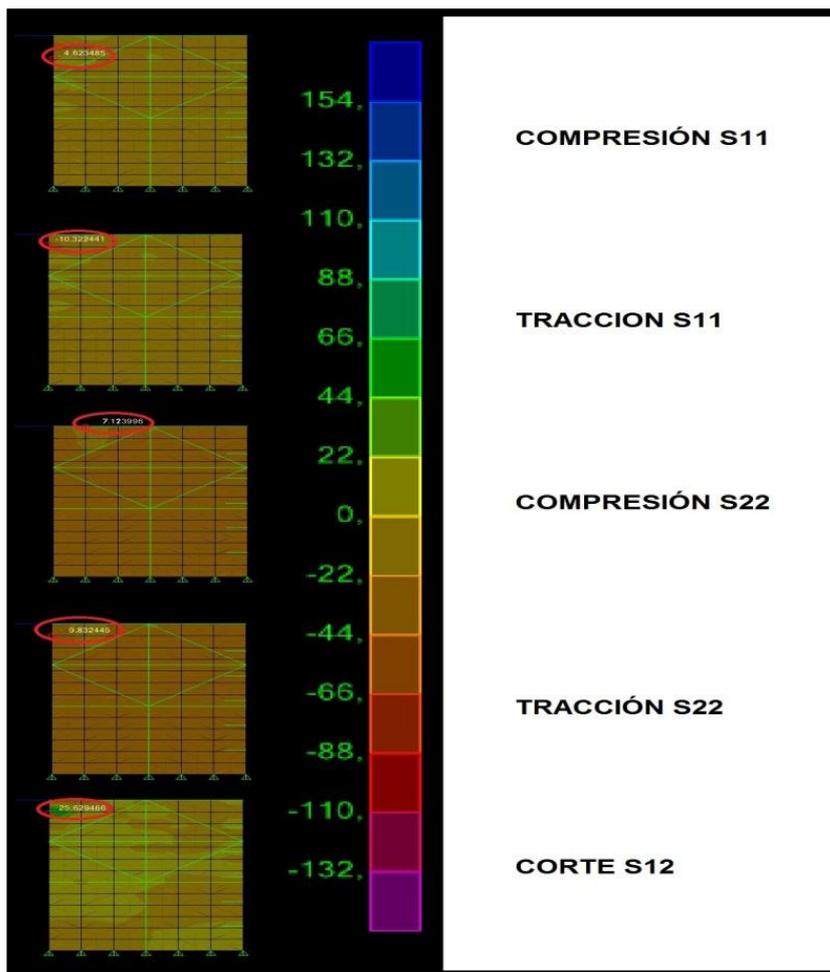


Figura 125. Esfuerzos máximos muro M-13

- **Muro M-B:** Este es uno de los muros principales de la edificación, siendo un muro que corresponde a la fachada lateral izquierda, aquí podemos identificar en la figura 126 la ubicación de los diferentes esfuerzos que actúan, evidenciando en la tabla 45 las magnitudes de estos donde se muestra el esfuerzo a tracción S22 el cual sobrepasa el máximo admisible establecido.

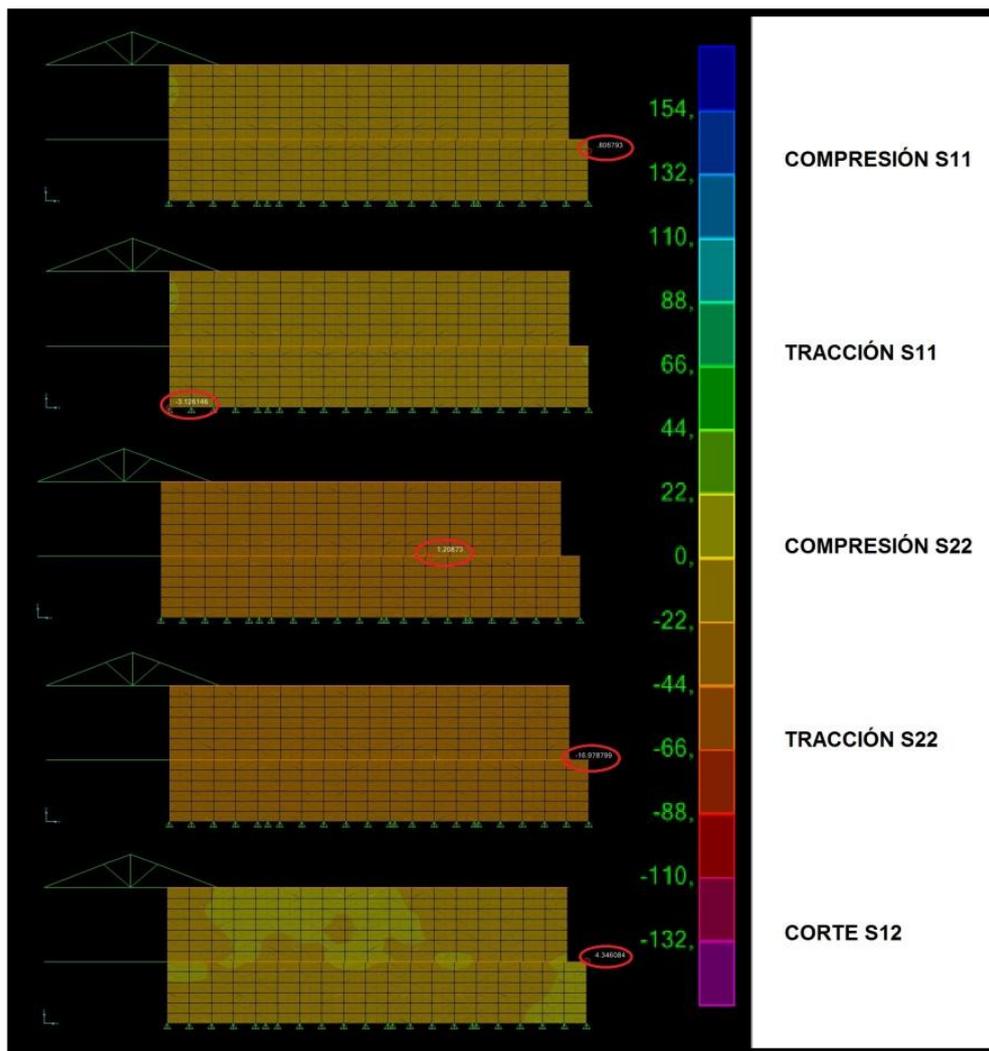


Figura 126. Esfuerzos máximos muro M-B

Tabla 45.

Esfuerzos máximos en muro M-B

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	16,98	4,35

- **Muro M-D:** Muro en la dirección horizontal principal el cual se encuentra frente al patio central de la vivienda, en la figura se puede

observar la ubicación de los esfuerzos máximos que actúan sobre el muro M-D considerando cada tipo de esfuerzo y direcciones de estos, en la tabla 46 se identifican cada uno de los valores obtenidos donde se puede apreciar que los mismo no sobrepasan los valores máximo para el cheque por esfuerzos admisibles.

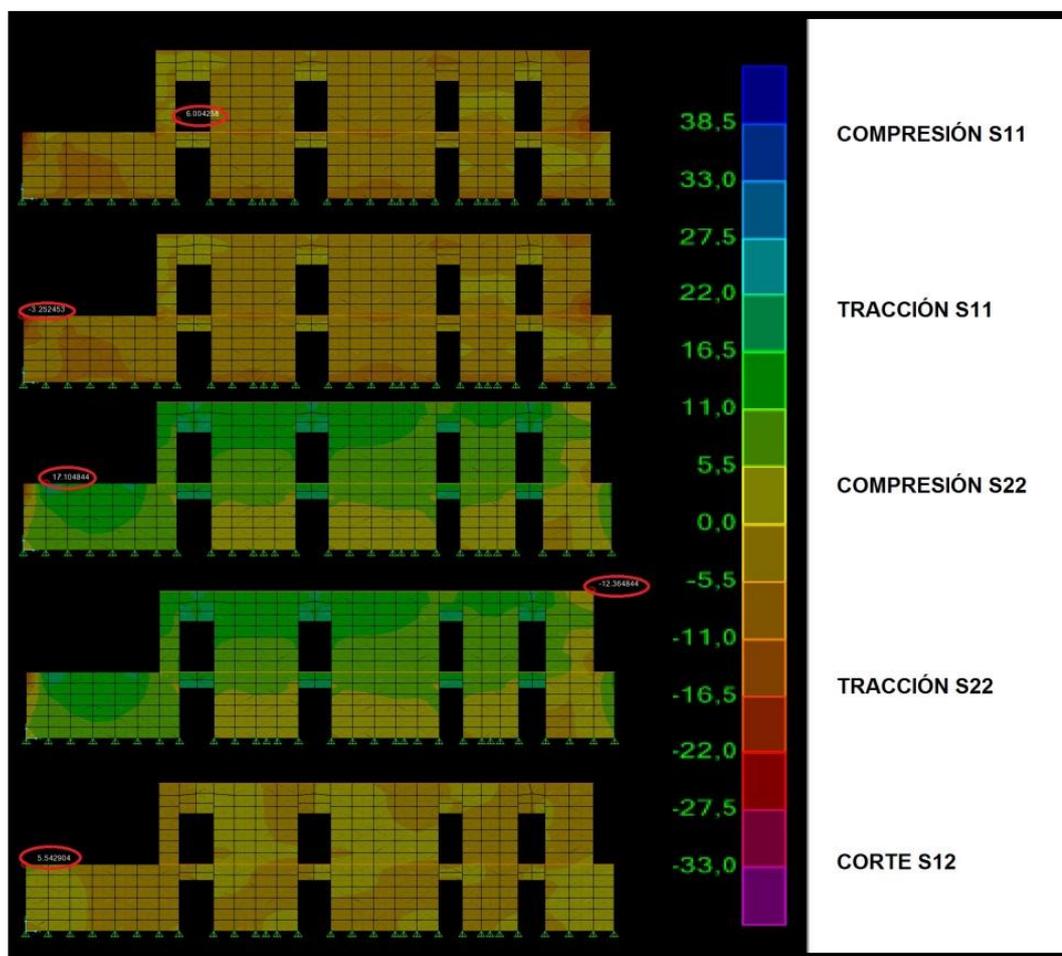


Figura 127. Esfuerzos máximos muro M-D

Tabla 46.

Esfuerzos máximos en muro M-D

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54

- **Muro M-K2:** Muro en la dirección horizontal principal el cual se encuentra frente al patio central de la vivienda, en la figura 128 se puede observar la ubicación de los esfuerzos máximos que actúan sobre el muro M-D considerando cada tipo de esfuerzo y direcciones de estos, en la tabla 47 se identifican cada uno de los valores obtenidos donde se puede apreciar que los mismo no sobrepasan los valores máximo para el cheque por esfuerzos admisibles.

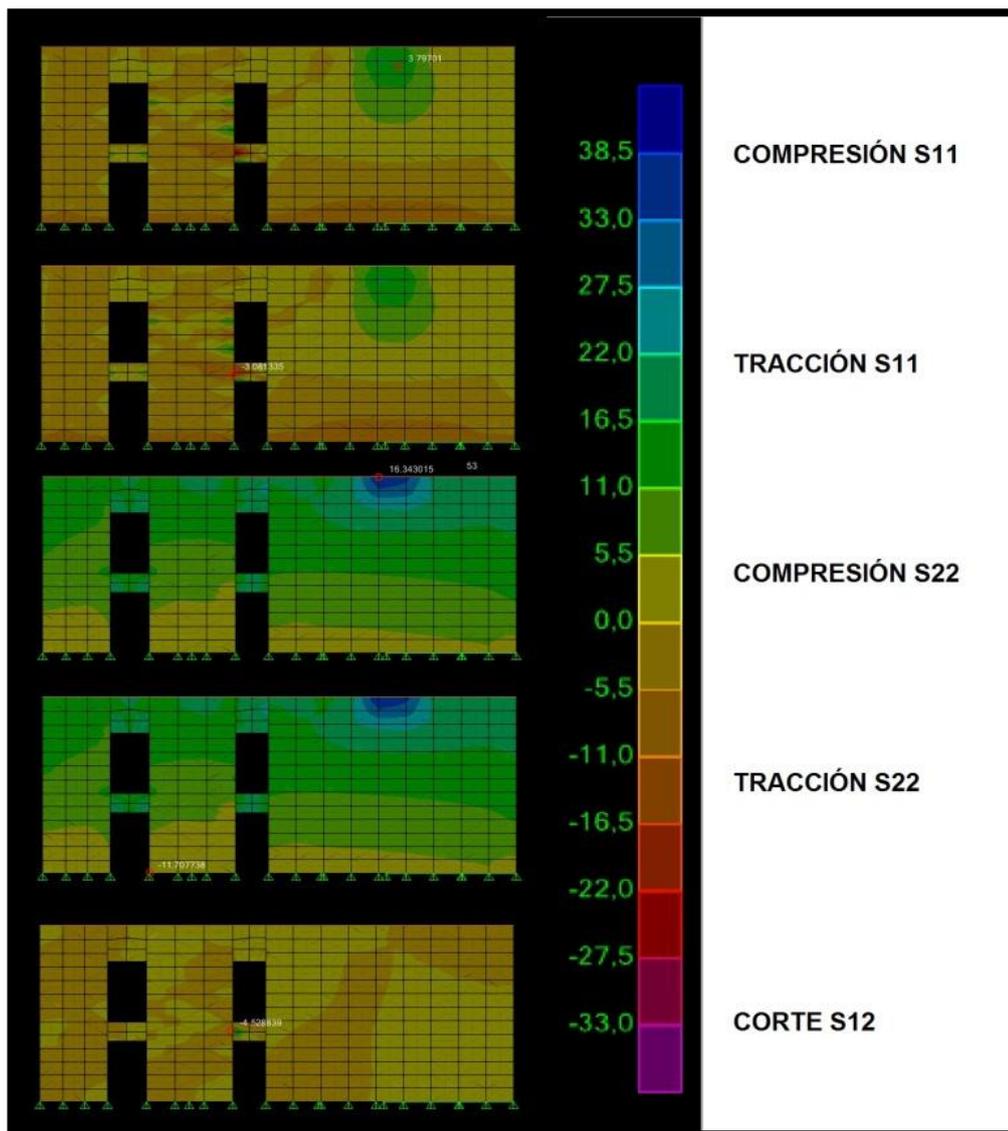


Figura 128. Esfuerzos máximos muro M-K2

Tabla 47.

Esfuerzos máximos en muro M-K2

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	3,80	16,34	3,08	11,71	4,53

- **Muro M-L:** Muro principal correspondiente al lateral derecho de la vivienda el cual fue rehabilitado con la utilización de refuerzos en cruz y llaves en madera, se observa en la figura 129 la ubicación de los esfuerzos máximos que actúan sobre el muro, se destaca que el esfuerzo máximo por tracción S22 supera el máximo admisible para la verificación de los esfuerzos, además este esfuerzo ocurre en lado opuesto de la rehabilitación realizada, en la figura se puede observar la ubicación de los esfuerzos máximos que actúan sobre el muro M-L considerando cada tipo de esfuerzo y direcciones de estos, en la tabla 48, se muestran los valores de los esfuerzos máximos que actúan sobre el muro donde únicamente el esfuerzo a tracción S22 sobrepasa el admisible establecido.

