

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE
DOS VIVIENDAS ADOSADAS ANTE AMENAZA SÍSMICA**

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

CASTILLO ROBLES CRISTHIAN XAVIER
cristhian.castillo@epn.edu.ec

CASTILLO YUMBO JONNY STALYN
jonny.castillo@epn.edu.ec

DIRECTOR: M.Sc. ING. PLACENCIA ANDRADE PATRICIO HONORATO
patohpla@hotmail.com

CODIRECTOR: Ph.D. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ
luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, diciembre 2020

DECLARACIÓN

Nosotros, ***Castillo Robles Cristhian Xavier y Castillo Yumbo Jonny Stalyn***, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que hemos consultado referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

CRISTHIAN X. CASTILLO R

JONNY S. CASTILLO Y

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Cristhian Xavier Castillo Robles y Jonny Stalyn Castillo Yumbo, bajo nuestra supervisión.

M.Sc. ING. PATRICIO PLACENCIA
DIRECTOR DE PROYECTO

PhD. ING. LUIS HERNÁNDEZ
CODIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero agradecer a Jehová Dios, por darme sabiduría para tomar buenas decisiones en mi vida, por cuidarme en buenos y malos momentos a lo largo de esta travesía llamada vida, por darme salud y por darme unos buenos padres.

Quiero agradecer a mi padre Jaime Castillo por darme un ejemplo de trabajo y perseverancia, por inculcarme un gusto por aprender. Agradezco también a mi madre Albita Robles por su cariño y devoción al cuidado de mí y mi hermana, por inculcarme la honestidad y aprender a sobrellevar los malos momentos de la vida.

A mi hermana Evelin Castillo también le doy gracias por estar a mi lado y compartir buenos momentos. Agradezco a mis abuelitas Teresa Castillo y a la Mami Marina por darme a mis padres, porque supieron criar unos buenos hijos a pesar de las circunstancias.

Agradezco a mi Universidad la Escuela Politécnica Nacional y a mi hermosa Carrera de Ingeniería Civil por haberme dado una buena educación profesional. A mi compañero de tesis Jonny Castillo por su trabajo en el desarrollo de esta tesis y por su amistad. También agradezco al Ing. Patricio Placencia (Director de tesis), al Ing. Luis Hernández (Codirector de tesis) y a la Ing. Melisa Herrera por su guía en la realización de la Tesis.

Cristhian

DEDICATORIA

Se lo dedico a mis padres por formarme como una persona de bien.

A mi hermana pidiéndole que se esfuerce en sus estudios como lo ha hecho hasta ahora y sé que algún día ella también será una profesional.

Por último, a mí por la finalización con éxito de esta etapa de mi vida y ansioso por comenzar una nueva.

Cristhian

AGRADECIMIENTO

Doy gracias a Dios por darme fuerzas día a día, por hacerme entender que todo esfuerzo tiene su recompensa por más difícil que sea, y por permitirme lograr uno de los objetivos más importantes de mi vida.

A mi querida madre, Lidia Yumbo por guiarme, aconsejarme, ayudarme y ser mi compañía en todo momento y en cualquier circunstancia, gracias a sus enseñanzas que me sirvieron para enfocarme en todos mis objetivos propuestos, te agradezco madre mía por estar pendiente de mi salud, mis estudios, y ser mi soporte en todos los sentidos, gracias a ti he logrado entender el sentido de la vida, y he sabido valorar todo el esfuerzo que has hecho por mí, espero ser un orgullo para ti como tú lo eres lo eres para mí, gracias por todo madre querida, te quiero mucho.

A mi abuelito, Francisco José por haber depositado su confianza en mí, y haber compartido muchas de sus experiencias, buenas anécdotas y enseñanzas de vida conmigo, esperando que desde el cielo se sienta muy orgulloso de mí por haber cumplido este gran sueño, y a mi abuelita Antonia Rosa por cuidarme, velar por mi bienestar, sacarme muchas sonrisas y por brindarme sus valiosos consejos para ser una persona de bien.

A mi tío Juan, por apoyarme desde mi niñez, por saber guiarme y aconsejarme en situaciones importantes de mi vida, y animarme en momentos de tristeza, gracias por ser como un padre para mí.

A mi tía Luzmila, por su ayuda y apoyo en circunstancias difíciles de mi vida y por los buenos momentos compartidos.

A mis primos Brandon y Jhon, que han sido como hermanos de vida para mí, con quienes he vivido muchos momentos divertidos y que con sus ocurrencias me han alegrado la vida.

A mi novia Lizbeth, gracias por haber confiado en mí desde el primer día, por ayudarme desinteresadamente y ofrecerme su apoyo incondicional, por compartir

bonitas experiencias y por formar parte de mi vida, por estar conmigo en los fracasos y triunfos tanto en lo académico como en lo personal, gracias a ti entendí el concepto de compañerismo, solidaridad, amistad y amor verdadero.

Agradezco a la Escuela Politécnica Nacional por ser la sede de todo el conocimiento adquirido a lo largo de estos años, a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y a todos sus docentes por brindarme muchas oportunidades y compartir sus conocimientos conmigo durante mi formación profesional.

Agradezco de manera muy especial y sincera al M.Sc. Ing. Patricio Placencia, director del presente proyecto de titulación que, con su gran conocimiento, enseñanza, paciencia y colaboración hizo posible la finalización de este trabajo, de la misma manera agradezco al PhD. Ing. Luis Hernández por sus consejos y apoyo profesional durante el desarrollo de este proyecto.

A todos los ingenieros del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), les doy las gracias por la confianza, compañerismo y asesoramiento profesional brindado en este proyecto, al Ing. Christian Gómez y la Ing. Melisa Herrera, por su guía y colaboración en el desarrollo de este proyecto de titulación.

A mi compañero de tesis, Cristhian Castillo, gracias por su amistad sincera y su dedicación para llevar a cabo este proyecto, hemos cumplido este gran objetivo.

A mis compañeros: Caty, Irvin, Esteban, Paolo y Niky con quienes compartí agradables experiencias a lo largo de toda mi carrera universitaria, agradezco a cada uno de ellos por aportar positivamente en mi vida estudiantil y personal.

Jenny

DEDICATORIA

A mi madre Lidia Yumbo, le dedico este y todos los logros conseguidos a lo largo de mi vida, por siempre creer en mí, cuidar por mi bienestar y ser mi fuente de inspiración en cada paso que doy.

A mis abuelitos Francisco y Antonia, por ser un ejemplo a seguir y enseñarme el significado de la vida.

A Lizbeth Farinango mi novia por apoyarme y acompañarme en todo momento.

Dedico a ustedes todo mi esfuerzo y dedicación puesto en este trabajo de investigación.

Jenny

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
DEDICATORIA	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
CAPÍTULO 1.	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	3
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3. ALCANCE	3
1.4. JUSTIFICACIÓN	4
CAPÍTULO 2.	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1. ACTIVIDAD SÍSMICA EN ECUADOR	7
Terremoto de Esmeraldas de 1906	7
Terremoto de Santa Elena de 1933	7
Terremoto de Pedernales de 1942	8
Terremoto de Esmeraldas de 1944	8
Terremoto de Ambato de 1949	8
Terremoto del Golfo de Guayaquil y Huaquillas de 1953	8
Terremoto de Bahía de Caráquez de 1956	8
Terremoto en el Límite Ecuador-Colombia de 1958	9

Terremoto del Huaquillas de 1970.....	9
Terremoto en la frontera Ecuador-Colombia de 1979	9
Terremoto de Napo de 1987	9
Terremoto de Pedernales de 2016.....	9
2.2. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES.....	11
2.2.1. COLUMNA CORTA	11
2.2.2. PISO BLANDO	12
2.2.3. EFECTO DOMINÓ	12
2.2.4. TORSIÓN EN PLANTA.....	12
2.2.5. INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES.....	13
2.2.6. EFECTO PANQUEQUE	13
2.2.7. EFECTO DE GOLPETEO	14
2.2.8. VIGA SOBRECARGADA	15
2.3. ESTADO DEL ARTE.....	15
2.3.1. INVESTIGACIONES INTERNACIONALES	15
2.3.2. INVESTIGACIONES NACIONALES	25
2.4. REFORZAMIENTO	32
2.4.1. TIPOS DE REFORZAMIENTO PARA VIVIENDAS.....	32
2.4.2. REFORZAMIENTO POR ENCHAPADO	33
2.4.2.1. Componentes del enchapado.....	34
2.4.2.2. Proceso constructivo del enchapado.....	36
CAPÍTULO 3.	41
DESCRIPCIÓN DE LAS VIVIENDAS.....	41
3.1. UBICACIÓN	41
3.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	43
3.2.1. Vivienda A	44
3.2.2. Vivienda B	47
3.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	49
3.3.1. Descripción de materiales	49
3.3.2. Descripción de secciones	50
3.4. PATOLOGÍAS ENCONTRADAS	52

3.4.1.	Columna corta	52
3.4.2.	Golpeteo.....	52
3.4.3.	Viga sobrecargada.....	53
3.4.4.	Retroceso en las esquinas	54
3.4.5.	Recubrimiento de armado insuficiente	54
3.5.	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	55
3.5.1.	INFORMACIÓN BÁSICA	57
3.5.2.	PUNTAJES BÁSICOS.....	57
3.5.3.	MODIFICADORES	58
3.5.3.1.	Altura de la edificación	58
3.5.3.2.	Irregularidad de la edificación.....	59
3.5.4.	PUNTAJE FINAL (S).....	66
CAPÍTULO 4.		69
ENSAYOS IN SITU Y DE LABORATORIO		69
4.1.	ENSAYOS DE SUELOS.....	69
4.1.1.	Clasificación de suelos-SUCS	69
4.1.2.	Corte directo en suelos.....	71
4.1.3.	Triaxial no consolidada no drenada (UU)	72
4.2.	ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS	76
4.2.1.	Análisis de vibraciones ambientales.....	76
4.2.2.	Ensayo de rebote-Esclerómetro.....	80
4.2.3.	Localización de acero de refuerzo-Pachómetro	84
CAPÍTULO 5.		87
ESTUDIOS ANALÍTICOS		87
5.1.	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA ACTUAL	87
5.1.1.	ESTIMACIÓN DE CARGAS	87
5.1.1.1.	Mampostería	87
5.1.1.2.	Losa	90
5.1.1.3.	Vigas y columnas	93
5.1.1.4.	Cimentación	94
5.1.2.	CORTE BASAL.....	95

5.1.2.1.	Zonificación sísmica, factor z y coeficientes del perfil de suelo.....	95
5.1.2.2.	Espectro de diseño	96
5.1.2.3.	Determinación del corte basal.....	97
5.1.2.4.	Espectro de respuesta.....	100
5.1.3.	MODELO UNIDO	101
5.1.4.	MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA	103
5.2.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	108
5.2.1.	MODOS DE VIBRACIÓN.....	108
5.2.2.	DERIVAS	111
5.2.3.	ESFUERZOS DEL SUELO	113
5.2.4.	DEFLEXIÓN DE LOSAS.....	116
5.2.5.	CUANTÍA EN VIGAS Y COLUMNAS.....	118
5.2.6.	RESISTENCIA A CORTE DE LA MAMPOSTERÍA.....	120
CAPÍTULO 6.		124
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL		124
6.1.	PARÁMETROS INICIALES DEL REFORZAMIENTO POR ENCHAPADO.....	124
6.1.1.	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES DE ENCHAPADO.....	124
6.1.2.	COMBINACIONES DE CARGA.....	125
6.1.3.	CÁLCULO A CORTE.....	125
6.2.	MODELACIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL CON REFORZAMIENTO	126
6.2.1.	ESTIMACIÓN DE CARGAS DEL REFORZAMIENTO	126
6.2.2.	CONFIGURACIÓN DEL ENCHAPE (MODELOS SEPARADOS) ..	127
6.2.3.	CONFIGURACIÓN DEL ENCHAPE (MODELO UNIDO).....	133
6.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	136
6.3.1.	MODOS DE VIBRACIÓN.....	136
6.3.2.	DERIVAS	137
6.3.3.	ESFUERZOS DEL SUELO	138
6.3.4.	RESISTENCIA A CORTE DEL ENCHAPE	141
6.3.5.	RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DEL ENCHAPE	149

6.3.6.	VERIFICACIÓN Y COPARACIÓN DE ACERO CON DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO: “GENERAL REINFORCING” Y “SIMPLIFIED C & T DESING”	155
6.3.7.	VERIFICACIÓN DE ACERO EN VIGAS DE ACOUPLE.....	157
6.3.8.	VERIFICACIÓN Y COMPARACIÓN DE ACERO ENTRE DOS ALTERNATIVAS DE MODELAMIENTO PARA EL ENCHAPE DE PAREDES.....	159
6.3.9.	ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	163
6.4.	PRESUPUESTO REFERENCIAL Y GENERACIÓN DE PLANOS ...	165
6.4.1.	PRESUPUESTO REFERENCIAL	165
6.4.2.	GENERACIÓN DE PLANOS	166
CAPÍTULO 7.	172
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	172
7.1.	CONCLUSIONES.....	172
7.2.	RECOMENDACIONES	174
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175
ANEXOS.....	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Sismos de mayor intensidad que afectaron a Quito</i>	10
Tabla 2. <i>Resultados de la Clasificación SUCS</i>	70
Tabla 3. <i>Resultados del ensayo de Corte directo</i>	72
Tabla 4. <i>Resultados del ensayo Triaxial</i>	74
Tabla 5. <i>Esfuerzo último y admisible y coeficiente de Balasto para el suelo en estudio</i>	76
Tabla 6. <i>Frecuencias y periodos fundamentales de las viviendas en estudio</i>	80
Tabla 7. <i>Mediciones esclerométricas para la vivienda A</i>	82
Tabla 8. <i>Mediciones esclerométricas para la vivienda B</i>	82
Tabla 9. <i>Análisis estadístico de las mediciones esclerométricas para la vivienda A y B</i>	82
Tabla 10. <i>Resistencia a compresión y Módulo de elasticidad para la vivienda A y B</i>	83
Tabla 11. <i>Acero de refuerzo en vigas y columnas para la vivienda A</i>	85
Tabla 12. <i>Acero de refuerzo en vigas y columnas para la vivienda B</i>	86
Tabla 13. <i>Carga de la mampostería</i>	88
Tabla 14. <i>Carga de la losa</i>	91
Tabla 15. <i>Coeficientes para la determinación del corte basal</i>	98
Tabla 16. <i>Distribución de fuerza sísmica, vivienda A</i>	99
Tabla 17. <i>Distribución de fuerza sísmica, vivienda B</i>	99
Tabla 18. <i>Derivas del modelo 1 y 2</i>	106
Tabla 19. <i>Solicitaciones a corte de la mampostería del modelo 1 y 2</i>	107
Tabla 20. <i>Periodos de vibración</i>	109
Tabla 21. <i>Modos de vibración del modelo unido</i>	109
Tabla 22. <i>Modos de vibración vivienda A</i>	110
Tabla 23. <i>Modos de vibración vivienda B</i>	110
Tabla 24. <i>Derivas inelásticas en X, vivienda A</i>	111
Tabla 25. <i>Derivas inelásticas en Y, vivienda A</i>	112
Tabla 26. <i>Derivas inelásticas en X, vivienda B</i>	112
Tabla 27. <i>Derivas inelásticas en Y, vivienda B</i>	113