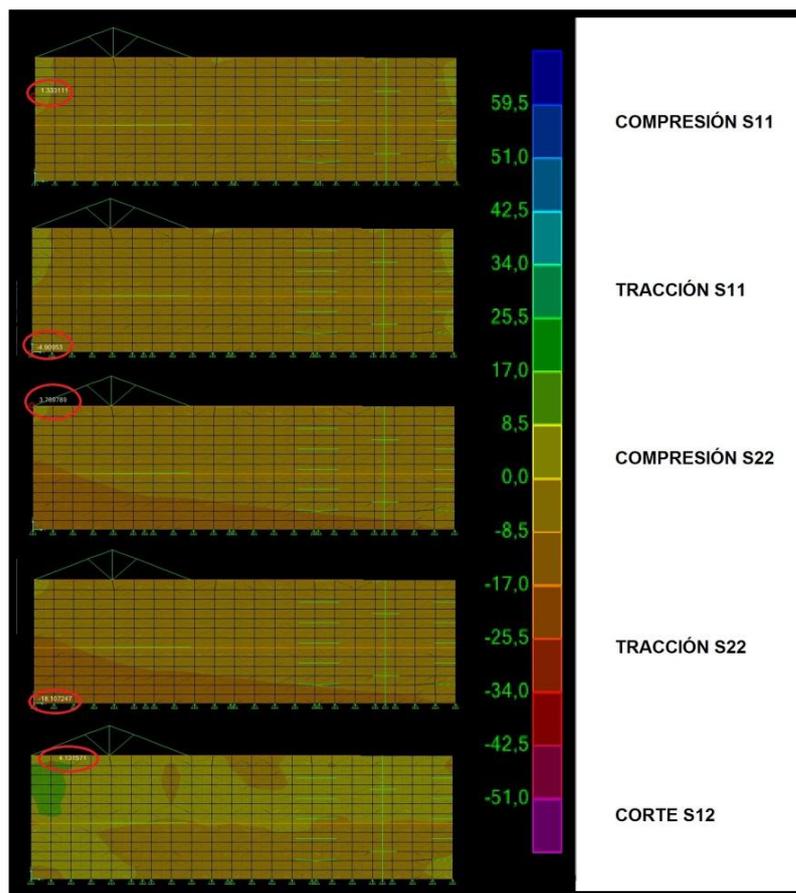


Figura 129. Esfuerzos máximos muro M-L

Tabla 48.***Esfuerzos en máximos muro M-L***

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	4,91	18,10	4,13

A continuación en las tablas 49 y 50 se presentan los valores de esfuerzos máximos a compresión, tracción y corte obtenidos para cada caso de estudio realizado, en la tabla 49 se presentan los esfuerzos en los muros antes de la intervención por parte del IMP y la tabla 50 los esfuerzos en los muros después de la incorporación de los refuerzos, de igual manera se presentan en las tablas 51 y 52 los valores de esfuerzos máximos a compresión, tracción y corte obtenidos para los casos de estudio realizados, a los muros en dirección vertical, en la tabla 51 se presentan los esfuerzos en los muros en su condición original y la tabla 52 los esfuerzos en los muros después de la intervención por parte del IMP con la instalación de refuerzos estructurales.

- **Esfuerzos de muros en dirección horizontal:** Se puede identificar en la tabla los esfuerzos que sobrepasan el límite admisible, donde solo el muro M-1 sobrepasa el esfuerzo a tracción S22 y el muro M-13 el esfuerzo por tracción S11 y esfuerzo por corte S12, para la condición original del muro, para el caso del muro ya reforzado en el caso del muro M-13 el esfuerzo por tracción S11 no supera el máximo admisible, para el esfuerzo por corte del mismo, este disminuye pero se mantiene por encima del admisible para el corte S12

Tabla 49.

Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección horizontal sin intervenir

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	19,13	3,53
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46
M-4	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,23	0,44	2,61	10,36	1,89
M-5	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,17	0,64	2,74	10,85	1,86
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,32	2,62	10,43	1,91
M-9	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,45	1,61	2,77	10,91	3,13
M-11	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,68	1,55	3,54	14,14	3,12
M-12	Shell-Thick	ENVOLVENTE	5,72	5,81	12,48	12,36	3,93
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	10,94	4,96	15,01	10,14	32,90
M-14A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,16	9,39	6,48	13,27	5,09
M-14B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,61	1,26	1,90	7,66	2,44
M-14C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,21	0,41	1,80	7,11	2,20
M-15	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,00	0,00	2,29	10,37	3,63
M-16	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,40	2,76	2,21	8,73	2,95

Tabla 50.

Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección horizontal intervenidos

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	19,13	3,53
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46
M-4	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,23	0,44	2,61	10,36	1,89
M-5	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,17	0,64	2,74	10,85	1,86

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,26	0,00	2,54	10,09	1,74
M-9	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,45	1,61	2,77	10,91	3,13
M-11	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,68	1,55	3,54	14,14	3,12
M-12	Shell-Thick	ENVOLVENTE	5,72	5,81	12,48	12,36	3,93
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	25,63
M-14A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,16	9,39	6,48	13,27	5,09
M-14B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,61	1,26	1,90	7,66	2,44
M-14C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,21	0,41	1,80	7,11	2,20
M-15	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,00	0,00	2,29	10,37	3,63
M-16	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,40	2,76	2,21	8,73	2,95

- **Esfuerzos de muros en dirección vertical:** En la tabla 51 se muestran todos los esfuerzos estudiados donde se puede evidenciar los muros que sobrepasan los esfuerzos máximos admisibles, en este caso tenemos el muro MB el cual falla a tracción S22, en el caso del muro M-C este presenta problemas por la tracción S22 y el corte S12, tenemos también los muros M-F1 y M-F2 los cuales presentan falla por tracción S22, y adicionalmente el M-F2 presenta falla por corte S12, para los muros M-I1 y M-I2 ambos sobrepasan los esfuerzos admisibles a la tracción S22 y al corte S12, por ultimo tenemos el muro M-L el cual solo presenta falla a la tracción S22.

Tabla 51.*Esfuerzos de muros en dirección vertical sin agrietamiento sin intervenir***Table: Element Stresses - Area Shells**

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,00	3,74	14,96	3,28
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	16,98	4,35
M-C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,56	11,53	10,11	29,73	18,37
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54
M-E	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,08	3,08	0,00	11,32	1,61
M-F1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,59	2,44	3,78	16,21	5,31
M-F2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,47	1,93	4,79	22,79	7,86
M-I1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,88	4,49	5,84	18,33	8,72
M-I2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,14	4,18	4,80	18,60	6,66
M-K1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,71	2,94	3,24	14,00	4,67
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	3,80	16,34	3,08	11,71	4,53
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	3,46	18,07	1,90

Tabla 52.*Esfuerzos de muros sin agrietamiento en dirección vertical intervenidos*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,00	3,74	14,96	3,28
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	16,98	4,35
M-C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,56	11,53	10,11	29,73	18,37
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54
M-E	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,08	3,08	0,00	11,32	1,61
M-F1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,59	2,44	3,78	16,21	5,31

CONTINÚA 

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-F2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,47	1,93	4,79	22,79	7,86
M-I1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,88	4,49	5,84	18,33	8,72
M-I2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,14	4,18	4,80	18,60	6,66
M-K1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,71	2,94	3,24	14,00	4,67
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	3,80	16,34	3,08	11,71	4,53
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	4,91	18,10	4,13

Adicionalmente se realizó una evaluación de la edificación considerando la ocurrencia de un agrietamiento en los muros reforzados por el IMP, específicamente en los muros a los que se adecuaron con la incorporación de llaves de madera, simulando las fallas típicas en adobe mencionadas en el capítulo 2 para este caso se consideró un agrietamiento de los muros M-8 y M-13, separándolos así del muro M-L.

De igual manera se evalúa el comportamiento general de la edificación comparando las condiciones de borde antes y después del reforzamiento, considerando como condición inicial el muro sin la presencia de agrietamiento y condición final la presencia del agrietamiento ambos casos se compararan antes y después del reforzamiento de estos muros.

Las separaciones (grietas) inducidas para la realización de los diferentes modelos a evaluar se ubican en los vértices de la zona intervenida de la vivienda, la cual fue el área afectada por la ocurrencia del incendio, se asume que estas fallas son consecuencia del incendio, pero de forma indirecta. Esto se debe a que al momento de la rehabilitación el muro M-13 y M-8 se hizo nuevo en su totalidad y para poder establecer la conexión mecánica de este con el muro M-L se hace necesario la unión mecánica por medio de la colocación de las llaves de madera ya que no existe homogeneidad entre los muros viejos y los nuevos, una de las fallas típicas que se presentan en los muros debido a sismos son las separaciones en los

vértices, es por lo antes explicado que a nivel de simulación se induce una separación entre ellos tomando la condición más desfavorable y la unión a través de las llaves de madera.

En el caso de no existir una buena conexión mecánica entre muros perpendiculares, se pueden formar grietas por desgarramiento vertical entre las paredes, y se debe a la mala transferencia de las fuerzas sísmicas entre los muros, por la ausencia de vigas tipo soleras y columnas de confinamiento, que sean capaces de absorber las tracciones que se desarrollan en el encuentro entre los muros, como se puede observar en la figura 130.

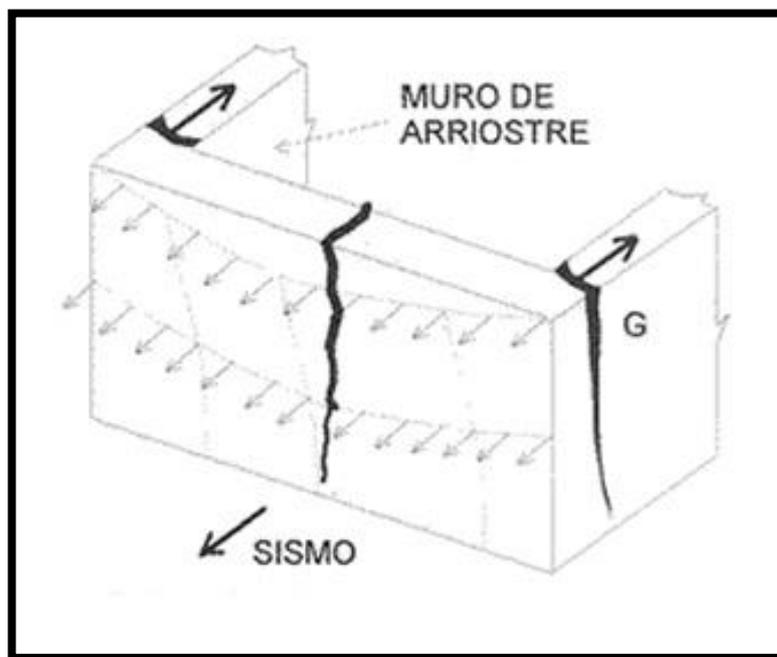


Figura 130. Grietas por desgarramiento.

Fuente: Ceresis.org

Análisis de Esfuerzos

Para esta condición se evaluaron los esfuerzos actuantes sobre toda la edificación, además de verificar el comportamiento de los desplazamientos, para los casos de estudio con los muros intervenidos, se considera que las

llaves y refuerzos de madera existentes son los únicos elementos de conexión entre los muros en dirección horizontal M-8 y M-13 con el muro M-L que está dispuesto en la dirección vertical.

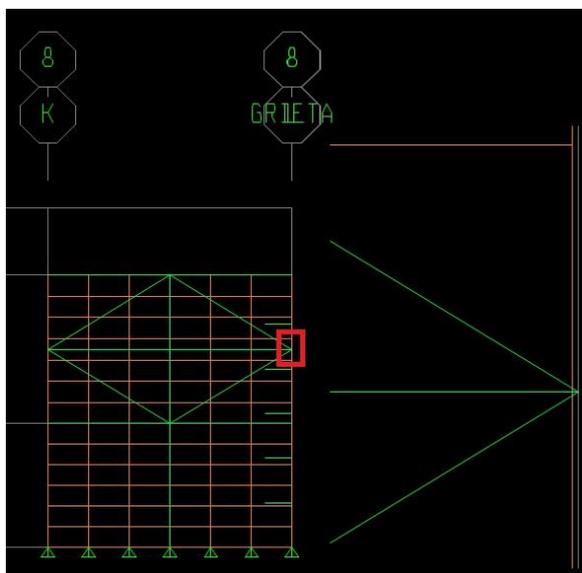


Figura 131. Caso de estudio agrietamiento de muros M-8 y M-13

Tabla 53.

Esfuerzos de muros agrietados en dirección horizontal sin intervenir, con agrietamiento

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	19,13	3,53
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46
M-4	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,23	0,44	2,61	10,36	1,89
M-5	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,17	0,64	2,74	10,85	1,86
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,07	2,21	3,37	19,02	0,17
M-9	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,45	1,61	2,77	10,91	3,13
M-11	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,68	1,55	3,54	14,14	3,12
M-12	Shell-Thick	ENVOLVENTE	5,72	5,81	12,48	12,36	3,93

CONTINÚA 

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	19,25	26,55	17,78	22,09	9,26
M-14A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,16	9,39	6,48	13,27	5,09
M-14B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,61	1,26	1,90	7,66	2,44
M-14C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,21	0,41	1,80	7,11	2,20
M-15	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,00	0,00	2,29	10,37	3,63
M-16	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,40	2,76	2,21	8,73	2,95

Tabla 54.

Esfuerzos de muros agrietados en dirección vertical sin intervenir, con agrietamiento

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,00	3,74	14,96	3,28
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	16,98	4,35
M-C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,56	11,53	10,11	29,73	18,37
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54
M-E	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,08	3,08	0,00	11,32	1,61
M-F1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,59	2,44	3,78	16,21	5,31
M-F2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,47	1,93	4,79	22,79	7,86
M-I1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,88	4,49	5,84	18,33	8,72
M-I2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,14	4,18	4,80	18,60	6,66
M-K1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,71	2,94	3,24	14,00	4,67
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	21,89	20,50	12,88	16,25	2,28
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	23,64	12,76	7,95	21,53	0,42

Tabla 55.*Esfuerzos de muros sin intervenir afectados por el agrietamiento*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,07	2,21	3,37	19,02	0,17
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	19,25	26,55	17,78	22,09	9,26
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	21,89	20,50	12,88	16,25	2,28
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	23,64	12,76	7,95	21,53	0,42

Tabla 56.*Esfuerzos de muros en dirección horizontal intervenidos, con agrietamiento*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	19,13	3,53
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46
M-4	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,23	0,44	2,61	10,36	1,89
M-5	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,17	0,64	2,74	10,85	1,86
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,92	0,24	2,81	17,15	0,24
M-9	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,45	1,61	2,77	10,91	3,13
M-11	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,68	1,55	3,54	14,14	3,12
M-12	Shell-Thick	ENVOLVENTE	5,72	5,81	12,48	12,36	3,93
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	11,73	22,87	14,26	18,63	5,41
M-14A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,16	9,39	6,48	13,27	5,09
M-14B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,61	1,26	1,90	7,66	2,44
M-14C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,21	0,41	1,80	7,11	2,20
M-15	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,00	0,00	2,29	10,37	3,63
M-16	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,40	2,76	2,21	8,73	2,95

Tabla 57.*Esfuerzos de muros intervenidos en dirección vertical, con agrietamiento*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,00	3,74	14,96	3,28
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	16,98	4,35
M-C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,56	11,53	10,11	29,73	18,37
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54
M-E	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,08	3,08	0,00	11,32	1,61
M-F1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,59	2,44	3,78	16,21	5,31
M-F2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,47	1,93	4,79	22,79	7,86
M-I1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,88	4,49	5,84	18,33	8,72
M-I2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,14	4,18	4,80	18,60	6,66
M-K1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,71	2,94	3,24	14,00	4,67
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	16,73	18,74	3,77	15,79	2,53
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	20,15	6,27	5,93	19,57	1,90

Tabla 58.*Esfuerzos de muros en la dirección vertical afectados por el agrietamiento*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,92	0,24	2,81	17,15	0,24
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	11,73	22,87	14,26	18,63	5,41
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	16,73	18,74	3,77	15,79	2,53
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	20,15	6,27	5,93	19,57	1,90

De los resultados obtenidos estos se comparan con las condiciones

iniciales de la edificación, que es antes del reforzamiento por parte del IMP, comparándolas con la ocurrencia de un agrietamiento en los muros M-8 y M-13 con la finalidad de observar el comportamiento general de la edificación ante una falla de este tipo, en las siguientes tablas se hace un resumen de los muros que presentaron modificaciones en sus esfuerzos debido al agrietamiento ocurrido, para una simplificación de la nomenclatura a utilizar se define:

M-SI: Muro Sin Intervenir

M-SI-G: Muro Sin Intervenir, con Grieta

M-I: Muro Intervenido

M-I-G: Muro Intervenido, con Grieta

Comparación de Esfuerzos

Tabla 59.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por compresión S11 y S22

Area Elem	Compresión S11 (T/m ²)		Desviación	Compresión S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-I	%	M-SI	M-I	%
M-8	0,20	0,26	30	0,32	0,00	-100
M-13	10,94	4,62	-58	4,96	7,12	44
M-K2	3,80	3,80	0	16,34	16,34	0
M-L	1,33	1,33	0	3,76	3,76	0

Tabla 60.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por tracción S11 y S22

Area Elem	Tracción S11 (T/m ²)		Desviación	Tracción S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-I	%	M-SI	M-I	%
M-8	2,62	2,54	-3	10,43	10,09	-3
M-13	15,01	10,32	-31	10,14	9,83	-3
M-K2	3,08	3,08	0	11,71	11,71	0
M-L	1,33	4,91	269	18,07	18,10	0

Tabla 61.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y muros intervenidos sin grieta por corte S12

Area Elem	Corte S12 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-I	%
M-8	1,91	1,74	-86
M-13	32,90	25,63	-79
M-K2	4,53	4,53	-44
M-L	1,90	4,13	-54

Tabla 62.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por compresión S11 y S22.