Tabla 28. <i>Esfuerzo de punzonamiento, viviendas actuales.</i>	116
Tabla 29. <i>Deflexión máxima de losa, vivienda A.</i>	116
Tabla 30. <i>Deflexión máxima de losa, vivienda B.</i>	117
Tabla 31. <i>Cuantía de acero en columnas.</i>	118
Tabla 32. <i>Cuantía de acero en vigas.</i>	120
Tabla 33. <i>Porcentaje de mampostería que cumple la demanda a corte.</i>	121
Tabla 34. <i>Resistencia a corte de la mampostería, vivienda A.</i>	122
Tabla 35. <i>Resistencia a corte de la mampostería, vivienda B.</i>	123
Tabla 36. <i>Carga de la mampostería sobre la losa.</i>	127
Tabla 37. <i>Carga muerta del enchape por m².</i>	127
Tabla 38. <i>Distribución de fuerza sísmica.</i>	127
Tabla 39. <i>Chequeo a corte del enchape, Vivienda A.</i>	131
Tabla 40. <i>Chequeo a corte del enchape, Vivienda B.</i>	132
Tabla 41. <i>Chequeo de la capacidad y sollicitación de placas y pernos.</i>	136
Tabla 42. <i>Modos de vibración.</i>	137
Tabla 43. <i>Derivas inelásticas en X.</i>	137
Tabla 44. <i>Derivas inelásticas en Y.</i>	138
Tabla 45. <i>Esfuerzo de punzonamiento, viviendas actuales.</i>	141
Tabla 46. <i>Tipo de muro.</i>	142
Tabla 47. <i>Acero de refuerzo del enchape.</i>	143
Tabla 48. <i>Resistencia a corte del enchape.</i>	144
Tabla 49. <i>Resistencia a corte del enchape.</i>	149
Tabla 50. <i>Acero colocado en muros enchapados-sentido X, según el diseño por "Simplified C & T Desing".</i>	156
Tabla 51. <i>Acero colocado en muros enchapados-sentido Y, según el diseño por "Simplified C & T Desing".</i>	157
Tabla 52. <i>Acero colocado en vigas de acople, sentido X.</i>	158
Tabla 53. <i>Acero colocado en vigas de acople, sentido Y.</i>	159
Tabla 54. <i>Comparación de acero requerido para enchapes con y sin espaciamiento, Sentido X.</i>	161
Tabla 55. <i>Comparación de acero requerido para enchapes con y sin espaciamiento, Sentido Y.</i>	162
Tabla 56. <i>Presupuesto referencial.</i>	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Viviendas en estudio.	2
Figura 2. Columna corta en el 3er piso.....	11
Figura 3. Piso blando en planta baja	12
Figura 4. Torsión en planta.....	13
Figura 5. Efecto panqueque	14
Figura 6. Efecto golpeteo	14
Figura 7. Vigas sobrecargadas.....	15
Figura 8. Rehabilitación de un modelo 3D con malla de alambre según Ruiz.....	18
Figura 9. Muros de mampostería ensayados por Flores.....	19
Figura 10. Muros con abertura ensayado por Leonardo Flores.	20
Figura 11. Distribución de sensores en muros para pruebas de cargas cíclicas según Quiun, Alferez y Quinto.	21
Figura 12. Envoltorio de la carga lateral máxima vs. Desplazamiento lateral de los muros ensayados por Quiun, Alferez y Quinto.....	22
Figura 13. Reforzamiento de muretes con malla electrosoldada con 5 porcentajes diferentes de adherencia según Mendoza.....	24
Figura 14. Paredes durante el proceso de colocación del enchape de reforzamiento.	26
Figura 15. Mampostería terminada del segundo nivel.	27
Figura 16. Vista en planta de los muros a enchapar en la alternativa 1 (izquierda) y alternativa 2 (derecha).	28
Figura 17. Modelo en ETABS.....	29
Figura 18. Prototipo construido.....	29
Figura 19. Fisuras en mampostería.....	30
Figura 20. Modelo de la edificación en SketchUP y ETABS.	31
Figura 21. Mampostería reforzada con malla electrosoldada y recubierta con mortero.	36
Figura 22. Preparación de la superficie de mampostería.....	37
Figura 23. Colocación de conectores.	38
Figura 24. Distribución de orificios para grapas.....	38

Figura 25. Colocación de la malla electrosoldada.	39
Figura 26. Colocación de mortero.	40
Figura 27. Ubicación barrio Atacaba.	41
Figura 28. Ubicación de viviendas en estudio.....	42
Figura 29. Fachada frontal de las viviendas adosadas.	43
Figura 30. Fachada lateral de las viviendas adosadas.	43
Figura 31. Esquema general de las viviendas adosadas.....	44
Figura 32. Planta baja N+0.00. Vivienda A.	45
Figura 33. Primera planta N+2.46. Vivienda A.....	46
Figura 34. Segunda planta N+5.03. Vivienda A.....	46
Figura 35. Planta baja N+0.00. Vivienda B.....	47
Figura 36. Primera planta N+2.46. Vivienda B.....	48
Figura 37. Segunda planta N+5.03. Vivienda B.....	48
Figura 38. Secciones de vigas, columnas y cadenas.	50
Figura 39. Losa aliviada.	51
Figura 40. Zapatas.	51
Figura 41. Columna corta en viviendas.	52
Figura 42. Golpeteo en viviendas.	53
Figura 43. Viga sobrecargada en viviendas.....	53
Figura 44. Retroceso en esquinas de viviendas	54
Figura 45. Recubrimiento de armado insuficiente.....	55
Figura 46. Formulario.	56
Figura 47. Irregularidad geométrica.....	59
Figura 48. Irregularidad por ubicación.	60
Figura 49. Piso débil.....	60
Figura 50. Columna corta o larga.	61
Figura 51. Ejes verticales discontinuos.....	61
Figura 52. Distribución de masa.	62
Figura 53. Piso flexible.	62
Figura 54. Adiciones.....	63
Figura 55. Forma.....	63
Figura 56. Discontinuidad en planta.	63

Figura 57. Ejes estructurales no paralelos.....	64
Figura 58. Torsional.	64
Figura 59. Adiciones.....	65
Figura 60. Evaluación visual rápida – Vivienda A.	67
Figura 61. Evaluación visual rápida – Vivienda B.	68
Figura 62. Proceso de excavación para obtener muestra de suelo.	70
Figura 63. Muestra de suelo para ensayo de corte directo.	71
Figura 64. Curva Esfuerzo de corte vs Esfuerzo normal.....	72
Figura 65. Tallado de muestras previo al ensayo de Triaxial.	73
Figura 66. Curvas Esfuerzo desviador vs Deformación unitaria vertical.	74
Figura 67. Envolvente de falla y círculos de Mohr.	74
Figura 68. Acelerómetro marca Trimble	77
Figura 69. Ubicación del sensor sísmico en el 2do piso	78
Figura 70. Ubicación de sensores sísmicos en viviendas adosadas.....	78
Figura 71. Espectros de frecuencias en el sentido Norte y Este de la vivienda A.....	79
Figura 72. Espectros de frecuencias en el sentido Norte y Este de la vivienda B.....	79
Figura 73. Martillo Esclerométrico	81
Figura 74. Esquema general de puntos de medición en las viviendas adosadas para ensayo de Esclerómetro.....	81
Figura 75. Dispositivo-Pachómetro.....	84
Figura 76. Ensayo con pachómetro.....	85
Figura 77. Unidad de análisis de la mampostería.	87
Figura 78. Resistencia de la mampostería.	88
Figura 79. Densidad de la mampostería de bloque 12cm.....	89
Figura 80. Densidad de la mampostería de bloque 15cm.....	89
Figura 81. Densidad de la mampostería de bloque 20cm.....	90
Figura 82. Losa y acabados.	90
Figura 83. Unidad de análisis de la losa.	91
Figura 84. Módulo elasticidad en losa, Vivienda A.....	92
Figura 85. Módulo elasticidad en losa, vivienda B.	92

Figura 86. Sección de vigas.	93
Figura 87. Sección de columnas, vivienda A.	93
Figura 88. Sección de columnas, vivienda B.	94
Figura 89. Resortes del suelo lineal.	94
Figura 90. Resortes del suelo en área.....	95
Figura 91. Zonas sísmicas del Ecuador.....	96
Figura 92. Espectro de Diseño.	96
Figura 93. Espectro de respuesta.....	97
Figura 94. Vivienda A.	99
Figura 95. Vivienda B.	100
Figura 96. Función del espectro de respuesta.....	100
Figura 97. Caso de carga del espectro.....	101
Figura 98. Rigidez efectiva K.....	102
Figura 99. Rigidez efectiva en el primer piso.....	102
Figura 100. Rigidez efectiva en el segundo piso.	102
Figura 101. Vivienda A y B.....	103
Figura 102. Macro-modelo (Puntal).....	103
Figura 103. Micro-modelo.....	104
Figura 104. Modelo 1.	105
Figura 105. Modelo 2.	106
Figura 106. Secciones del modelo 1 y 2.....	107
Figura 107. Derivas inelásticas en X, vivienda A.	111
Figura 108. Derivas inelásticas en Y, vivienda A.	112
Figura 109. Derivas inelásticas en X, vivienda B.	112
Figura 110. Derivas inelásticas en Y, vivienda B.	113
Figura 111. Presión estática del suelo vivienda A.	114
Figura 112. Presión estática del suelo vivienda B.	114
Figura 113. Presión dinámica del suelo vivienda A.	115
Figura 114. Presión dinámica del suelo vivienda B.	115
Figura 115. Deflexión máxima de losa, vivienda A.	117
Figura 116. Deflexión máxima de losa, vivienda B.	117
Figura 117. Demanda de acero en columnas, vivienda A.....	118

Figura 118. Demanda de acero en columnas, vivienda B.....	119
Figura 119. Solicitaciones a corte de mampostería.	121
Figura 120. Enchape 1er piso, Vivienda A.....	128
Figura 121. Enchape 2do piso, Vivienda A.....	128
Figura 122. Enchape 1er piso, Vivienda B.....	129
Figura 123. Enchape 2do piso, Vivienda B.....	129
Figura 124. Armado de enchape, muro sin ventana, Vivienda A.	130
Figura 125. Armado de enchape, muro con ventana, Vivienda B.	130
Figura 126. Diafragmas 1er piso.	133
Figura 127. Enchape vivienda A y B.....	134
Figura 128. Configuración de placa.....	136
Figura 129. Derivas inelásticas en X.	137
Figura 130. Derivas inelásticas en Y.	138
Figura 131. Presión estática del suelo vivienda A.	139
Figura 132. Presión estática del suelo vivienda B.	139
Figura 133. Presión dinámica del suelo vivienda A.	140
Figura 134. Presión dinámica del suelo vivienda B.	140
Figura 135. Enchape 1er piso (Corte: Demanda/Capacidad).	145
Figura 136. Enchape 2do piso (Corte: Demanda/Capacidad).....	146
Figura 137. Enchape 1er piso (Relación: Demanda/Capacidad).	147
Figura 138. Enchape 2do piso (Relación: Demanda/Capacidad).....	148
Figura 139. Flexo-compresión en X, 1.....	150
Figura 140. Flexo-compresión en X, 2.....	150
Figura 141. Flexo-compresión en X, 3.....	151
Figura 142. Flexo-compresión en X, 4.....	151
Figura 143. Flexo-compresión en X, 5.....	152
Figura 144. Flexo-compresión en X, 6.....	152
Figura 145. Flexo-compresión en Y, 1.....	153
Figura 146. Flexo-compresión en Y, 2.....	153
Figura 147. Flexo-compresión en Y, 3.....	154
Figura 148. Flexo-compresión en Y, 4.....	154
Figura 149. Simplified C & T Desing en X, 1.....	155

Figura 150. Simplified C & T Desing en Y, 2.....	155
Figura 151. Vigas de acople en X, Vivienda A.....	158
Figura 152. Vigas de acople en Y, Vivienda B.....	158
Figura 153. General Reinforcing VS Simplified C & T Design en X.	160
Figura 154. Armado de enchape con espaciamento, muro sin ventana.....	160
Figura 155. General Reinforcing VS Simplified C & T Design en Y.	160
Figura 156. Armado de enchape con espaciamento, muro con ventana.....	160
Figura 157. Concentración de esfuerzos sin considerar espaciamento entre enlucidos por presencia de la mampostería.	164
Figura 158. Concentración de esfuerzos considerando espaciamento entre enlucidos por presencia de la mampostería.	164
Figura 159. Armado del enchape, 1.	168
Figura 160. Armado del enchape, 2.	169
Figura 161. Armado del enchape, 3.	169
Figura 162. Armado del enchape, 4.	170
Figura 163. Armado del enchape, 5.	170
Figura 164. Armado del enchape, 6.	171
Figura 165. Armado del enchape, 7.	171

RESUMEN

El presente proyecto técnico se enfoca en el estudio del reforzamiento de dos viviendas adosadas de construcción informal que se encuentran en el barrio Atacaba al norte de Quito. El sistema estructural de ambas viviendas consta de pórticos de hormigón armado, vigas banda, losas alivianadas y paredes de mampostería de bloque. En base a una inspección y evaluación sísmica de las estructuras en estudio, se determina que, ambas viviendas presentan una alta vulnerabilidad y requieren una evaluación especial. Mediante ensayos in situ y de laboratorio se determina las propiedades del suelo y de los materiales.

Con la ayuda de programas computacionales se modela las dos viviendas mediante la utilización de elementos Link Gap que simula la interacción entre las dos estructuras para determinar su comportamiento modal. Se obtiene los resultados del comportamiento de las dos viviendas y se determina que ambas requieren un reforzamiento para cumplir con los requisitos establecidos por la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción).

Se establece que el enchapado es la mejor opción para el reforzamiento y que se debe unir las dos viviendas para no cambiar la arquitectura de las mismas. Mediante el enchapado de paredes se cumple con los requerimientos establecidos por la NEC. Se generan los planos del reforzamiento y se da un presupuesto referencial para el reforzamiento.

ABSTRACT

This technical project focuses on the study of the reinforcement of two townhouses of informal construction that are located in the Atacaba neighborhood to the north of Quito. The structural system of both houses consists of reinforced concrete frames, beam lost in slab, lightened slabs and block masonry walls. Based on an inspection and seismic evaluation of the structures under study, it is determined that both houses present a high vulnerability and require a special evaluation. Through in situ and laboratory tests, the properties of the soil and materials are determined.

With the help of computer programs, the two houses are modeled with the use of Link Gap elements that simulate the interaction between the two structures to determine their modal behavior. The results of the behavior of the two houses are obtained and it is determined that both require a reinforcement to comply with the requirements established by the NEC (Ecuadorian construction standard).

It is determined that the “enchapado” is the best option for reinforcement and that the two houses must be joined so as not to change their architecture. Through the “enchapado” of walls, the requirements established by the NEC are met. Finally, the reinforcement plans and the referential budget for reinforcement are generated.

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ecuador está ubicado en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico tiene actividad sísmica alta, particularmente es afectado por tres tipos principales de sismos de acuerdo al tipo de fuente: el primero son los sismos interplaca o interfase producidos por subducción que ocurren a profundidades menores a 40 km, estos terremotos se generaron bajo el rozamiento de la placa de Nazca, la placa de Nazca subdujo por debajo de la placa sudamericana en el área convergente de las placas, el segundo son los terremotos intraplaca también producidos por subducción entre las placas mencionadas, pero que ocurren a profundidades entre 40 y 300 km dentro de la placa de Nazca y el tercero son los sismos corticales producidos superficialmente a profundidades menores de 40 km los mismos que ocurren dentro de la placa sudamericana (Quinde & Reinoso, 2016).

La ciudad de Quito en 1868 fue afectada por un sismo de magnitud de 7.2, desde entonces, la ciudad y su crecimiento poblacional se han desarrollado, reemplazados por una gran cantidad de edificios informales o de baja calidad que son inestables porque los lugares donde fueron construidas están llenos de tierra suelta y pendientes pronunciadas (Alfonso, 2010). Entrando en más detalle, la ciudad de Quito se encuentra entre fallas locales producto de terremotos superficiales de poca profundidad hasta unos 50 Km, por lo tanto, si ocurre un terremoto mayor, su daño será muy significativo (Alcaldía de Quito, 2015). Por otro lado, las edificaciones informales son un tema que perjudica a la ciudad de Quito, pues muchas edificaciones no cuentan con permisos legales, especificaciones técnicas ni control de calidad, por tal motivo, las estructuras presentan un sin número de patologías que hace que las viviendas sean más vulnerables a las amenazas sísmicas, generando grandes peligros, poniendo en peligro la vida de las personas y la funcionalidad de los edificios, es por ello que estas estructuras deben ser intervenidas para evaluar el estado actual y de acuerdo a los resultados

presentar como solución un tipo de reforzamiento teniendo en cuenta condiciones de rentabilidad de los propietarios.

En esta investigación se ha propuesto analizar dos viviendas ubicadas en Quito en el Barrio Atacaba, las dos viviendas tienen la misma altura de entrepiso y requieren refuerzo. En la figura 1 se pueden apreciar las viviendas en estudio, casa A (vivienda izquierda) y casa B (vivienda derecha). Como se mencionó anteriormente, estas casas exhiben varias patologías, que son muy comunes en los edificios informales, que incluyen: la casa B no tiene regularidad en planta, las dos casas en la altura del entrepiso se golpean, la elevación, la existencia de columnas cortas y la elevación irregular provocada por pequeños voladizos, estas casas irregulares ponen en riesgo la vida del propietario ante la amenaza de un terremoto.