Area Elem	Compresión S11 (T/m ²)		Desviación	Compresión S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-SI-G	%	M-SI	M-SI-G	%
M-8	0,20	1,07	435	0,32	2,21	591
M-13	10,94	19,25	76	4,96	26,55	435

Area Elem	Compresión S11 (T/m ²)		Desviación	Compresión S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-SI-G	%	M-SI	M-SI-G	%
M-K2	3,80	21,89	476	16,34	20,50	25
M-L	1,33	23,64	1677	3,76	12,76	239

Tabla 63.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por tracción S11 y S22

Area Elem	Tracción S11 (T/m ²)		Desviación	Tracción S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-SI-G	%	M-SI	M-SI-G	%
M-8	2,62	3,37	29	10,43	19,02	82
M-13	15,01	17,78	18	10,14	22,09	118
M-K2	3,08	12,88	318	11,71	16,25	39
M-L	1,33	7,95	498	18,07	21,53	19

Tabla 64.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir sin grieta y con grieta por corte S12

Area Elem	Corte S12 (T/m ²)		Desviación
	M-SI	M-SI-G	%
M-8	1,91	0,17	-91
M-13	32,90	9,26	-72
M-K2	4,53	2,28	-49,67
M-L	1,90	0,42	-77,89

Para el caso de la comparación de los muros ya reforzados debido a la intervención del IMP, se evaluaron de igual manera que se hizo antes del reforzamiento, considerando los muros donde los esfuerzos se vieron modificados debido al agrietamiento considerado.

Tabla 65.

Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por compresión S11 y S22

Area Elem	Compresión S11 (T/m ²)		Desviación	Compresión S22 (T/m ²)		Desviación
	M-I	M-I-G	%	M-I	M-I-G	%
M-8	0,26	0,92	254	0,00	0,24	240
M-13	4,62	11,73	154	7,12	22,87	221
M-K2	3,80	16,73	340	16,34	18,74	15
M-L	1,33	20,15	1415	3,76	6,27	67

Tabla 66.

Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por tracción S11 y S22

Area Elem	Tracción S11 (T/m ²)		Desviación	Tracción S22 (T/m ²)		Desviación
	M-I	M-I-G	%	M-I	M-I-G	%
M-8	2,54	2,81	11	10,09	17,15	70
M-13	10,32	14,26	38	9,83	18,63	90
M-K2	3,08	3,77	22	11,71	15,79	35
M-L	4,91	5,93	21	18,10	19,57	8

Tabla 67.

Comparación de esfuerzos de muros intervenidos sin grieta y con grieta por corte S12

Area Elem	Corte S12 (T/m ²)		Desviación
	M-I	M-I-G	%
M-8	1,74	0,24	-86
M-13	25,63	5,41	-79
M-K2	4,53	2,53	-44
M-L	4,13	1,90	-54

De los resultados obtenidos estos se comparan con las condiciones iniciales de la edificación, que es antes del reforzamiento por parte del IMP, comparándolas con la ocurrencia de un agrietamiento en los muros M-8 y M-13 con la finalidad de observar el comportamiento general de la edificación ante una falla de este tipo, en las siguientes tablas se hace un resumen de los muros que presentaron modificaciones en sus esfuerzos debido al agrietamiento ocurrido.

Tabla 68.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por compresión S11 y S22

Area Elem	Compresión S11 (T/m ²)		Desviación	Compresión S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI-G	M-I-G	%	M-SI-G	M-I-G	%
M-8	1,07	0,92	-14	2,21	0,24	-89
M-13	19,25	11,73	-39	26,55	22,87	-14
M-K2	21,89	16,73	-24	20,50	18,74	-9
M-L	23,64	20,15	-15	12,76	6,27	-51

Tabla 69.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por tracción S11 y S22

Area Elem	Tracción S11 (T/m ²)		Desviación	Tracción S22 (T/m ²)		Desviación
	M-SI-G	M-I-G	%	M-SI-G	M-I-G	%
M-8	3,37	2,81	-17	19,02	17,15	-10
M-13	17,78	14,26	-20	22,09	18,63	-16
M-K2	12,88	3,77	-71	16,25	15,79	-3
M-L	7,95	5,93	-25	21,53	19,57	-9

Tabla 70.

Comparación de esfuerzos de muros sin intervenir con grieta y muros intervenidos con grieta por corte S12

Area Elem	Corte S12 (T/m ²)		Desviación
	M-SI-G	0,24	%
M-8	0,17	5,41	-91
M-13	9,26	2,53	-72
M-K2	2,28	1,90	-49,67
M-L	0,42	0,24	-77,89

En las tablas se puede observar el comportamiento de los muros para los cuatro casos de estudios, donde se evidencia la variación de los esfuerzos internos que actúan en estos en función del esfuerzo evaluado y disposición de los muros ya sea en dirección horizontal o vertical.

Con la incorporación del agrietamiento se determina que existe un aumento en los esfuerzos de compresión y tracción y una disminución de los esfuerzos de corte que actúan.

Se evidencia en las comparaciones realizadas que los refuerzos incorporados por el IMP contribuyen al mejoramiento del comportamiento estructural de la edificación para los casos de aparición de grietas en los

muros.

- **Participación modal:** Se realizó la verificación de la participación de las masa que conforman la edificación, basándonos en lo que establece la norma NEC- SE-DS, donde especifica que para el análisis sísmico de cualquier estructura se debe considerar que todos los modos de vibración que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la toda la estructura, en las dos dirección horizontales **X** e **Y**, en la tabla 71 se muestran los casos modales utilizados que son en total 26 casos, además de las participaciones en cada caso expresadas en porcentaje de forma decimal que corresponde a **UX** y **UY** para cada dirección horizontal, y los valores acumulados dados por **SumUX** y **Sum UY** para cada dirección, se evidencia que para la dirección en **X** el valor correspondiente a por lo menos el 90% se logra en el caso modal 26 y para la dirección **Y** se logra en el caso modal 17, por lo que el total de modos se toma el mayor ya que en ese caso se cumple con la condición de la norma.

Tabla 71.

Participación modal de las masas

Output Case	Step Type	Step Num	Period (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0,279637	4,407E-06	8,244E-03	4,407E-06	8,244E-03
MODAL	Mode	2	0,277922	5,904E-06	3,472E-03	1,031E-05	0,012
MODAL	Mode	3	0,261724	1,183E-06	0,215	1,149E-05	0,227
MODAL	Mode	4	0,196050	1,648E-05	0,227	2,798E-05	0,454
MODAL	Mode	5	0,187411	0,076	5,691E-05	0,076	0,454
MODAL	Mode	6	0,149090	7,655E-03	0,012	0,084	0,466
MODAL	Mode	7	0,148256	8,085E-03	4,501E-03	0,092	0,471
MODAL	Mode	8	0,143288	4,500E-06	2,482E-03	0,092	0,473
MODAL	Mode	9	0,131567	5,447E-04	0,281	0,093	0,754
MODAL	Mode	10	0,115343	0,018	0,060	0,111	0,813

CONTINÚA 

MODAL	Mode	11	0,097529	0,110	6,868E-03	0,221	0,820
MODAL	Mode	12	0,094790	1,204E-04	1,206E-04	0,277	0,851
MODAL	Mode	13	0,092216	0,049	0,020	0,326	0,871
MODAL	Mode	14	0,082490	2,684E-03	5,868E-06	0,332	0,871

Output Case	Step Type	Step Num	Period (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	15	0,081986	1,703E-04	1,484E-05	0,332	0,871
MODAL	Mode	16	0,081225	0,010	7,275E-04	0,342	0,872
MODAL	Mode	17	0,075476	0,012	0,028	0,354	0,900
MODAL	Mode	18	0,074815	4,905E-03	5,185E-03	0,359	0,905
MODAL	Mode	19	0,073602	1,778E-04	9,801E-03	0,359	0,915
MODAL	Mode	20	0,065841	1,585E-04	5,362E-03	0,389	0,921
MODAL	Mode	21	0,061070	0,133	2,696E-05	0,522	0,921
MODAL	Mode	22	0,056752	0,157	1,202E-04	0,679	0,922
MODAL	Mode	23	0,049073	3,838E-04	2,023E-03	0,729	0,934
MODAL	Mode	24	0,047392	0,014	2,863E-03	0,743	0,937
MODAL	Mode	25	0,045863	0,156	2,179E-03	0,899	0,939
MODAL	Mode	26	0,043404	4,091E-03	7,389E-04	0,903	0,940

- **Calculo de la deriva** : A la casa Imbabura se le realizó el cálculo de la densidad de los muros en donde se verifica que la densidad de estos en cada dirección de estudio no sea menor al 1,5%, en nuestro caso los valores de densidad obtenidos se pueden observar en la tabla 72, donde se verifica que está por encima del mínimo, por encima del valor para los muros horizontales en un 1.480,66% y para los muros en la dirección vertical en 1.305,33 % lo que hace a la edificación una estructura altamente rígida.

Tabla 72.

Desviación de la densidad total en los muros de la edificación

Muro	Σ Área de muros(m ²)	Área de Total (m ²)	ρ (%)	Desviación (%)
Horizontales	259,91	1.170,00	22,21	1.480,66
Verticales	229,13	1.170,00	19,58	1.305.33

Adicionalmente la edificación es una vivienda tipo medianera, como podemos observar en la figura 132, están restringidas en sus desplazamientos laterales, para el caso de la dirección horizontal o

sentido “X” por las viviendas existentes y en los desplazamientos en la dirección vertical o sentido “Y” se debería considerar el roce causado por las viviendas a los costados disminuyendo los desplazamientos que pudieran ocasionarse, por todo lo antes expuesto se realizara la evaluación de los desplazamientos y derivas que puedan generarse durante la ocurrencia de un sismo, acotando que los resultados que obtenidos según el modelo realizado no serían acordes a la situación real existente.



Figura 132. Casa Imbabura

Para la verificación de la deriva según lo establece la NEC-SE-DS se debe considerar el cálculo de las derivas de cada nivel de la edificación siendo estas los desplazamientos o deformaciones parciales que se generan por la ocurrencia de un sismo, el cálculo de la deriva elástica parcial de cada nivel se obtiene mediante la ecuación.

$$\Delta_E = \frac{U_{\text{Sup}} - U_{\text{Inf}}}{h}$$

Dónde:

ΔE : Es la deriva elástica del nivel estudiado

U Sup: Es el desplazamiento del nivel en estudio

U Inf: Es el desplazamiento del nivel inmediato inferior al nivel de estudio

h: Es la altura entre los niveles analizados

Una vez se obtienen las derivas calculadas de cada muro en cada nivel que aplica, en nuestro caso se consideraran para una estructura de dos niveles, el nivel de piso con una cota igual a cero (0), el nivel de entrepiso con una altura de 2,77 m o lo que es igual 277 cm y por último el nivel de techo con una elevación de 6,10 m ó 610 cm, se calcula el valor de la deriva máxima inelástica esta de igual manera se aplica para cada nivel y está dada por la ecuación.

$$\Delta_M = 0,75 \times R \times \Delta_E$$

Dónde:

ΔM : Deriva inelástica del piso estudiado

R: Factor de reducción de resistencia

ΔE : Es la deriva elástica del nivel estudiado

El valor del factor de reducción de resistencia es el mismo obtenido para el cálculo del cortante basal correspondiente a muros estructurales portantes, con mampostería confinada, limitada a 2 pisos el cual establece un valor de tres (3).

Se presentan los resultados obtenidos de la verificación de las derivas de los muros más importantes de la edificación y al final de presentaran en una tabla los resultados obtenidos de todos los muros.

– **Derivas de muros en la dirección U1 o sentido horizontal X:**

- **Muro M-1**: Es el muro de la fachada frontal de la edificación, en la figura 119 se observan los niveles considerados para la verificación de los desplazamientos en X tanto para el nivel 1 como en el nivel de

techo, en la tabla 49 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

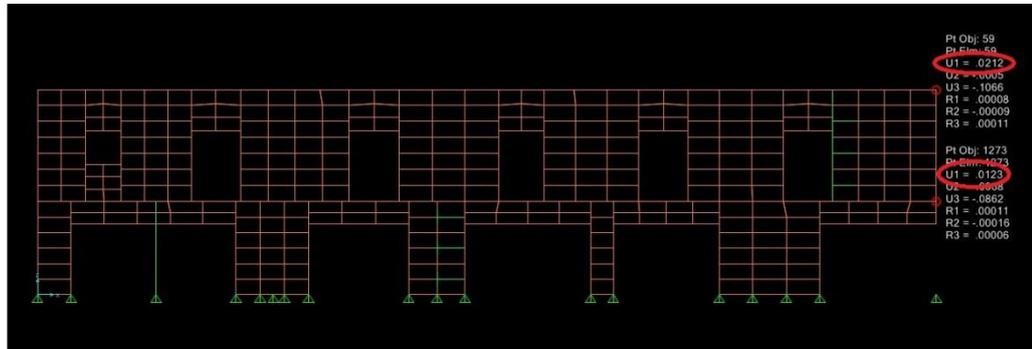


Figura 133. Derivas en muro M-1

Tabla 73.

Derivas en muro M-1

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0212	0,000027	0,000060
1	277	277	0,0123	0,000044	0,000100
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-2:** Es un muro interno de la vivienda, en la figura 134 se observan los niveles de entrepiso y techo considerados para la verificación de los desplazamientos en X, en la tabla 74 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

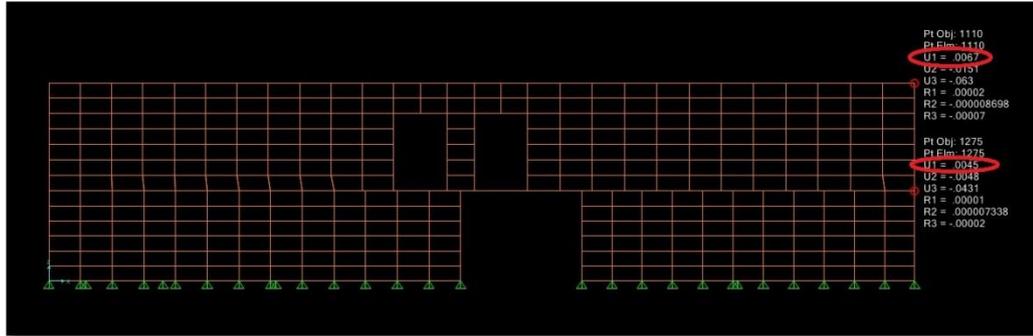


Figura 134. Derivas en muro M-2

Tabla 74.

Derivas en muro M-2

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0067	0,000007	0,000015
1	277	277	0,0045	0,000016	0,000037
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-8:** Es un muro rehabilitado de la vivienda, en la figura 135 se observan los niveles de entrepiso y techo considerados para la verificación de los desplazamientos en X, en la tabla 75 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

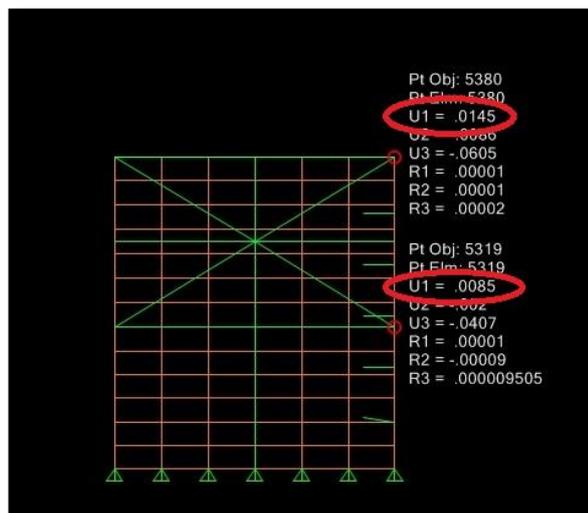


Figura 135. Derivas en muro M-8

Tabla 75.