Figura 1. Viviendas en estudio.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar el estado estructural actual de las viviendas adosadas y proponer una alternativa de refuerzo que tenga en cuenta el máximo beneficio obtenido al menor costo, de manera que se mejore su comportamiento ante un evento sísmico.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un análisis lineal estático y dinámico de la situación actual de las viviendas mediante la aplicación de un software computacional en base a lo que propone la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Determinar la configuración de reforzamiento por enchapado más adecuada mediante los resultados del análisis para garantizar la funcionalidad de las viviendas y el cumplimiento de la NEC.
- Generar el presupuesto referencial y los planos de la configuración estructural de reforzamiento propuesto.

1.3. ALCANCE

Este estudio tiene como propósito analizar la situación actual de dos viviendas adosadas del barrio Atacaba en Quito, mediante recopilación de información, ensayos de laboratorio y de campo que sean necesarios y la modelación tridimensional de las estructuras para determinar los problemas que estas presentan en base a las normas vigentes.

Una vez determinados los problemas y en base a los resultados, se procederá a plantear un diseño de reforzamiento que cumpla con los requisitos de la normativa vigente que permitan mitigar o eliminar el problema y así garantizar la funcionalidad de las viviendas, además se presentarán planos del reforzamiento y un presupuesto referencial del diseño propuesto; con todo ello se presenta un trabajo que servirá para profesionales y estudiantes que estén interesados en la rehabilitación de estructuras informales.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El adosamiento entre casas es muy común en la construcción informal porque no existe una separación mínima entre casas, o por la falta de junta constructiva entre ellas. En este caso, las losas de las casas en estudio están perceptiblemente al mismo nivel, evitando la fractura horizontal de las columnas provocada por la colisión entre los edificios (Ochoa & Ulcuango, 2014).

Esta investigación se llevará a cabo de acuerdo con el concepto de diseño sísmico propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), bajo este concepto se puede decir que las casas deben advertir daños en elementos estructurales y no estructurales ante sismos (Mancheno, 2017), la NEC-SE-RE (Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación) se utilizará para esto considerando evaluación y diseño para mejorar el desempeño sísmico de dos estructuras existentes.

Para reforzar la estructura se propone utilizar el sistema de enchapado en paredes de mampostería; para la modelación de la pared reforzada por enchapado primero se va a realizar la definición del material de enchapado, el cual no tomará en cuenta la resistencia de la pared de mampostería debido a que esta será considerada como un factor de seguridad, luego se procederá a la definición de las secciones como elementos tipo Shell para darle la característica de muro estructural o de corte de espesor variable dependiendo de las solicitaciones (se tomará en cuenta el espesor de la pared de mampostería) y se incluirá el acero de reforzamiento como una malla electrosoldada, junto con esto se asignarán Piers a todas las paredes enchapadas que sirve para agrupar varios Shells y elementos de línea verticales como las columnas que actuarían como los cabezales del enchapado y también se asignarán Spandrels para conectar o combinar elementos Shells y elementos de línea horizontales como las vigas, con la asignación de Piers y Spandrels en las paredes enchapadas se logrará que se comporten como un solo elemento vertical u horizontal respectivamente y así realizar una verificación a flexo-compresión de los mismos (Fernández & Paredes, 2010), para esto previamente se va a definir el material del acero de refuerzo para la malla electrosoldada con el

que se diseñó las paredes enchapadas, una vez hecho todo el procedimiento antes descrito se procede a analizar el modelo con todas las paredes enchapadas en la estructura (Borja & Torres, 2015).

1.4.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

El propósito de esta investigación no es solo generar información sobre el reforzamiento en casas informales, sino también proponer una solución al adosamiento, porque cada casa tiene su propia masa y rigidez, lo que lleva a su período de vibración y sus desplazamientos máximos sean diferentes, por lo que puede producir golpes entre las casas, por lo que se recomienda analizar las dos casas ubicadas al norte de Quito para proponer una configuración con reforzamiento estructural para solucionar los problemas ocasionados por la edificación, considerando además el riesgo sísmico de Quito por ubicarse entre un sistema de fallas locales.

En este proceso se considerará el análisis lineal estático y dinámico propuesto por NEC en el capítulo "Peligro sísmico", y luego se considerará el comportamiento de la estructura en el rango elástico con base en estos análisis para obtener la deformación elástica por fuerza sísmica. Como se mencionó anteriormente, la mejor opción para el refuerzo de enchapado de las dos casas se seleccionará de acuerdo con las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) y un presupuesto de referencia para la estructura en estudio (NEC-15-SE-DS, 2014).

1.4.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Según los objetivos marcados en el estudio, los resultados del comportamiento actual de las viviendas permitirán algún tipo de refuerzo estructural para solucionar los problemas en estas viviendas adosadas para asegurar la usabilidad de la estructura, es decir, para evitar daños estructurales y no estructurales, ante sismos de diferente magnitud que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. Esto sirve también consecuentemente para prevenir el colapso de edificios ante fuerzas de sismo con el fin de proteger las vidas de quienes los ocupan (Ochoa & Ulcuango, 2014).

La investigación realizada en este estudio será de utilidad para los profesionales, estudiantes y todos aquellos interesados en el análisis de estructuras informales, así como para aquellos que necesiten cubrir o resolver patologías estructurales provocadas por tales estructuras de alguna manera. La solución tiene en cuenta la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, ya que este es un factor en la destrucción de muchos edificios.

CAPÍTULO 2.

MARCO TEÓRICO

2.1. ACTIVIDAD SÍSMICA EN ECUADOR

Un terremoto también llamado sismo se origina por la liberación de energía, la cual se encuentra contenida en la unión de las placas tectónicas como es el caso de los sismos que afectan a la Costa ecuatoriana o en las caras de las fallas geológicas que es el caso de los sismos que afectan la Sierra.

Constantemente se acumula energía de deformación debido al movimiento de las placas tectónicas originando un movimiento estimado de 2 cm/año en la Costa, 1.5 cm/año en la Sierra y 1 cm/año en el Oriente; regiones del Ecuador las cuales se encuentran sobre la Placa Sudamericana; por otra parte, la región Insular, más específicamente Galápagos, presenta un movimiento estimado de 5 cm/año, encontrándose esta región en la Placa de Nazca (Cisneros & Nocquet, 2012).

Ecuador está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que es un país con fuerte actividad sísmica, y a lo largo de la historia ha sido afectado por los daños provocados por los terremotos. A continuación, se mencionarán algunos terremotos ocurridos en Ecuador desde 1900:

Terremoto de Esmeraldas de 1906

Ocurrió en las zonas costeras de Ecuador y Colombia el 31 de enero de 1906, a unos 18 kilómetros al noroeste de la ciudad de Esmeraldas, con su escala de Richter $M_w = 8.8$ grados y una profundidad de 20 km. Según información local, el terremoto provocó un tsunami y provocó olas de hasta 5 m (Moncayo, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto de Santa Elena de 1933

Este terremoto se dio frente a las costas de La Libertad el 2 de octubre 1933 con una magnitud de $M_w = 6.9$ grados en la escala de Richter a una profundidad de 15 km (Inocar, 2020). Se produjeron fuertes fluctuaciones del nivel del mar, estas oscilaciones del mar que por lo general se efectúan en 10 horas tardaron 3.5 horas

en efectuarse luego del terremoto, la amplitud de estas oscilaciones fue entre 2 a 2.5 m por lo que produjo inundaciones al arribo a las costas (Inocar, 2020).

Terremoto de Pedernales de 1942

En Pedernales, el 14 de mayo de 1942 ocurrió un sismo con una magnitud de $M_w = 7.8$ grados en la escala de Richter a una profundidad de 20 km. El terremoto mató a más de 300 personas y la mayoría de las edificaciones de Chone, Portoviejo, Manta, Junín, Calceta y Pedernales fueron destruidas en su mayoría (Moncayo, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto de Esmeraldas de 1944

Ocurrió a 25 kilómetros al oeste de Viche, a 55 kilómetros de la capital del estado de Esmeraldas, con una magnitud de $M_w = 6,7$ grados y una profundidad de 20 kilómetros. Debido a la pequeña población, hubo pocos informes de daños (Moncayo, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto de Ambato de 1949

Ocurrió el 5 de agosto de 1949, a unos 20 kilómetros de la localidad de Pelileo, con una magnitud de $M_w = 6,8$ grados y una profundidad de 15 kilómetros. El terremoto mató a más de 6.000 personas y dejó sin hogar a unas 100.000. Las ciudades más afectadas fueron el 100% de Pelileo, el 90% de Píllaro, el 80% de Guana y el 75% de Ambato (IGEPN, 2013).