Derivas en muro M-8

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0145	0,000018	0,000041
1	277	277	0,0085	0,000031	0,000069
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-13:** Es un muro reforzado de la edificación, en la figura 136 se observan los niveles de entepiso y techos considerados para la verificación de los desplazamientos en X, en la tabla 76 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

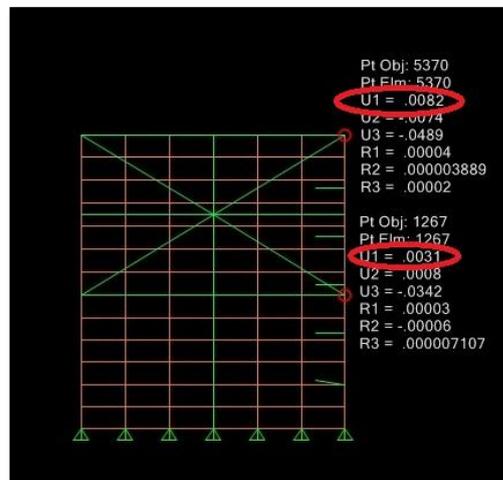


Figura 136. Derivas en muro M-13

Tabla 76.

Derivas en muro M-13

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0082	0,000015	0,000034
1	277	277	0,0031	0,000011	0,000025
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Tabla 77.

Muro	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-1	2	610	333	0,0212	0,000027	0,000060
	1	277	277	0,0123	0,000044	0,000100
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-2	2	610	333	0,0067	0,000007	0,000015
	1	277	277	0,0045	0,000016	0,000037
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-4	2	610	333	0,0232	0,000037	0,000082
	1	277	277	0,011	0,000040	0,000089
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-5	2	610	333	0,0031	0,000002	0,000004
	1	277	277	0,0025	0,000009	0,000020
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-8	2	610	333	0,0145	0,000018	0,000041
	1	277	277	0,0085	0,000031	0,000069
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-9	2	610	333	0,0076	0,000011	0,000025
	1	277	277	0,0039	0,000014	0,000032
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-11	2	610	333	0,0075	0,000022	0,000049
	1	277	277	0,0003	0,000001	0,000002
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-12	2	610	333	0,0109	0,000015	0,000034
	1	277	277	0,0059	0,000021	0,000048
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	2	610	333	0,0082	0,000015	0,000034
	1	277	277	0,0031	0,000011	0,000025
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-14A	2	610	333	0,0097	0,000017	0,000038
	1	277	277	0,0041	0,000015	0,000033
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-14B	1	277	277	0,0011	0,000004	0,000009
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-14C	1	277	277	0,001	0,000004	0,000008
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-15	1	277	277	0,0005	0,000002	0,000004
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-16	2	610	333	0,006	0,000017	0,000039
	1	277	277	0,0002	0,000001	0,000002
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

*Resum
en de
derivas
en
muros
en la
direcci
ón U1
sentido
X*

- **Derivas de muros en la dirección U2 o sentido vertical Y:**
 - **Muro M-B:** Es un muro lateral de la edificación, en la figura 137 se observan los niveles considerados para la verificación de los desplazamientos en Y tanto para el nivel 1 como en el nivel de techo, en la tabla 78 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

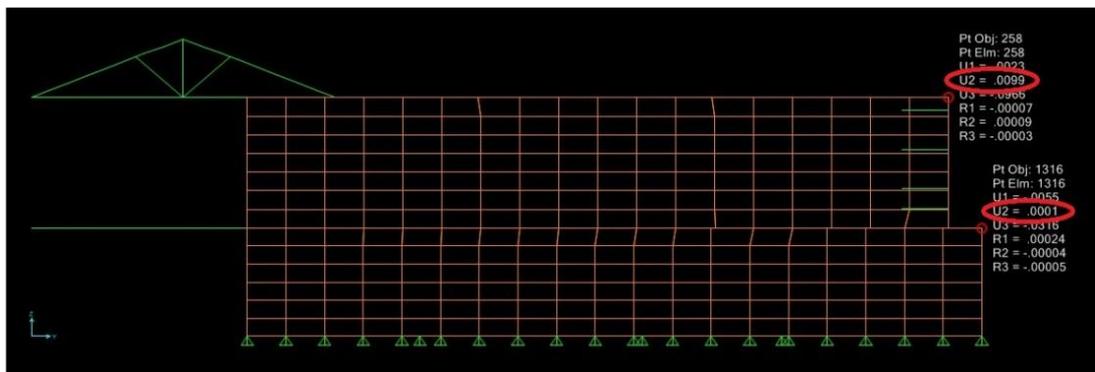


Figura 137. Derivas en muro M-B

Tabla 78.

Derivas en muro M-B

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0099	0,000029	0,000066
1	277	277	0,0001	0,000000	0,000001
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-D:** Es un muro de la edificación que da hacia el patio central de la vivienda, en la figura 138 se observan en el entrepiso y nivel de techo la verificación de los desplazamientos en Y, en la tabla 79 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

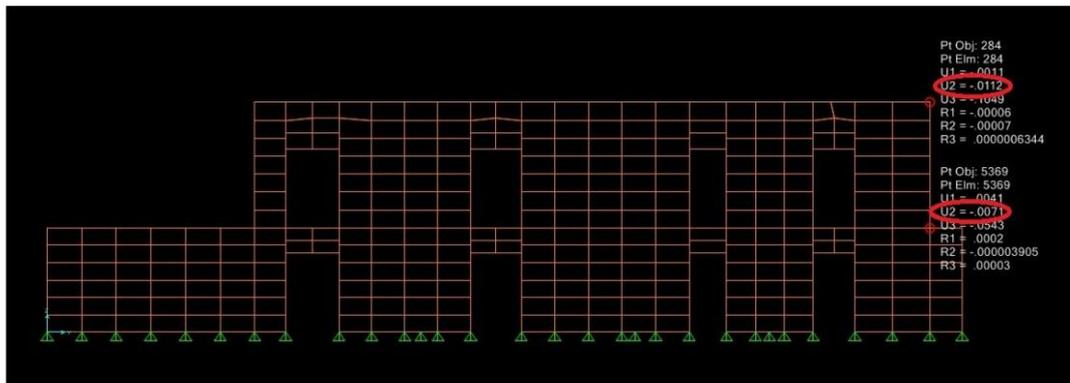


Figura 138. Derivas en muro M-D

Tabla 79.

Derivas en muro M-D

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0112	0,000012	0,000028
1	277	277	0,0071	0,000026	0,000058
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-K2:** Es un muro de la edificación que da hacia el patio central de la vivienda, en la figura 139 se observan en el entrepiso y nivel de techo la verificación de los desplazamientos en Y, correspondientes al

sentido U2, en la tabla 80 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

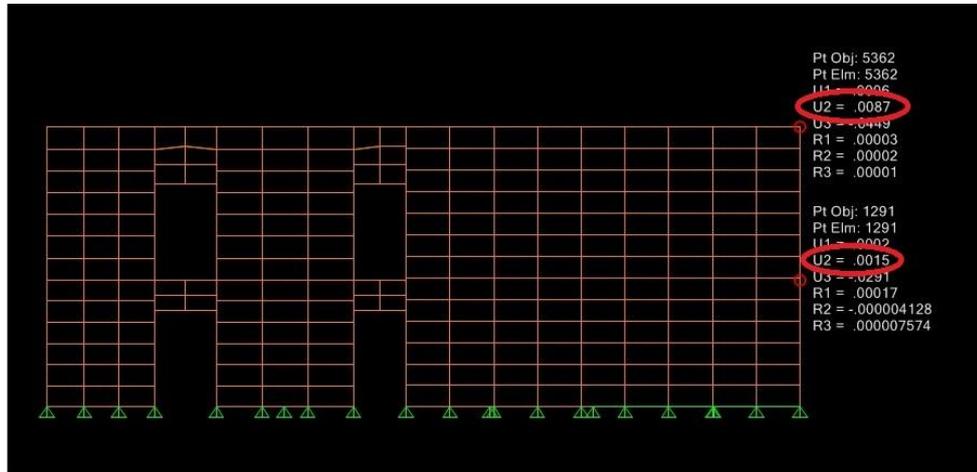


Figura 139. Derivas en muro M-K2

Tabla 80.

Derivas en muro M-K2

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0087	0,000022	0,000049
1	277	277	0,0015	0,000005	0,000012
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

- **Muro M-L:** Es uno de los muros laterales de la edificación, además de estar, en la figura 140 se observan en el entrepiso y nivel de techo la verificación de los desplazamientos en Y, correspondientes al sentido U2, en la tabla 81 se indican los valores de derivas elástica e inelástica calculados para este muro.

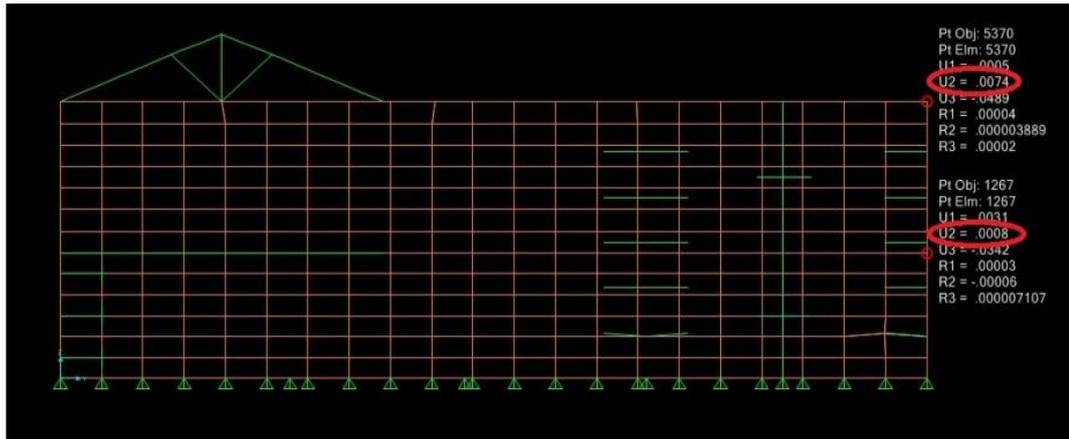


Figura 140. Derivas en muro M-L

Tabla 81.

Derivas en muro M-L

Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
2	610	333	0,0074	0,000020	0,000045
1	277	277	0,0008	0,000003	0,000006
0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Tabla 82.

Resumen de derivas en muros en la dirección U2 sentido Y

Muro	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-A	2	610	333	0,0086	0,000012	0,000028
	1	277	277	0,0045	0,000016	0,000037
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-B	2	610	333	0,0099	0,000029	0,000066
	1	277	277	0,0001	0,000000	0,000001
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-C	1	277	277	0,0061	0,000022	0,000050
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Muro	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-D	2	610	333	0,0112	0,000012	0,000028
	1	277	277	0,0071	0,000026	0,000058
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-E	2	610	333	0,0171	0,000041	0,000093
	1	277	277	0,0034	0,000012	0,000028
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-F1	2	610	333	0,026	0,000058	0,000130
	1	277	277	0,0067	0,000024	0,000054
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-F2	1	277	277	0,0128	0,000046	0,000104
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-I1	1	277	277	0,0314	0,000113	0,000255
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-I2	1	277	277	0,0232	0,000084	0,000188
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-K1	1	277	277	0,0075	0,000027	0,000061
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-K2	2	610	333	0,0087	0,000022	0,000049
	1	277	277	0,0015	0,000005	0,000012
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-L	2	610	333	0,0074	0,000020	0,000045
	1	277	277	0,0008	0,000003	0,000006
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Tabla 83.

Derivas en muros en la dirección U1 sentido X

Muro	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-8	2	610	333	0,0259	0,000038	0,000086
	1	277	277	0,0132	0,000048	0,000107
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	2	610	333	0,0115	0,000022	0,000049
	1	277	277	0,0043	0,000016	0,000035
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Tabla 84.

Derivas en muros en la dirección U2 sentido Y

Muro	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-L	2	610	333	0,0132	0,000026	0,000059
	1	277	277	0,0044	0,000016	0,000036
	0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

De los cálculos de las derivas realizados se consideran cuatro casos, para su comparación del comportamiento estructural de la edificación.

Caso 1: Muros en condición original.

Caso 2: Muros reforzados por el IMP.

Caso 3: Muros en condición original con la presencia de un agrietamiento.

Caso 4: Muros reforzados por el IMP con la presencia de un agrietamiento.

Tabla 85.

Comparación de las derivas, en muros reforzados en la dirección U1 sentido X

Muro	Caso de estudio	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-8	Caso 1	2	610	333	0,0206	0,000034	0,000076
		1	277	277	0,0093	0,000034	0,000076
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-8	Caso 2	2	610	333	0,0145	0,000018	0,000041
		1	277	277	0,0085	0,000031	0,000069
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-8	Caso 3	2	610	333	0,0259	0,000038	0,000086
		1	277	277	0,0132	0,000048	0,000107
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-8	Caso 4	2	610	333	0,0183	0,000023	0,000051
		1	277	277	0,0107	0,000039	0,000087
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	Caso 1	2	610	333	0,0102	0,000019	0,000043
		1	277	277	0,0038	0,000014	0,000031
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	Caso 2	2	610	333	0,0082	0,000015	0,000034
		1	277	277	0,0031	0,000011	0,000025
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	Caso 3	2	610	333	0,0115	0,000022	0,000049
		1	277	277	0,0043	0,000016	0,000035
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-13	Caso 4	2	610	333	0,0111	0,000021	0,000047
		1	277	277	0,0042	0,000015	0,000034
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Tabla 86.

Comparación de las derivas, en muros reforzados en la dirección U2 sentido Y

Muro	Caso de estudio	Piso	Elevación (cm)	Δ Elevación (cm)	Deformación	Deriva E	Deriva M
M-L	Caso 1	2	610	333	0,0093	0,000020	0,000045
		1	277	277	0,0027	0,000010	0,000022
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-L	Caso 2	2	610	333	0,0074	0,000020	0,000045
		1	277	277	0,0008	0,000003	0,000006
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-L	Caso 3	2	610	333	0,0132	0,000026	0,000059
		1	277	277	0,0044	0,000016	0,000036
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000
M-L	Caso 4	2	610	333	0,0106	0,000022	0,000050
		1	277	277	0,0032	0,000012	0,000026
		0	0	0	0,0000	0,000000	0,000000

Para el caso de la evaluación y comparación de los desplazamientos que ocurren en los muros reforzados M-8, M-13 y M-L el comportamiento observado en los resultados obtenido está en concordancia con la ocurrencia de una disminución en la rigidez de los muros debido a la falta de conexión entre ellos debido a la grieta considerada, tanto para el sentido X como el sentido Y.

De igual manera se evidencia que el reforzamiento instalado comparando las condiciones sin agrietamiento y con la presencia del mismo, las llaves de madera y los otros refuerzos adicionales mejoran el desempeño estructural de la edificación, de igual manera se hace la acotación que para ninguno de los casos estudiados se superan los valores máximos de deriva establecidos en la NEC-SE-DS.

4.2 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Una vez obtenidos los resultados de los esfuerzos que ocurren en los

muros de la edificación se pueden observar las condiciones de la edificación ante un evento sísmico y además de identificar los pros y los contras del trabajo de rehabilitación realizado.

En función a la evaluación y comparación de los casos de estudios evaluados para la edificación antes de la rehabilitación o condición original de la estructura, después de la rehabilitación con la incorporación del reforzamiento en madera por parte del IMP y el caso hipotético suponiendo la ocurrencia de un agrietamiento en los elementos antes y después de la incorporación de los refuerzos.

El comportamiento de los diferentes esfuerzos que ocurren antes y después de la intervención del IMP con la incorporación de los refuerzos en madera se evidencia una disminución promedio de un 11% en los diferentes muros, para los esfuerzos a tracción presenta un aumento promedio del 29%, mientras que en los esfuerzos por corte la disminución de estos es del 66%.

Se pudo constatar para la ocurrencia de agrietamiento en los muros sin el refuerzo del IMP, un aumento en los esfuerzos de compresión en un 494%, para los esfuerzos a tracción con un 140% de aumento, mientras que en el caso de los esfuerzos de corte se vieron disminuidos en un 73%.

Para la presencia de grietas para los muros ya reforzados los valores de esfuerzos a compresión y tracción aumentaron en un 338% y 37% respectivamente y una disminución de los esfuerzos de corte en un 66%.

Para el caso de la comparación realizada a los muros antes y después de la incorporación del reforzamiento estructural por el IMP considerando para ambos casos la presencia de un agrietamiento en los muros, se puede observar una disminución de los esfuerzos en los muros con los refuerzos en madera instalados, para los esfuerzos a compresión se evidencia una disminución de los esfuerzos en 33% mientras que para los esfuerzos a tracción estos disminuyen en un 17% y para el corte esos también disminuyen en comparación a la estructura sin intervenir con la presencia de un agrietamiento en un 73%.