Terremoto del Golfo de Guayaquil y Huaquillas de 1953

El 12 de diciembre de 1953, la magnitud del sismo fue de 7.3 grados y la profundidad de 25 kilómetros, se produjo un sismo frente a la población de Tumbes a 9 kilómetros de la línea costera; se produjeron oscilaciones en el mar, pero no se produjeron daños graves (Moncayo, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto de Bahía de Caráquez de 1956

El terremoto ocurrió el 16 de enero de 1956, ubicado a 6 kilómetros al norte de Tosagua, a 26 kilómetros de la ciudad de Bahía de Caráquez, con una intensidad

de 7 grados y una profundidad de 20 kilómetros (Moncayo, Velasco, Mora , Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto en el Límite Ecuador-Colombia de 1958

El 19 de enero de 1958 se presentó un sismo en la frontera Ecuador-Colombia con una magnitud de $M_s=7.8$ grados el cual originó un tsunami y provocó 4 muertes debido al maremoto (Inocar, 2020).

Terremoto del Huaquillas de 1970

Ocurrido el 10 de diciembre de 1970 con una magnitud de 7.2 grados a una profundidad de 25 km y a 70 km de la población de Huaquillas; al sur del Ecuador se dieron grandes daños en El Oro y Loja y departamentos peruanos; edificios colapsaron, 40 personas fallecieron y se tuvo miles de heridos (Moncayo, Velasco, Mora , Montenegro, & Cordova, 2017).

Terremoto en la frontera Ecuador-Colombia de 1979

El sismo de magnitud 7.9 en la escala de Richter se dio en la zona fronteriza de Ecuador y Colombia el 12 de diciembre de 1979 a una profundidad de 33 km; de acuerdo con los diarios de esa época no hubo víctimas y los daños materiales fueron leves (Inocar, 2020).

Terremoto de Napo de 1987

El 5 de marzo de 1987 se dieron dos terremotos junto al volcán Reventador de una magnitud de 6.1 y 6.9 grados; algunas edificaciones fueron afectadas en Baeza, Ibarra, Otavalo y Cayambe, 1000 personas murieron y los daños materiales ascendieron a los mil millones de dólares principalmente a causa de los deslaves (El Comercio, 2013).

Terremoto de Pedernales de 2016

El 16 de abril del 2016 ocurrió un terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter a una profundidad de 20 km que afectó a la provincia de Manabí y también a la zona costera de Esmeraldas; los daños constan de 5174 edificios colapsados, 663 personas fallecieron y 28 775 personas albergadas (Chunga, y otros, 2017).

A partir del año 1541, año en el que se reporta el primer terremoto del Ecuador, hasta el año 1990 han ocurrido 98 terremotos con intensidad igual o superior a 7 en la escala MSK (Medvédev-Sponheuer-Kárnik), en la intensidad 7 se presentan daños leves como fisuras de revestimientos en edificios reforzados o de madera bien contruidos, daños moderados como grietas en muros en construcciones de mampostería no reforzada o estructuras de pilares de concreto acero y daños severos como grietas grandes en muros o incluso destrucción parcial en construcciones de pobre calidad (Carrión, y otros, 1990).

De estos sismos, 14 se han localizado a 50 km o menos alrededor de Quito y 5 se dieron en Quito (Carrión, y otros, 1990). Quito presenta un alto grado de amenaza sísmica, en promedio, cada 50 años se ha visto afectada por terremotos ya sean estos dentro o fuera de la ciudad (Valverde, Fernández, Jiménez, Vaca, & Alarcón, 2002). En la tabla 1 se presentan los sismos que con mayor intensidad que afectaron a Quito.

Tabla 1.

Sismos de mayor intensidad que afectaron a Quito

Año	Nombre de la zona	M _w	Intensidad MSK, max	Intensidad MSK en Quito
1587	Guayllabamba	6.4	VII	VIII
1698	Ambato	7.2	IX	VII
1797	Riobamba	7.6	XI	VII
1859	Quito	7.2	VIII	VIII
1868	Ibarra	7.25	IX	VII

Fuente: (Alfonso, 2010)

La cadena montañosa de Ecuador es parte de la cordillera de los Andes que se extiende a lo largo de América del Sur, en esta cadena montañosa se presentan varias fallas geológicas como la falla local de Quito, esta falla se extiende por más de 60 km a lo largo de la depresión interandina, se estima una tasa de acortamiento de 3 mm/año, desde el sismo de Guayllabamba de 1587 se debieron presentar al menos 4 sismos de $M_w=5.9$ y 2 de $M_w=6.4$ pero solo ha ocurrido uno de $M_w=5.3$ en 1990 lo que mostraría un déficit sísmico (Alvarado, y otros, 2014).

2.2. PATOLOGÍAS ESTRUCTURALES

A través de las patologías que se presentan en las estructuras se puede ver la vulnerabilidad de las mismas, mostrando desde pequeños daños y molestias hasta grandes fallas que pueden ocasionar un colapso parcial o total de la edificación; la cantidad de patologías que se pueden presentar pueden ser infinitas y no siempre se puede determinar sus causas, en varios casos ni la experiencia de un experto es lo suficientemente certera al momento de dar una solución al problema (Astorga & Rivero, 2009).

A continuación, se presentan las patologías que generan mayor vulnerabilidad estructural ante la ocurrencia de un sismo:

2.2.1. COLUMNA CORTA

Esta patología se presenta cuando una sección de la columna está arriostrada por un elemento rígido como el antepecho de las paredes lo que provoca que los mayores esfuerzos no se den en los extremos de la columna sino en donde termina el antepecho esto se puede observar en los desplazamientos de la columna (Figura 2) ya que provoca mayores desplazamientos en la zona no arriostrada. La columna corta es una de las patologías más comunes en la construcción, esto debido a los grandes ventanales que se presentan generalmente en hospitales y escuelas, esto creando un plano de falla horizontal que fatiga a la columna hasta que esta falla por el incremento de carga que le produce la pared a la columna.

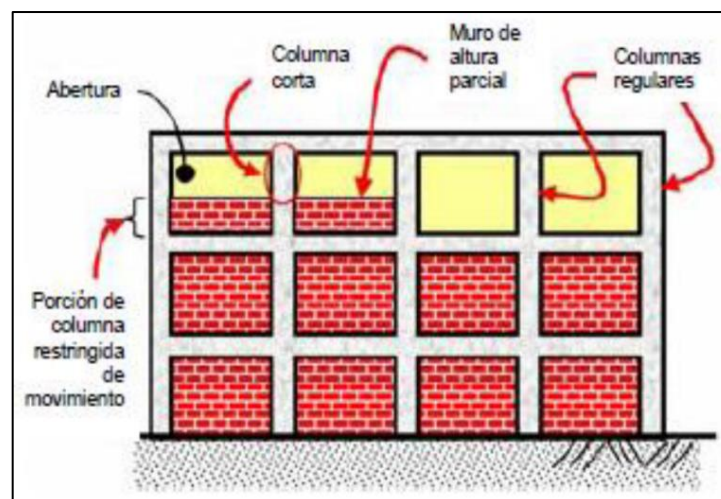


Figura 2. Columna corta en el 3er piso

Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.2.2. PISO BLANDO

El piso blando se presenta por tener un primer piso o pisos bajos libres de paredes mientras que los pisos superiores si la tienen, el problema radica en la falta de rigidez en ese piso respecto a los otros pisos lo que conlleva a que primero se exceda la resistencia por cortante antes que por flexión en ese piso. Esta patología se presenta mayormente en la costa, principalmente se encuentra piso blando en la planta baja (Figura 3) debido a los amplios locales que estos suelen presentar.