El comportamiento en general entre los muros sin refuerzos y reforzados con la condición de agrietamiento disminuye para el caso de los muros reforzados en comparación de los muros en condición original.

Se puede constatar la necesidad de la realizar un modelado estructural previo a la aplicación de cualquier reforzamiento que se quiera realizar a cualquier edificación, ya que esta nos permitiría conocer a detalle los puntos más vulnerables que presenta la edificación y así poder ser eficaces con la aplicación de reforzamientos donde sean realmente necesarios.

Se realizó la comparación del desempeño estructural de los muros rehabilitados antes y después de la instalación del refuerzo y se evidencio lo siguiente:

- **Muro M-8:** Se observó que no era necesario la implementación de un refuerzo, ya que los valores de esfuerzos existentes antes de la instalación de este, estaban por debajo del valor de esfuerzo admisible establecido para el caso del estado original, sin embargo en la condición desfavorable de la estructura existe un esfuerzo a tracción mayor al admisible que no es absorbido por el refuerzo, como se evidencia en la tabla 96, por lo que se destaca en este caso que existe una deficiencia en el sentido “y”, para la condición inicial el esfuerzo no fue superado por lo que el refuerzo no debió implementarse.

Tabla 87.

Esfuerzos en muro M-8 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8 S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,32	2,62	10,43	1,91
M-8 R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,26	0,00	2,54	10,09	1,74
M-8 A S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1.07	2.21	3.37	19.02	0.17

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-8 A R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0.92	0.24	2.81	17.15	5.41

- **Muro M-13:** Los refuerzos instalados mejoraron el desempeño del muro reduciendo los valores de esfuerzos, para el evaluación inicial antes de la incorporación del refuerzo en madera los esfuerzos por tracción S22 y por corte S12 superan el admisible permitido, una vez realizada la rehabilitación para el caso del esfuerzo por tracción este mejoro ubicándose su valor por debajo del máximo admisible, mejorando el desempeño del muro de igual manera el esfuerzo por corte S12 disminuyo su valor, solo que el nuevo esfuerzo obtenido continua sobrepasando el máximo admisible, manteniendo la falla en las dos condiciones de estudio, debido a esto se infiere que no se realizó una evaluación estructural con la finalidad de determinar el refuerzo idóneo para la problemática de este caso, en la tabla 88 se evidencian los valores de esfuerzos obtenidos antes y después de la rehabilitación.

Tabla 88.

Esfuerzos en muro M-13 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-13 S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	10,94	4,96	15,01	10,14	32,90
M-13 R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	25,63
M-13 A S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	19.25	26.55	17.78	22.04	9.26
M-13 A R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	11.73	22.87	14.26	18.63	2.53

- **Muro M-L:** El esfuerzo a tracción S22 y a compresión S11 sobrepasan el valor límite establecido respectivamente, antes y después de realizada la rehabilitación con la instalación de refuerzos en llaves de madera y un refuerzo en cruz, en la figura 141 se detalla la ubicación de los esfuerzos por tracción S22 que superan el esfuerzo admisible, además de identificar que el refuerzo colocado está ubicado en el lado opuesto donde se presenta la falla, cabe destacar que en la tabla 89 podemos ver los resultados de todos los esfuerzos máximos que actúan en el muro y donde el único que sobrepasa el admisible es el que corresponde a el esfuerzo por tracción S22, según lo evidenciado en los tres muros a los que se le realizaron rehabilitaciones con la incorporación de refuerzos en madera resultan ser insuficientes.

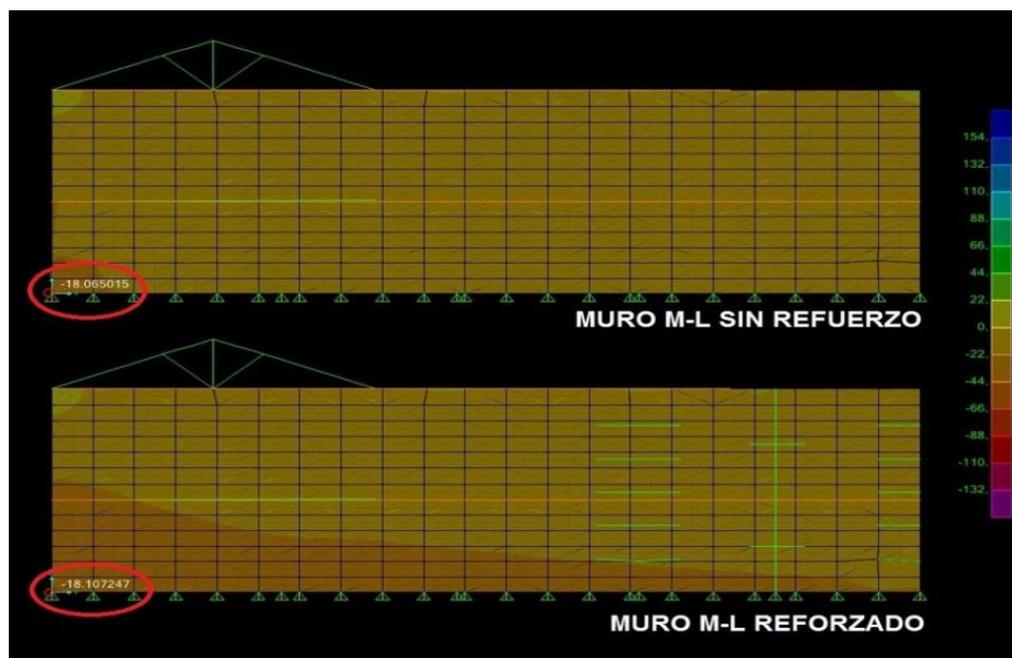


Figura 141. Comparación de esfuerzos a tracción S22 en muro M-L

Tabla 89.

Esfuerzos en muro M-L sin reforzar y reforzado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-L S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	3,46	18,07	1,90
M-L R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	4,91	18,10	4,13
M-L A S/R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	23.64	12.76	7.65	21.53	0.42
M-L A R	Shell-Thick	ENVOLVENTE	20.15	6.27	5.93	19.57	0.24

Para la evaluación de los esfuerzos presentes en cada uno de los muros que componen la estructura de la casa Imbabura se identifican aquellos en donde los esfuerzos sobrepasan los valores máximos permitidos ya sea debido a la compresión, tracción o corte, indicando el porcentaje de desviación, en las tablas 90 y 91 se presentan los resultados de la evaluación de la desviación encontrada en los muros en la dirección horizontal y vertical respectivamente.

Propuesta de reforzamiento en muros que fallan

– Esfuerzos de muros en dirección horizontal

Tabla 90.

Desviación de esfuerzos de muros en dirección horizontal

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		Desviación
		Actuante (T/m ²)	Admisible (T/m ²)	(%)
M-1	Tracción S22	19,13	15,00	21,59
M-13	Corte S12	25,63	6,00	76,59

– Esfuerzos de muros en dirección vertical

Tabla 91.*Desviación de esfuerzos de muros en dirección vertical*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		Desviación
		Actuante (T/m ²)	Admisible (T/m ²)	(%)
M-B	Tracción S22	16,98	15,00	11,66
M-C	Tracción S22	29,73	15,00	67,36
M-C	Corte S12	18,37	6,00	67,34
M-F1	Tracción S22	16,21	15,00	7,46
M-F2	Tracción S22	22,79	15,00	34,18
M-F2	Corte S12	7,86	6,00	23,66
M-I1	Tracción S22	18,33	15,00	17,17
M-I1	Corte S12	8,72	6,00	31,19
M-I2	Tracción S22	18,60	15,00	19,35
M-I2	Corte S12	6,66	6,00	9,91
M-L	Tracción S22	18,10	15,00	17,13

En los muros indicados en las tablas, es necesario realizar una evaluación de refuerzos que puedan ser aplicados según cada caso en particular, y así mejorar el desempeño estructural de estos.

Debido a la desviación encontrada en algunos de los muros, se hace necesario realizar el diseño de reforzamientos que sean capaces de minimizar estas desviaciones al punto tal que los nuevos esfuerzos no superen los límites admisibles establecidos, aquí se especifican los refuerzos implementados en cada uno de los muros y la verificación de los nuevos valores de esfuerzos obtenidos.

– **Esfuerzos de muros reforzados en dirección horizontal**

- **Muro M-1:** En este muro se realizó un refuerzo tipo cruz en madera con la finalidad de mitigar la acción del esfuerzo a tracción generado logrando así disminuir el esfuerzo presente por debajo del admisible permitido, en la figura 142, se observa la ubicación del refuerzo a instalar en el muro y el valor del esfuerzo obtenido el cual mejora al existente como se puede visualizar en la tabla 92.

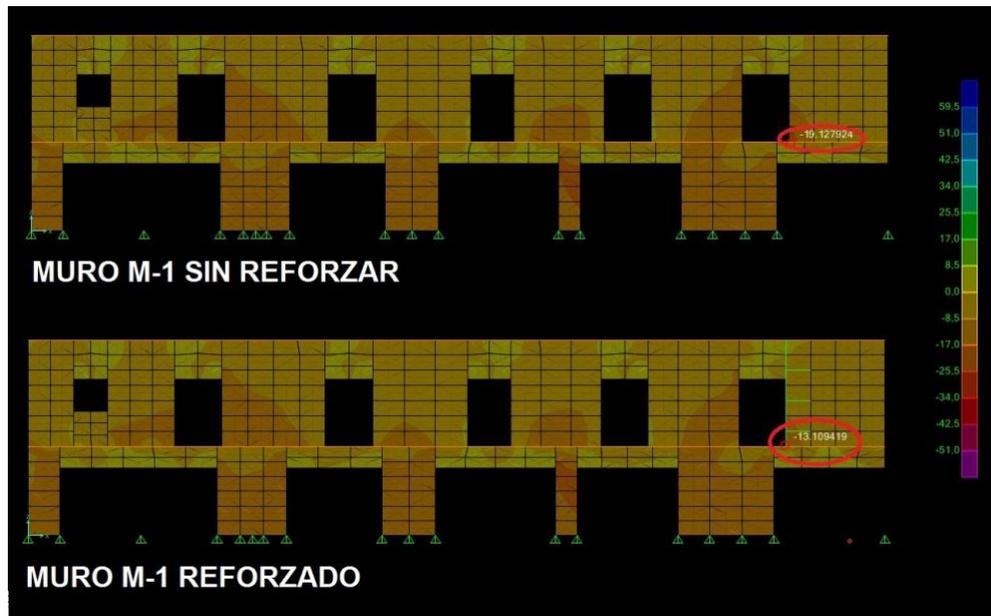


Figura 142. Muro M-1 refuerzo nuevo

Tabla 92.

Esfuerzos en muro M-1 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-1	Tracción S22	19,13	13,11	15,00

- **Muro M-13:** Para el caso de este muro se evaluó rehabilitación

realizada la cual sobrepasaba el esfuerzo máximo admisible, por lo que se modificó el refuerzo con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico del muro como se puede observar en la figura 143, el tipo de refuerzo establecido el cual mejora el comportamiento del muro como se detalla en las tablas 93 y 94.

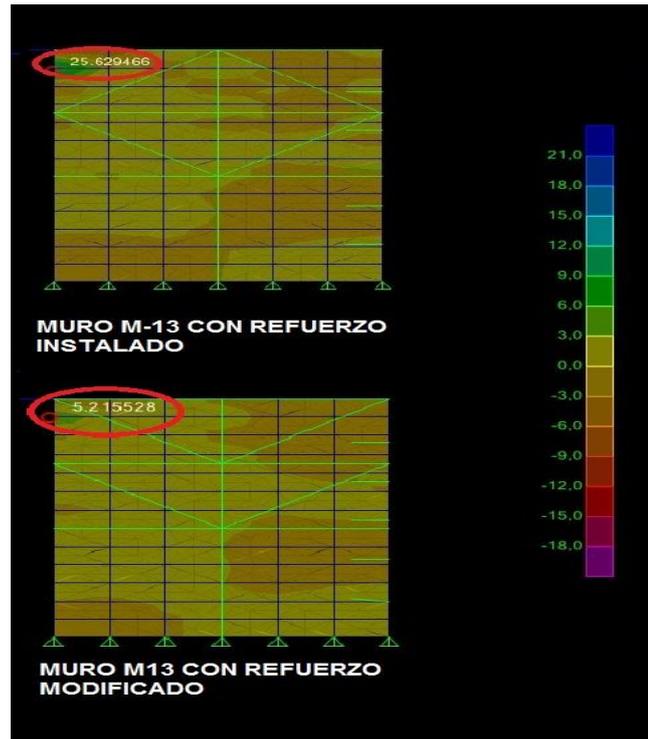


Figura 143. Muro M-13 con refuerzo modificado

Tabla 93.

Esfuerzos en muro M-13 refuerzo instalado y refuerzo modificado

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-13 Inst.	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	25,63
M-13 Mod.	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,51	1,38	2,58	10,05	5,22

Tabla 94.*Esfuerzos de muros reforzados en dirección horizontal*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-1	Tracción S22	19,13	13,11	15,00
M-13	Corte S12	25,63	5,21	6,00

– **Esfuerzos de muros reforzados en dirección vertical**

- **Muro M-B:** El refuerzo instalado en este muro fueron llaves colocadas a una separación de 1,00 m entre si colocando tres llaves en total las cuales fueron capaces de mitigar el esfuerzo generado a tracción S22, como se puede observar en la figura 144, la ubicación del refuerzo, observando en la tabla 95 los valores de esfuerzos resultantes después del refuerzo establecido.

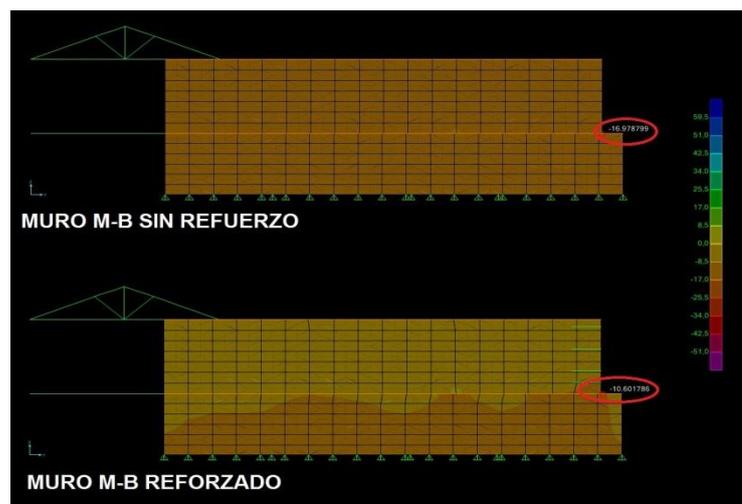
**Figura 144.** Muro M-B reforzado

Tabla 95.*Esfuerzos en muro M-B sin reforzar y reforzado*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-B	Tracción S22	16,98	10,60	15,00

- **Muro M-C:** Este muro presenta fallas por esfuerzos a tracción y corte, para este caso en particular se diseñó un refuerzo basado en la cruz de San Andrés, con la implementación de este refuerzo se logró disminuir los esfuerzos actuantes en el mismo logrando así obtener valores de esfuerzos por debajo del admisible, en la figura 145 se detalla el refuerzo instalado y en la tabla 96 se observan los valores obtenidos mediante la incorporación del refuerzo al muro.

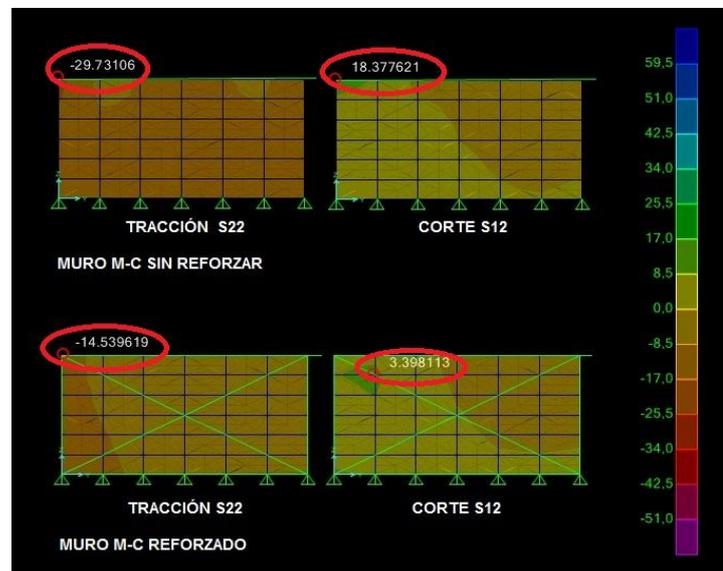
**Figura 145.** Muro M-C reforzado

Tabla 96.*Esfuerzos en muro M-C sin reforzar y reforzado*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-C	Tracción S22	29,73	14,54	15,00
M-C	Corte S12	18,37	3,40	6,00

- **Muro M-F:** Este muros se divide en dos el M-F1, el cual presenta falla por tracción y M-F2 que además de fallar por tracción también genera una falla debido al esfuerzo por corte, en ambos casos al igual que al muro M-B, se utilizaron como refuerzo para la disminución de esfuerzos las llaves en madera, logrando así obtener valores de esfuerzos menores al admisible, en la figura 146 se observa la ubicación de las llaves de madera incorporadas al muro para la disminución de los esfuerzos, esta disminución se evidencia en la tabla 97.