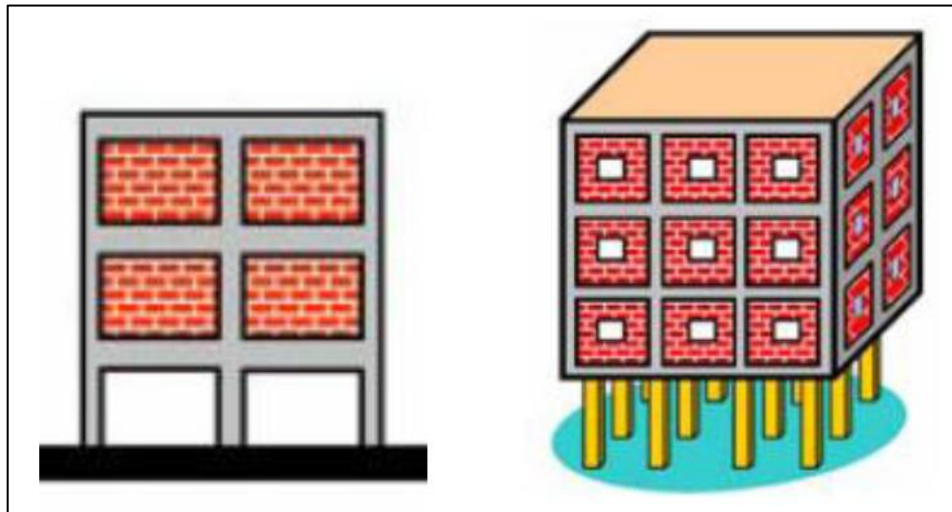


Figura 3. Piso blando en planta baja

Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.2.3. EFECTO DOMINÓ

El efecto dominó se presenta por la falta de rigidez como en el piso blando pero la diferencia radica en que en el efecto dominó presenta paredes o muros en un sentido, por lo que la falta de rigidez se presenta en el otro sentido, provocando la caída de la estructura como si fueran fichas de dominó.

2.2.4. TORSIÓN EN PLANTA

Cuando el centro de masa de la estructura no coincide con el centro de rigidez se producirá un efecto de torsión (Figura 4) la estructura comienza a rotar con respecto al centro del cuerpo rígido, lo que provocará un aumento de la fuerza lateral; la torsión se presenta cuando los elementos estructurales no se distribuyen simétricamente en planta, los elementos que resultan ser más afectados son los

que se encuentran más alejados del centro de rigidez, ya que presentan mayores desplazamientos.

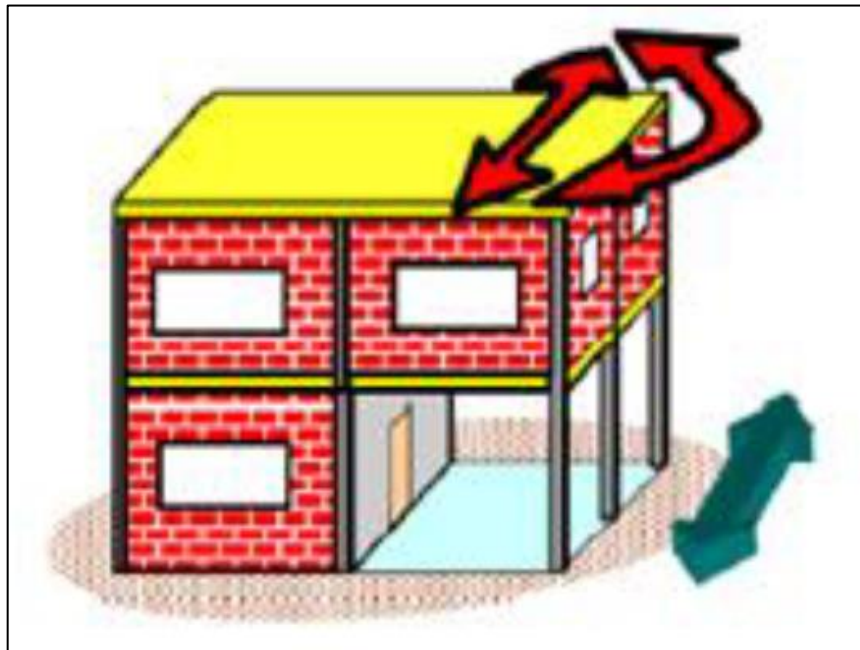


Figura 4. Torsión en planta
Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.2.5. INCOMPATIBILIDAD DE MATERIALES

La incompatibilidad de materiales es un problema debido a que un material es muy rígido y el otro muy flexible, un ejemplo de incompatibilidad se presenta en la mampostería y el acero o el hormigón y la madera, esta incompatibilidad tiende a separar los dos materiales y el material más rígido falla primero, este problema se puede corregir mediante una correcta conexión de los dos materiales.

2.2.6. EFECTO PANQUEQUE

Esta es la peor patología que puede haber ya que la falla se da en la unión viga columna o en los extremos de la columna, esto provoca que las losas caigan una sobre otra como panqueques (Figura 5), la mejor opción para prevenir esta patología es cumplir con los criterios de columnas fuertes y vigas débiles, lo que resulta en una disipación de energía en la viga.



Figura 5. Efecto panqueque
Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.2.7. EFECTO DE GOLPETEO

Las estructuras deben presentar una separación suficiente respecto a las estructuras adyacentes ya que en un evento sísmico las estructuras vibrarán de manera diferente lo que provocará que se golpeen entre ellas; este problema se puede agravar si los niveles de los pisos no coinciden ya que las losas golpearían a una altura intermedia de las columnas (Figura 6) provocando que estas fallen.



Figura 6. Efecto golpeteo
Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.2.8. VIGA SOBRECARGADA

Esta patología se presenta en las vigas en voladizo cuando su extremo libre se ve sobrecargado por cargas que deberían ir directamente a la columna (Figura 7), como es el caso de peso de losas que es transmitido a la viga del piso inferior por medio de columnas que nacen en la viga, también se puede ver como discontinuidad en las columnas, este problema se presenta por un mal diseño.

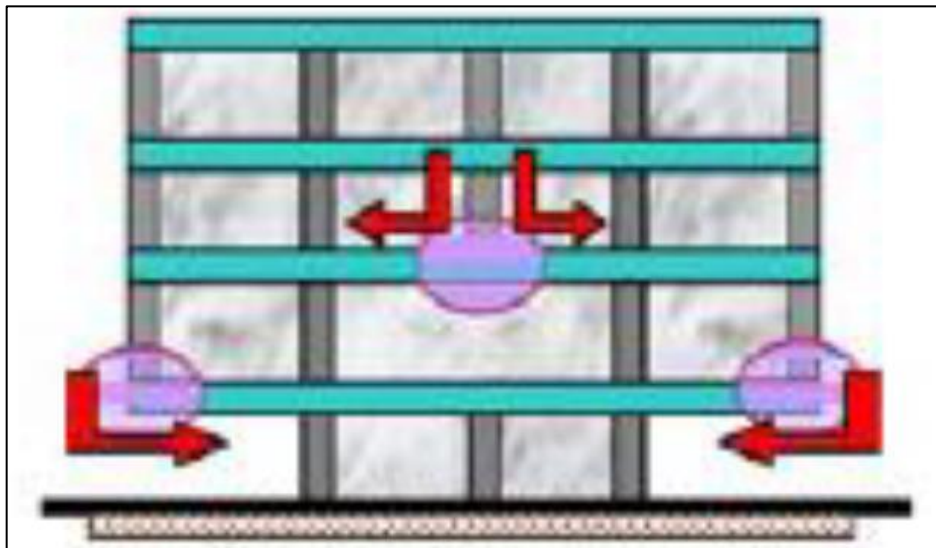


Figura 7. Vigas sobrecargadas

Fuente: (Astorga & Rivero, 2009)

2.3. ESTADO DEL ARTE

2.3.1. INVESTIGACIONES INTERNACIONALES

Infortunadamente las estructuras construidas con mampostería en Latinoamérica han sido castigadas por la acción de fenómenos naturales, uno de los más influyentes han sido los sismos, ya que ha provocado fallas y colapsos en los mismos, siendo más sensible aún en viviendas y residencias provocando una gran cantidad de muertes, lo cual ha llevado a la humanidad a optar por soluciones para mejorar la capacidad sísmo resistente de dichas mamposterías convirtiéndola en un elemento estructural apto para utilizarse en zonas con alto nivel sísmico.

Entre estas soluciones se tiene el enchapado de mampostería, técnica que si se realiza correctamente otorga al elemento un aumento de su resistencia ante cargas laterales, un incremento de su rigidez, una mejora de la capacidad para

deformarse y mejor forma de disipación de energía, esta técnica de reforzamiento ha tenido gran aceptación en México y otros países latinoamericanos como Chile y Argentina, debido a la necesidad de rehabilitar edificaciones que han sufrido daños por sismos (Ruiz & Alcocer, 1998).