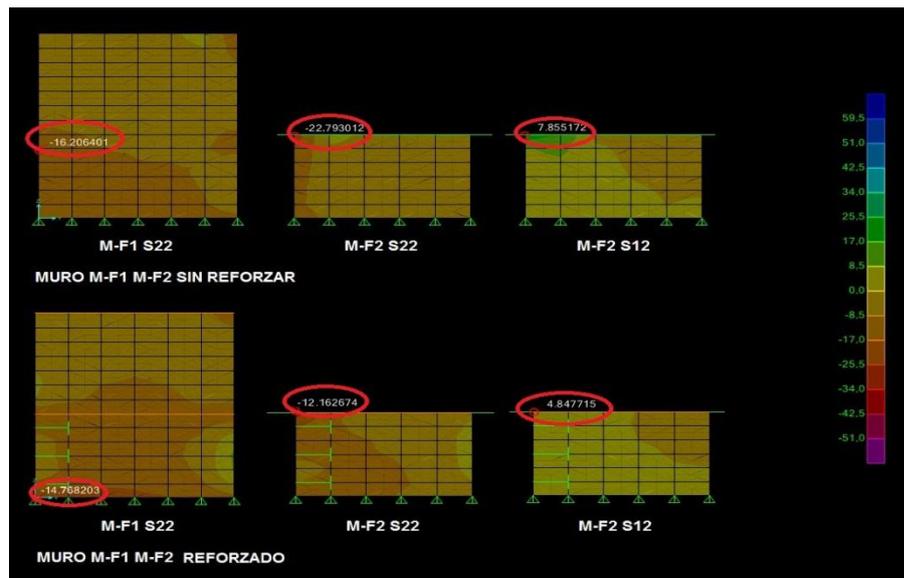
**Figura 146.** Muros M-F1 Y M-F2 reforzados

Tabla 97.*Esfuerzos en muro M-F1 y M-F2 sin reforzar y reforzado*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-F2	Tracción S22	22,79	12,16	15,00
M-F2	Corte S12	7,86	4,84	6,00

- **Muro M-I:** Este muro se subdivide en dos el M-I1 y M-I2 ambos presentan falla por tracción y corte debido a los esfuerzos generados, en ambos casos al igual que al muro M-B, y M-F se utilizaran las llaves en madera como refuerzo para la disminución de esfuerzos y disminuir los esfuerzos actuantes por debajo del límite establecido, se puede visualizar en la figura 147 la ubicación de las llaves de madera para las mejoras del comportamiento a los esfuerzos de tracción y corte generados, en la tabla 98 se observan los valores obtenidos del modelado del muro con el nuevo refuerzo.

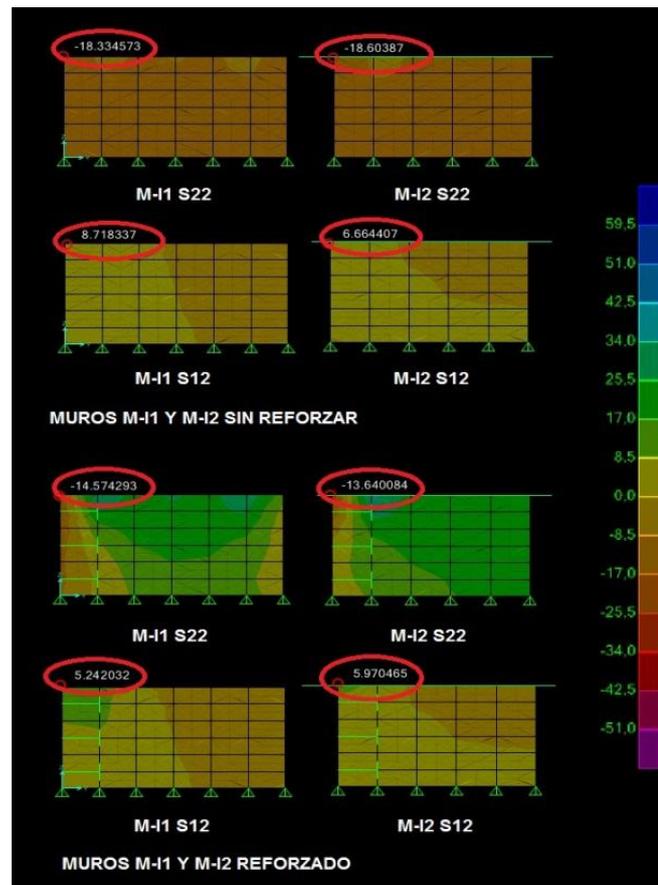


Figura 147. Muros M-11 Y M-12 reforzados

Tabla 98.

Esfuerzos en muro M-11 y M-12 sin reforzar y reforzado

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-11	Tracción S22	18,33	14,57	15,00
M-11	Corte S12	8,72	5,24	6,00
M-12	Tracción S22	18,60	13,64	15,00
M-12	Corte S12	6,66	5,97	6,00

- **Muro M-L:** El muro M-L presenta solo falla por tracción se utilizaran

las llaves de madera para lograr la disminución de los esfuerzos actuantes sobre este y así lograr obtener valores que no superen el máximo permitido, estas llaves de madera serán un refuerzo adicional al ya existente incorporándose como se puede observar en la figura 148 donde existe el esfuerzo máximo a tracción S22 actuante, en la tabla 99 se indican los valores de esfuerzos obtenidos de la verificación del modelo con el refuerzo adicional.

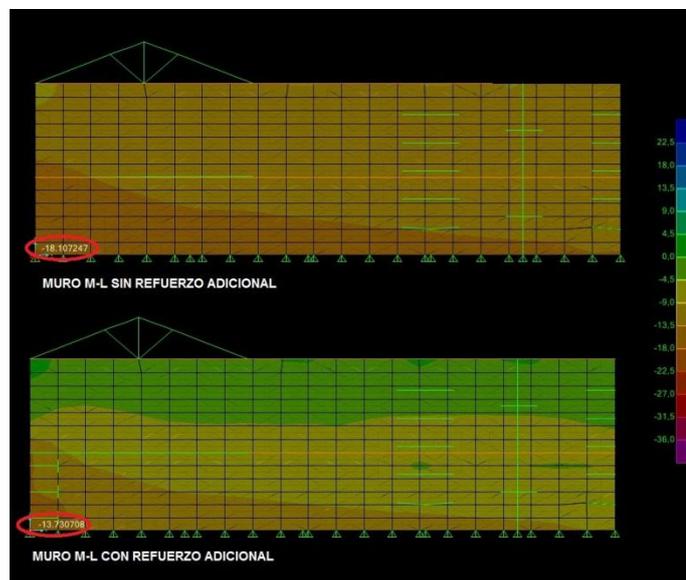


Figura 148. Muros M-L reforzado

Tabla 99.

Esfuerzos en muro M-L con refuerzo instalado y el refuerzo adicional

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-L	Tracción S22	17,86	13,73	15,00

Tabla 100.*Resumen de esfuerzos de muros reforzados en dirección vertical*

Area Elem	Tipo de esfuerzo	Valores de esfuerzos		
		Sin Refuerzo (T/m ²)	Con Refuerzo (T/m ²)	Admisible (T/m ²)
M-B	Tracción S22	16,98	10,60	15,00
M-C	Tracción S22	29,73	14,54	15,00
M-C	Corte S12	18,37	3,40	6,00
M-F1	Tracción S22	16,21	14,76	15,00
M-F2	Tracción S22	22,79	12,16	15,00
M-F2	Corte S12	7,86	4,84	6,00
M-I1	Tracción S22	18,33	14,57	15,00
M-I1	Corte S12	8,72	5,24	6,00
M-I2	Tracción S22	18,60	13,64	15,00
M-I2	Corte S12	6,66	5,97	6,00
M-L	Tracción S22	18,10	13,73	15,00

Los planos de detalles de los refuerzos implementados en los muros se especifican en el Anexo 7 (Refuerzos adicionales en muros).

- **Esfuerzos de muros en dirección horizontal con nuevos refuerzos:**
Se puede identificar en la tabla los esfuerzos obtenidos en los muros en dirección horizontal una vez implementado los nuevos refuerzos adicionales a la edificación.

Tabla 101.*Esfuerzos de muros en dirección horizontal, nuevos refuerzos*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	9,55	4,74	4,82	13,11	3,53
M-2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,92	1,38	2,91	14,79	1,46
M-4	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,23	0,44	2,61	10,36	1,89
M-5	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,17	0,64	2,74	10,85	1,86
M-8	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,26	0,00	2,54	10,09	1,74
M-9	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,45	1,61	2,77	10,91	3,13
M-11	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,68	1,55	3,54	14,14	3,12
M-12	Shell-Thick	ENVOLVENTE	5,72	5,81	12,48	12,36	3,93
M-13	Shell-Thick	ENVOLVENTE	4,62	7,12	10,32	9,83	5,22
M-14A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,16	9,39	6,48	13,27	5,09
M-14B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,61	1,26	1,90	7,66	2,44
M-14C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,21	0,41	1,80	7,11	2,20
M-15	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,00	0,00	2,29	10,37	3,63
M-16	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,40	2,76	2,21	8,73	2,95

- **Esfuerzos de muros en dirección vertical:** En la tabla 102 se muestran todos los esfuerzos estudiados donde se puede evidenciar los muros a los cuales se le incorporaron refuerzos adicionales propuestos para la edificación.

Tabla 102.*Esfuerzos de muros en dirección vertical*

Area Elem	Shell Type	Output Case	Compresión		Tracción		Corte
			S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S11 (T/m ²)	S22 (T/m ²)	S12 (T/m ²)
M-A	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,20	0,00	3,74	14,96	3,28
M-B	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,81	1,21	3,12	10,60	4,35
M-C	Shell-Thick	ENVOLVENTE	2,56	11,53	10,11	14,54	3,40
M-D	Shell-Thick	ENVOLVENTE	6,00	17,10	3,25	12,36	5,54
M-E	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,08	3,08	0,00	11,32	1,61
M-F1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,59	2,44	3,78	14,76	5,31
M-F2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,47	1,93	4,79	12,16	4,84
M-I1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,88	4,49	5,84	14,57	5,24
M-I2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,14	4,18	4,80	13,64	5,97
M-K1	Shell-Thick	ENVOLVENTE	0,71	2,94	3,24	14,00	4,67
M-K2	Shell-Thick	ENVOLVENTE	3,80	16,34	3,08	11,71	4,53
M-L	Shell-Thick	ENVOLVENTE	1,33	3,76	4,91	13,73	4,13

En función de los resultados obtenidos y de la discusión de estos se observa que existe deficiencia en la metodología utilizada para realizar la rehabilitación estructural de la casa Imbabura, donde cabe destacar la presencia de refuerzos donde no son necesario, el diseño de refuerzos que no se desempeñan en función de las fallas presentadas, además de la carencia de otros refuerzos en muros que presentan fallas ya sea a tracción o por corte.

En la verificación de los desplazamientos de la estructura por medio del cálculo de la derivas de todos los muros que componen la edificación se evidencia que estos no superan el límite permisible de las derivas de piso establecido por la norma NEC-SE-DS que corresponde a un valor de 0,01 para estructuras de mampostería.

4.3 EVALUACIÓN ECONOMICA

Con el objeto de conocer el costo de la ejecución de un proyecto de ingeniería que permita el cálculo, simulación y evaluación sísmica de una edificación patrimonial, en específico el caso de la vivienda Imbabura. Se solicitó una cotización del costo del proyecto, obteniendo como respuesta la cotización CC-17-16 (Ver Anexo N°8).

En la cotización el monto total de las fases de ingeniería conceptual, básica y detalle, incluyendo simulaciones, documentos de soporte y planos, es de 1.484,31 us\$. El alcance asegura obtener el diagnóstico de las áreas susceptibles a fallas y adicionalmente sugiere los diseños a aplicar en las ubicaciones específicas, optimizando así la aplicación y uso de recursos para los reforzamientos. Adicionalmente este tipo de análisis permitirá aumentar la confiabilidad de los trabajos realizados, ya que darán un aval técnico que servirá de soporte para garantizar que se tomó en cuenta todos los aspectos en la evaluación, así como se evitará obviar reparaciones o reforzamientos necesarios en áreas que quedaron en evidencia que no fueron tomadas en cuenta y que son susceptibles a fallas en eventos sísmicos.

Si bien pareciera una inversión adicional realmente es un ahorro, ya que en el presente estudio también ha quedado en evidencia que existen reforzamientos que fueron realizados de forma innecesarias, lo cual es un gasto extra no requerido y por otra parte tenemos el incuantificable hecho de que no reforzar áreas o zonas requeridas podrían traducirse en eventos o daños catastróficos en el momento de un evento sísmico.

Adicionalmente al evaluar el monto de inversión del proyecto total de rehabilitación de la vivienda Imbabura (Ver Figura 149), que es de 396.284,77 us \$, se puede concluir que la inversión a realizar en temas de la evaluación técnica de ingeniería, representaría tan solo el 0,4% del monto

del proyecto, lo cual es bastante bajo en comparación de todos los aspectos positivos que este tipo de evaluaciones trae al proyecto.

CRONOGRAMA VALORADO DE						
IDENT.	ITEM	DESCRIPCION	UNID	CANT	P.U.	TOTAL
206		ARREGLO DE PUERTAS Y VENTANAS DE METAL - INCLUYE ANTICORROSIVO	m2	10.00	22.81	\$ 228.10
207		REVOCADO DE TEJA EN ALERO, CUABRERO, LIMATESAS, LIMAHOTA E INTERMEDIOS	M	1.491.00	6.79	\$ 10.123.89
208		ARREGLO, LIMPIEZA Y PINADO DE CANALES Y BAJANTES	M	89.00	5.40	\$ 480.72
209		REFORZAMIENTO CERCHA PLACAS DE TRIPLEX 20MM - LADO/LADO (PRESERVADA)	m2	5.00	57.44	\$ 287.20
Total						396.284.77

Figura 149. Costo total del proyecto de rehabilitación de la vivienda Imbabura

Fuente: (Instituto Metropolitano de Patrimonio, 2011)

También se calcula el costo de la intervención en los muros que no era necesario basados en precios y cantidades presentes dentro del presupuesto, de acuerdo al siguiente detalle.

Tabla 103.

Presupuesto de intervención no requerida

N°	DESCRIPCION DE RUBROS	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P.TOTAL
1	Retiro de Enlucidos	m ³	25.00	1.72	43.00
2	Liberación de paredes de adobe	M2	5.00	11.86	59.30
3	Llaves de madera de 7 cm x 7cm	ml	15.00	16.81	252.15
4	Llave de madera de 7 cmm x 14 cm	ml	9.73	18.00	175.14
5	Aditivo impermeabilizante para morteros	kg	5.00	2.05	10.25
6	Inyección de lechada de cal	lts	60.00	2.37	142.20
7	Inyección lechada de cemento	lts	5.00	2.65	13.25
8	Limpieza de madera	ml	24.73	1.75	43.28
9	Sellado de mampostería	m3	5.00	153.90	769.50
10	SUMA TOTAL				1508.07

De esta manera se evidencia que se asigna un recurso innecesario ya que el muro intervenido según el estudio, requería los refuerzos en otro sector contrario al colocado. Por lo que dichos recursos pudiesen ser utilizados de manera más eficiente para realizar un estudio de ingeniería cuyo valor es menor al asignado de manera innecesaria en una intervención.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

A partir de las consideraciones teóricas y los resultados obtenidos durante el desarrollo de la presente investigación, se pueden extraer las siguientes conclusiones.

- En referencia a los refuerzos implementados se evidenció que algunos de estos no lograron mejorar el comportamiento de la estructura ante las acciones sísmicas, como ocurrió en el caso del muro M-L, donde es importante destacar que en el análisis realizado del antes y después de la incorporación del refuerzo se determinó que la ubicación de estos refuerzos no generaban cambio alguno en el desempeño del muro además de poseer una ubicación errónea, ya que en el lugar donde los esfuerzos actuantes sobrepasaban los admisibles, no se implementó ningún tipo de refuerzo.
- En el caso del muro M-13, este se destaca ya que no se evidencia una supervisión del refuerzo instalado, en base a la planificación del diseño, el modelo se realizó en base a lo construido arrojando como resultado la falla del muro por el esfuerzo de corte, debido a esta falla se realizó una nueva evaluación, esta vez incorporando un nuevo diseño para la rehabilitación (que estaba planteado en la planificación original), para este caso resultó que el refuerzo planteado es el ideal para el muro ya que mejoró considerablemente el esfuerzo por corte del muro pasando de 25,63 T/m² a 5,22 T/m², lo que implica una disminución de casi el 80%.
- El refuerzo implementado en el muro M-8, en base al análisis del antes y después realizado, se demostró que dicho refuerzo no era necesario ya que los valores de esfuerzos que se generaban en su totalidad eran menores a los admisibles.
- En la evaluación del resto de los muros que componen la edificación, los cuales no estaban reforzados, se encontró que algunos de estos

presentaban fallas ya sea por tracción o por corte obteniendo desviaciones que iban desde un 7,46% hasta 76,49% en función de los esfuerzos admisibles establecidos según sea el caso, lo que origino que se realizaran los diseños de nuevos refuerzos adicionales a los muros que presentaron fallas.

- No se evidencia información alguna referente a una evaluación estructural o modelado de la edificación que garantice y soporte las decisiones de los refuerzos implementados.
- Debido a todo lo expuesto anteriormente se evidencia que no se realiza una evaluación estructural a la edificación con personal calificado y este especializado en el diseño estructural.
- El IMP no contempla dentro de sus procedimientos la evaluación estructural de las edificaciones a ser rehabilitadas, donde estas evaluaciones deben ser realizadas por profesionales de la ingeniería civil con amplios conocimientos en estructuras sismos resistentes.
- Realizar un análisis sísmico de ingeniería representaría tan solo el 0,4% del monto del proyecto. No hacerlo podría generar costos incuantificables debidos a daños por eventos sísmicos.

5.2 RECOMENDACIONES

En función de las conclusiones emitidas en la investigación se emiten las siguientes recomendaciones.

- El casco histórico de la ciudad de Quito está ubicado en un área de peligro sísmico alto, debido a esto en la NEC-SE-RE se establece que para las evaluaciones y rehabilitaciones de estructuras, debe considerarse el desempeño de estas en función de las acciones sísmicas de diseño, lo que implica que estas actividades tanto de evaluación como de rehabilitación y supervisión deben ser realizadas por ingenieros civiles con conocimientos en el diseño sísmico de estructuras.
- Las modificaciones estructurales que se deban realizar en cualquier proyecto, deben estar avaladas y diseñadas por un profesional de la

ingeniería civil con amplio conocimiento en el diseño sísmico de estructuras.

- Se debe evitar la implementación de refuerzos basados en experiencias previas, con esto se hace referencia a que cada rehabilitación es única y por lo tanto cada refuerzo que se considere debe ser diseñado y avalado por un profesional de la ingeniería civil.
- Es necesario el estudio de nuevas técnicas de reforzamiento sísmico de estructuras, con la implementación de otro tipo de materiales adicionales a los ya utilizados.
- Establecer los procedimientos para la evaluación sismo resistente de las estructuras a rehabilitar, con la utilización de ingenieros civiles especialista en diseño estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A & R Consultores. (2017). *Informe de ensayo no destructivo en elementos de adobe para edificio patrimonial calle Imbabura*. Quito.
- Aguiar Falconí, R. (2003). *Microzonificación sísmica de Quito*. Quito: ESPE.
- Alcocer, S. (2003). Edificaciones de Mampostería para vivienda. *Meli, Rehabilitaciones de estructuras de mampostería*, 50-62.
- Altamirano Quásquer, F., & Martínez Mesa, D. (2015). *Identificación de sectores vulnerables pos acción sísmica y elaboración del mapa de respuestas máximas estructurales de la zona centro del DMQ*. Quito: Universidad Central de Ecuador.
- American Society for Testing and Materials. (2011). ASTM D 1586. *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. Washington.
- American Society for Testing and Materials. (2011). ASTM D 5777. *Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*. Washington.
- American Society for Testing and Materials. (2013). ASTM C 805. *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. Washington.
- American Society of Testing Materials. (2011). ASTM D 2487. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes*. Washington.
- Arregui, E. (2010). Empresa de Desarrollo Urbano de Quito. *El programa de rehabilitación del centro histórico de Quito*, 403-410.

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2004). *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada*. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Barona Zaldumbide, D. M. (2010). *Vulnerabilidad Sísmica del Centro Histórico de Sangolquí*. Sangolquí: Universidad Politécnica del Ejército.
- Cadena Villavicencio, H. J. (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.
- Cahuatijo Manitio, G. J., & Vásquez Villa, S. B. (2013). *Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del distrito metropolitano de Quito*. Quito: Universidad Politécnica Nacional.
- Carrion Granja, J. P. (2016). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia Nuestra Señora de la Merced, ubicada en el Centro Histórico de la Ciudad de Quito*. Quito: ESPE.
- Castillo Torres, D. (2015). *Espectros de diseño para Quito, considerando factores de cercanía asociadas a fallas ciegas*. Quito: ESPE.
- Computer and Structure Inc. (2013). *SAP2000 Software Integrated for Structural Analysis & Design*. USA: Berkeley.
- Construcción, N. E. (2015). *Manporteria Estructural*. Quito.
- Correia Machuca, N. (2015). *Obtención del perfil de velocidad de onda de corte mediante método MASW y comparación con ensayo tipo downhole en estaciones sismológicas de zona central*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Delgado Amaya, C. R. (2016). *Parámetros para la elaboración del Manual de Fiscalización para Edificaciones Patrimoniales en la Ciudad de Quito*. Quito: ESPE.

- Espinoza, L. (2017). *Evaluación estructural de edificación patrimonial Estupiñan Orejuela de la ciudad de Quito*. Quito: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- Federal Emergency Management Agency. (2002). FEMA 154. *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards*. Redwood.
- Frías , E. (2004). *Aportaciones al estudio de las maquinas eléctricas de flujo axial mediante la aplicación del método de elementos finitos*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Gendrop, P. (2001). *Diccionario de arquitectura mesoamericana*. México: Editorial Trillas.
- Geofísica. (2017). *Ensayo de Refracción Sísmica Casa Imbabura*. Quito.
- GEORYS INGENIEROS S.A.C. (Marzo de 2016). *Análisis Multicanal de Ondas Superficiales – MASW*. Obtenido de <http://www.georys.com/wp-content/uploads/2016/04/Presentacion-masw.pdf>
- Google-maps. (12 de Nov de 2017). <https://www.google.com.ec/maps>. Obtenido de <https://www.google.com.ec/maps/place/Quito/@-0.1865938,-78.570625,11z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x91d59a4002427c9f:0x44b991e158ef5572!8m2!3d-0.1806532!4d-78.4678382>
- Gutiérrez, M. P. (2010). *Estudio experimental del adobe sujeto a cargas sísmicas*. San Salvador: Universidad del Salvador.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación* (Vol. 6ta). Mexico: Mc Graw Hill.
- IGEPN. (12 de Septiembre de 2000). <http://www.igepn.edu.ec>. Obtenido de <http://www.igepn.edu.ec/sismos/los-ultimos-sismos.html>
- Instituto Metropolitano de Patrimonio. (2011). *Inspección IMP Casa Imbabura*. Quito.

- JUNAC. (1984). *Manual de diseño para maderas del grupo andino*. Lima: Junta del Acuerdo de Cartagena.
- Kimbro, E., Tolles, L., & Ginell, S. (2015). *Guías de planeamiento de ingeniería para la estabilización sismorresistentes de estructuras históricas de adobe*. Los Angeles: Getty Publications.
- Legales, N. (2006). Norma E.080. Lima, Perú.
- López, J., Oller, S., & Oñate, E. (1998). *Calculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos*. Barcelona: Centro Internacional de Metodos Numéricos en Ingeniería.
- Louie, J. (2001). Shear-Wave Velocity to 100 Meters Depth From Refraction Microtremor Arrays. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2001, vol. 91, no. 2, 347-364.
- Louie, J. N. (2001). *Faster, Better: Shear-Wave Velocity to 100 Meters Depth*.
- MACHUCA, N. C. (7 de Enero de 2015). *Obtención del perfil de velocidad de onda de corte mediante método masw y comparacion con ensayo tipo downhole en estaciones sismológicas de zona central*. Obtenido de <https://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjoiYui8bPSAhUBTyYKHVQ0B00QFggjMAE&url=http%3A%2F%2Frepositorio.uchile.cl%2Fbitstream%2Fhandle%2F2250%2F133426%2FObtencion-de-perfil-de-velocidad-de-onda-de-corte->
- Manitio, G. J., & Vásconez, S. B. (2013). *Estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de un inmueble patrimonial del distrito metropolitano de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Mannise, R. (16 de 07 de 2012). <http://ecocosas.com/>. Obtenido de <http://ecocosas.com/arq/el-adobe/>
- Martínez O., E. (2013). *Evaluación del comportamiento frente a cargas laterales de elementos estructurales utilizados en mampostería*

confinada, mediante la sustitución del agregado grueso por fibras comerciales. Valencia: Universidad de Carabobo.

Morales, R., Yamashiro Kamimoto, R., & Sánchez Olano, A. (1970). *Investigación Experimental de Construcciones de Adobe y Bloque Estabilizado.* Lima.

Municipio de Quito. (2015). *Indicadores Demográficos del Centro Histórico.* Quito.

NEXT Xploration TechnologY. (Agosto de 2012). *Servicios de geofísica y aplicación de métodos no destructivos y no invasivos para estudios de geotecnia, ingeniería civil y auditoría de obras.* Obtenido de http://www.trxconsulting.com/downloads/TRX_Geofisica%20para%20Ingenieria%20-%20Geotecnia.pdf

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC Guía de diseño 5. *Guía de práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras.* Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-CG. *Cargas.* Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-DS . *Peligro Sísmico.* Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-MP . *Manpostería Estructural.* Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). NEC-SE-RE. *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras.* Quito.

Normas Legales. (2006). Norma E.080. Lima, Perú.

Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. (Mayo de 1999). *Multichannel analysis of surface waves.* Obtenido de <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.506.1965&rep=rep1&type=pdf>

Parra Cárdenas, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad SÍSMICA EN EL ECUADOR continental y*

estudio de riesgo sísmico en la ciudad de quito. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

República del Ecuador. (2008). Constitución de la República del Ecuador. Quito.

Revista ARQHYS.com. (01 de 12 de 2012). <http://www.arqhys.com/>.
Obtenido de <http://www.arqhys.com/construcciones/construccion-viviendas-coloniales.html>

Torrealba Dávila, D. (2003). *Caracterización de daños en construcciones de adobe*. Lima: PUCP.

Zuñiga Miranda, P. (2005). *Aplicaciones para análisis y diseño de elementos de concreto reforzados*. San José: ICO TEC.

ANEXOS

ANEXO N°1

Formulario de Evaluación

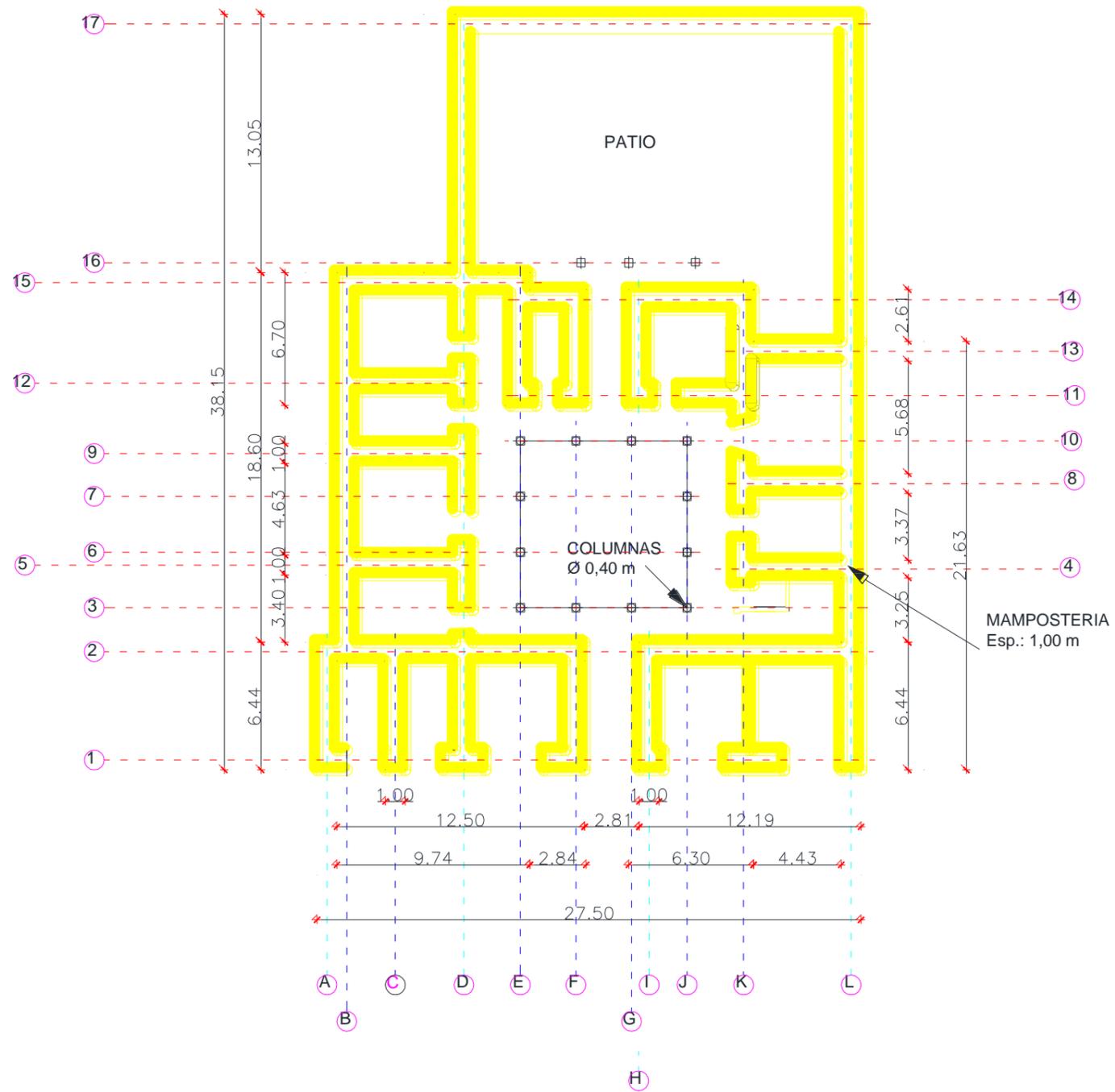
Fuente: NEC Guía de diseño 5 (2015)

EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE LA EDIFICACIÓN					DATOS DE LA EDIFICACIÓN:								
					Dirección:								
					Nombre de la edificación:								
					Sitio de referencia:								
					Tipo de uso:				Fecha de Evaluación:				
					Año de construcción:				Año de remodelación:				
					Area construida (m2):				Número de pisos:				
FOTOGRAFÍA													
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		
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL "S"													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje basico	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
Mediana altura (de 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													
Pre-código (antes de 1977)	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2
Construido entre 1977 y 2001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Post-código (a partir del 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"		-0,5											
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2,0 ≤ S < 2,5	Media vulnerabilidad												
S ≥ 2,5	Baja vulnerabilidad												
OBSERVACIONES													

ANEXO N°2

Plano estructural Planta Baja

Fuente: El Autor (2017)

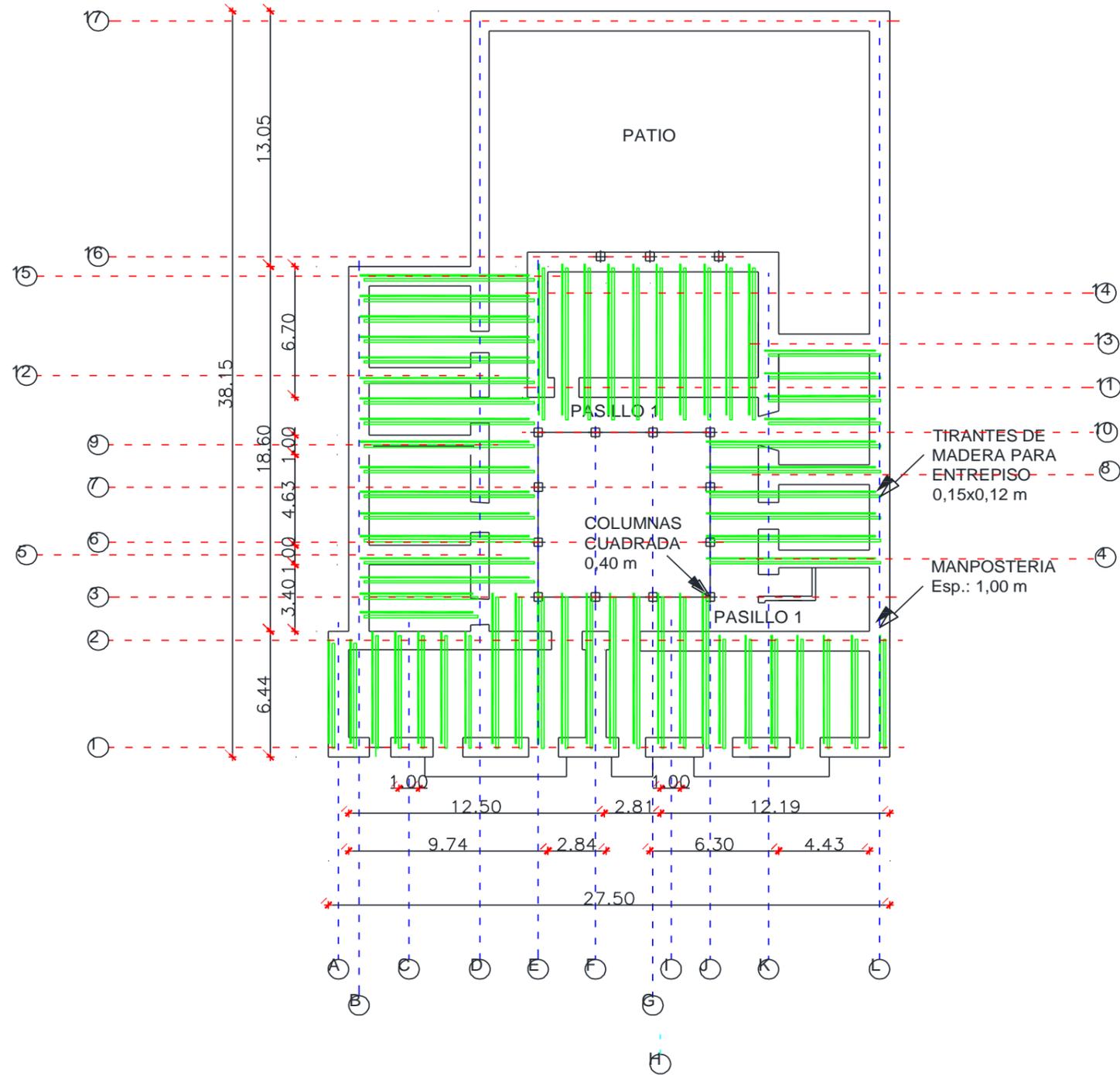


Departamento: CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera: INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO	
Elaborado por: BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano: ESTRUCTURAS PLANTA BAJA	
Escala: S/E	Fecha: NOVIEMBRE - 2017

ANEXO N°3

Plano estructural Nivel 1

Fuente: El Autor (2017)



Departamento:
CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

Carrera:
INGENIERÍA CIVIL

Proyecto:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO

Elaborado por:
BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA

Plano:
ESTRUCTURAS NIVEL 1

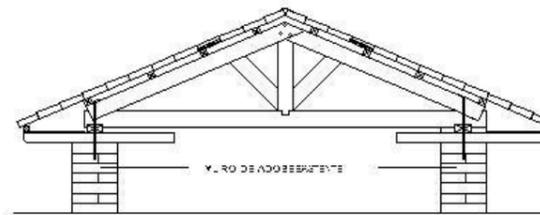
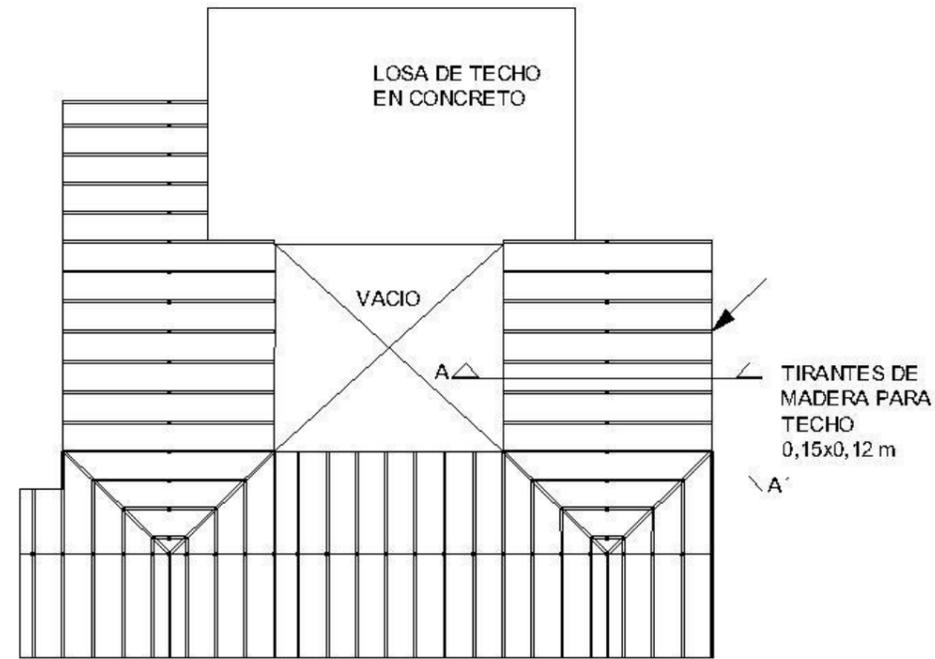
Escala:
S/E

Fecha:
NOVIEMBRE - 2017

ANEXO N°4

Plano estructural Techo

Fuente: El Autor (2017)



CORTE A-A'



Departamento: CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera: INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE QUITO	
Elaborado por: BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano: ESTRUCTURAS TECHO	
Escala: S/E	Fecha: NOVIEMBRE - 2017

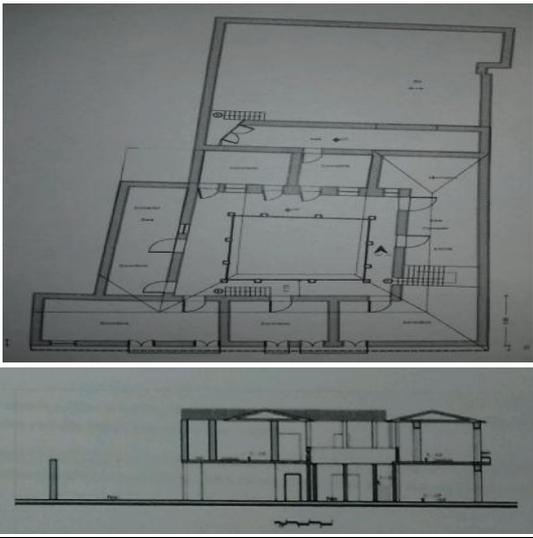
ANEXO N°5

Plano estructural Refuerzos

Fuente: El Autor (2017)

ANEXO N°6

Evaluación Sísmica Simplificada
Índice de Vulnerabilidad Casa Imbabura
Fuente: El Autor (2017)

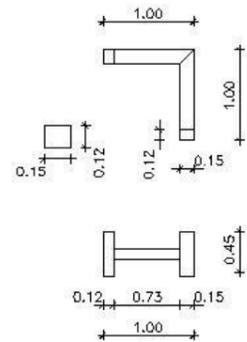
EVALUACIÓN SIMPLIFICADA CASA IMBABURA														
					DATOS DE LA EDIFICACIÓN:									
					Dirección: Provincia de Pichincha, Cantón de Quito, Parraquia Centro Histórico, Barrio San Roque, Calle Imbabura, Casa N2-29									
					Nombre de la edificación: Sin nombre									
					Sitio de referencia: Intersección entre Calle Bolívar y Calle Alianza									
					Tipo de uso: Privada				Fecha de Evaluación: 05/07/17					
					Año de construcción: 1901-1950				Año de remodelación: 2016					
Area construida (m2): 1.170				Número de pisos: 2										
														
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					
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL "S"														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	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	
Mediana altura (de 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														
Pre-código (antes de 1977)	0	-0,2	-1	-1,2	-1,2	-1	-0,2	-0,8	-1	-0,8	-0,8	-0,8	-0,2	
Construido entre 1977 y 2001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post-código (a partir del 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"		-0,5												
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial								X					
2,0 ≤ S < 2,5	Media vulnerabilidad													
S ≥ 2,5	Baja vulnerabilidad													
OBSERVACIONES														
<p>1- El año de construcción de la vivienda no esta definida debido a la carencias de registros que evidencien esta información, según los materiales utilizados se presume que esta edificación corresponde al período republicano 2, lo cual difiere con lo descrito en la evaluación realizada por el IMP que la ubica en el período republicano 3.</p> <p>2- En informacion recabada para esta evaluación se tiene que la edificación fue modificada en los años 70 por el propietario sin la participación del IMP.</p> <p>3- La edificación posee irregularidad en sus construcción tanto vertical como en planta.</p> <p>4- La edificación corresponde a una tipología estructura tipo URM que consiste en un sistema estructural con mampostería sin refuerzo.</p> <p>5- En la edificación de estudio se obtuvo un puntaje final S que corresponde a una edificación con alta vulnerabilidad sísmica, por lo que se requiere una evaluación especial por un profesional experto en diseño sísmico.</p>														

ANEXO N°7

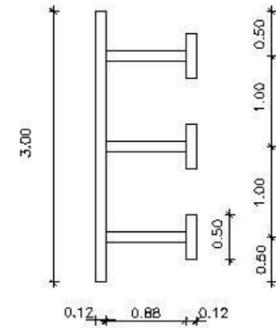
Refuerzos adicionales en muros

Fuente: El Autor (2017)

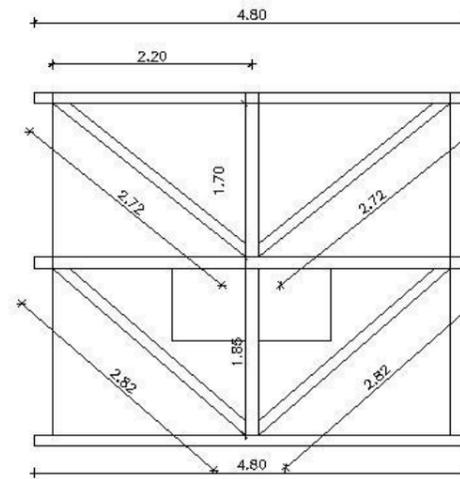
REFUERZO LLAVES DE MADERA
MUROS: M-B, M-F, M-I



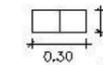
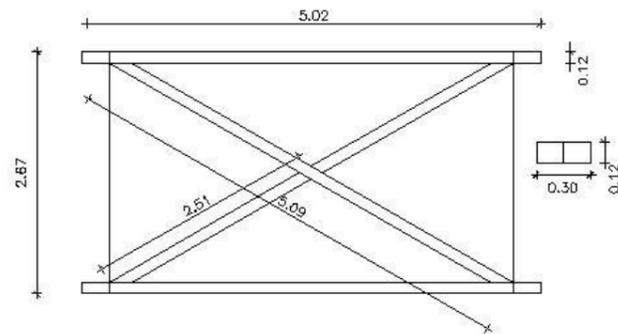
REFUERZO MURO M-1



REFUERZO MURO M-13



REFUERZO CRUZ DE SAN ANDRES
MURO: M-C



 ESPE UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA	
Departamento:	
CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN	
Carrera:	
INGENIERÍA CIVIL	
Proyecto:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION PATRIMONIAL REHABILITADA CASA IMBABURA EN EL CENTRO HISTÓRICO DE	
Elaborado por:	
BOLÍVAR ANDRÉS HEREMBÁS ORTEGA	
Plano:	
REFUERZO ESTRUCTURAL	
Escala:	Fecha:
S/E	NOVIEMBRE - 2017

ANEXO N°8

Cotización de Proyecto de Ingeniería para evaluación sísmica de vivienda
Imbabura.

Fuente: INTECA (2017)

INGENIERIA TÉCNICA ANDINA C.A.

Calle Vicente Paredes con pasaje N2F, Edificio Natalie 2A, Sector Calderón, Quito Ecuador

Tel. (02) 2825541

Email: javier.cardenas@intecaecuador.com

Página web: <https://intecaecuador.com/>

Ruc: 1792742773001

Cotización N°: CC-17-016



7 de Noviembre del 2017

SEÑOR:

Bolívar Herembas

ASUNTO: OFERTA DE SERVICIO DE INGENIERIA

Introducción

El presente documento establece la oferta de servicio para la generación del proyecto de Ingeniería del diseño de Reforzamiento estructural de la vivienda patrimonial "Imbabura" del centro histórico de Quito.

Objetivos

El objetivo del presente documento es presentar nuestra mejor oferta para la realización del Proyecto de Ingeniería. Dentro de la oferta se incluye un componente económico y un técnico.

Definición de términos:

H-H: Hora – Hombre, se refiere a la cantidad de tiempo empleado por el profesional que desarrolla el producto de ingeniería.

Nivel Profesional: P1, P2,....., P10, son las categorías de los profesionales que desarrollarán el proyecto, esta depende de los años de experiencia que posean cada uno, así como estudios de 4to nivel.

Disciplina	Civil			
FASE	INGENIERÍA BÁSICA			
Documento	H-H	P1	P5	P7
LEVANTAMIENTO DE INFORMACION	40	24	8	8
	40	24	8	8

Disciplina	Civil			
FASE	INGENIERÍA CONCEPTUAL			
Documento	H-H	P1	P5	P7
BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO	40	24	8	8
MEMORIA DE CALCULO	40	24	8	8
	80	48	16	16

Disciplina	Civil			
FASE	INGENIERÍA DETALLE			
Documento	H-H	P1	P5	P7
PLANOS DE DEMOLICION Y REMOCION	40	24	8	8
PLANOS DE ESTRUCTURAS	72	56	8	8
	112	80	16	16

TOTAL H-H				
Documento	H-H	P1	P5	P7
PROYECTO	232	152	40	40

Experiencia	Nivel Profesional
1 - 2	P1
10 - 11	P5
14 - 15	P7

Oferta Económica

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
1	Profesionales P1	H-H	152	4,29	652,08
2	Profesionales P5	H-H	40	7,66	306,4
3	Profesionales P7	H-H	40	9,17	366,8
SUBTOTAL					1.325,28
IVA 12%					159,03
TOTAL					1.484,31

Condiciones Económicas - Administrativas:

- 1) La presente propuesta económica tiene una duración de 30 días.
- 2) Tiempo de ejecución del Proyecto es de 30 días.
- 3) Pago inicial 15% con la firma del contrato y el restante bajo avances en la entrega de cada grupo de documentos (emisiones).
- 4) El desembolso de los pagos será con la emisión de documentos:
 - a. Emisión "A" (Para comentarios del cliente) - desembolso de 50%.
 - b. Emisión "B" (Para inclusión de comentarios del cliente) - desembolso de 25%.

- c. Emisión "0" (Emisión Final) - desembolso de 25%.
- 5) Se establecen los tiempos máximos entre revisiones y emisiones de 5 días, es decir tanto INTECA como el Cliente tienen un máximo de 5 días para realizar las revisiones e inclusiones necesarias y emitir la siguiente emisión. En caso de retrasos e incumplimientos de estos tiempos se pasará a la siguiente emisión dando por entendido que el Cliente acepta el documento sin comentarios.
 - 6) Las emisiones A, B y cualquier otra necesaria serán manejadas en formato digital.
 - 7) La emisión final y entrega del paquete de proyecto en emisión "0" será en físico, documento y planos.

Ate,

Ing. Javier Cárdenas MSc.
Gerente General
INTECA
Ingeniería Técnica Andina C.A.
02 282 55 41
098 327 00 39