Entre los años de 1981 a 1992, varios personajes como Hernández, Delfín y colaboradores, Maldonado y Olivencia realizaron pruebas aplicando carga estática o cíclica en paredes solitarias a escala real y en función de algunas variables, estos ensayos se realizaron en paredes de ladrillos cerámicos, piezas macizas hechas a mano y bloques de concreto, Ruiz y colaboradores en 1995 en México realizaron un ensayo ante cargas cíclicas alternadas en un prototipo de tres dimensiones de mampostería confinada, este prototipo contaba con dos alturas a escala real (Ruiz & Alcocer, 1998).

Con estos experimentos se obtuvieron resultados muy favorables por ejemplo, Hernández en 1981 experimentó con una serie de 5 muros construidos con dos tipos de piezas, considerando las variables del recubrimiento y el tipo de refuerzo obtuvo que en promedio para los 3 primeros especímenes construidos con tabique extruido luego de ser reparados aumentaron en 64% su capacidad de deformación, para las dos últimas paredes construidas con tabique artesanal se ensayó ante cargas cíclicas reversibles, las cuales fueron rehabilitadas con malla electrosoldada, lo que se obtuvo fue que la resistencia de las paredes reforzados fue mayor en 2.26 veces respecto a los muros originales (Ruiz & Alcocer, 1998).

En 1991 Delfín, Astroza, Águila y Sepúlveda, ensayaron 11 muros a escala natural construidos con ladrillos de arcilla perforados con una máquina para darle la textura de rejilla y también con ladrillos sólidos tipo artesanal, las variables consideradas para estos ensayos fueron el nivel de daño del muro a reparar y el método de aplicación del recubrimiento, es decir, manual o neumático, Delfín y colaboradores obtuvieron los siguientes resultados, al comparar dos muros con ladrillo macizo del tipo artesanal, observó que la resistencia incrementó en un 89% en el muro reparado, también aplicó mortero de forma neumática a un muro de ladrillo tipo cerámico y lo comparó con otro muro al cual también se le aplicó mortero pero de forma manual y observó que su resistencia aumento en 16%, finalmente comparó muros construidos con ladrillo macizo los cuales reforzó con malla

electrosoldada a ambos lados y observó que su resistencia incrementó en 2.1 veces al del muro original, mientras que en muros reforzados de igual manera con mallas de alambre, pero a un solo lado del muro, observó que su resistencia incrementaba en 1.35 veces al del muro original (Ruiz & Alcocer, 1998).

Nuevamente Delfín y colaboradores en 1992, realizaron los mismos experimentos pero ahora con paredes de bloque y las variables en este caso fueron la cuantía y la disposición del refuerzo, es decir, por una o por ambas caras del muro teniendo un grado de daño severo, los resultados fueron los siguientes, los muros reforzados sólo por una cara lateral alcanzaron del 55 al 90 % de la resistencia del muro original, mientras que los muros reforzados por ambas caras laterales si superaron la resistencia del muro original (Ruiz & Alcocer, 1998).

Ruiz en 1995 realizó un ensayo de un prototipo en tres dimensiones de dos niveles a escala real construida con un sistema de mampostería confinada con piezas macizas de barro recosido, en el modelo original exhibió un grado de daño severo para posteriormente ser rehabilitado con malla electrosoldada recubierta con mortero de cemento, García explica que en los experimentos realizados anteriormente se demuestra el incremento de su capacidad de resistencia ante cargas laterales en paredes confinadas al ser reforzadas con malla electrosoldada, pero la resistencia adicional que aporta la malla no ha sido evaluada correctamente, entonces García propone idealmente que la evaluación de la capacidad última ante cargas laterales de un muro rehabilitado sea igual a la suma entre lo que aporta los elementos de confinamiento, la mampostería, la malla de alambre y también lo que contribuye el mortero, para su investigación estimó la capacidad remanente del modelo en tres dimensiones partiendo de la curva histerética global que sale de la relación entre la distorsión y el cortante basal, en la figura 8 se observa el modelo 3D utilizado (Ruiz & Alcocer, 1998).

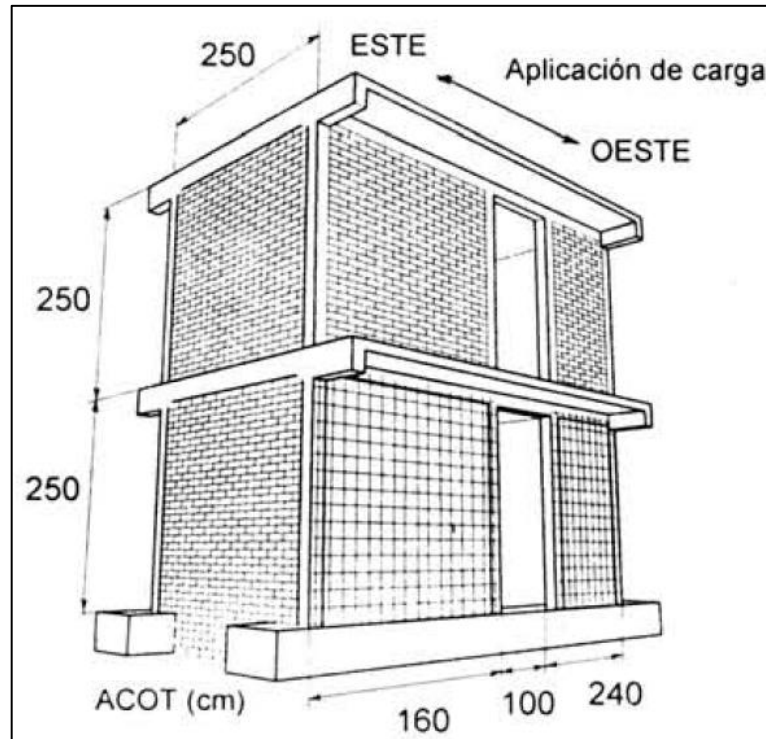


Figura 8. Rehabilitación de un modelo 3D con malla de alambre según Ruiz.
Fuente: (Ruiz & Alcocer, 1998).

Como resultado de esa investigación se obtuvo lo siguiente, en general el comportamiento histerético fue estable y tuvo una buena capacidad para disipar energía en los primeros ciclos y en los ciclos siguientes la disipación de energía incrementó manteniéndose la estabilidad de la respuesta, se pudo determinar también que al utilizar malla electrosoldada con mortero en la mampostería original incrementó la capacidad ante cargas laterales y su resistencia alcanzó el 95% considerando los criterios antes mencionados, la técnica de reforzamiento con malla de alambre permitió recuperar $2/3$ de la rigidez inicial y 6.7 veces la rigidez remanente del modelo original, también gracias al aporte de la malla electrosoldada permitió el aumento de su capacidad para desplazarse alcanzando su resistencia máxima a una distorsión del primer nivel del 0.94% además de lograr disipar la energía dos veces respecto a la estructura original (Ruiz & Alcocer, 1998).

En 1996 Alcocer y colaboradores junto con Zepeda y colaboradores evaluaron la eficiencia de la malla electrosoldada en muros de mampostería como técnica de reforzamiento, las variables consideradas fueron: el refuerzo entre 0.072% y 0.211%, el anclaje utilizado en la malla que podían ser clavos para

madera y sujetadores comerciales, así también se consideró el espacio de separación entre estos anclajes que podían ser 30 cm o 45 cm, como resultados del experimento obtuvieron que los muros reforzados con malla electrosoldada tuvieron una distribución de agrietamiento más uniforme, también observaron que los dos tipos de anclajes es decir, clavos de madera o fijadores comerciales fueron muy eficientes y como se esperaba, se produjo un incremento considerable de la resistencia antes esfuerzos de corte, la rigidez inicial y su capacidad para deformarse comparado con los muros que no fueron reforzados (Ruiz, 2007).

Posteriormente Flores y colaboradores en el año de 1999 analizaron la eficiencia de la malla electrosoldada en mampostería construida con bloque hueco de concreto en la cual dicha mampostería no tenía daños previos, para ello ensayó tres mamposterías reforzadas a escala natural aplicándoles cargas cíclicas alternadas, Flores utilizó una malla electrosoldada de 15x15 cm y 5.7 mm de diámetro cubierta con mortero como se puede apreciar en la figura 9, en estos ensayos consideró la distribución y el tipo de los anclajes en la malla electrosoldada (Ruiz, 2007).

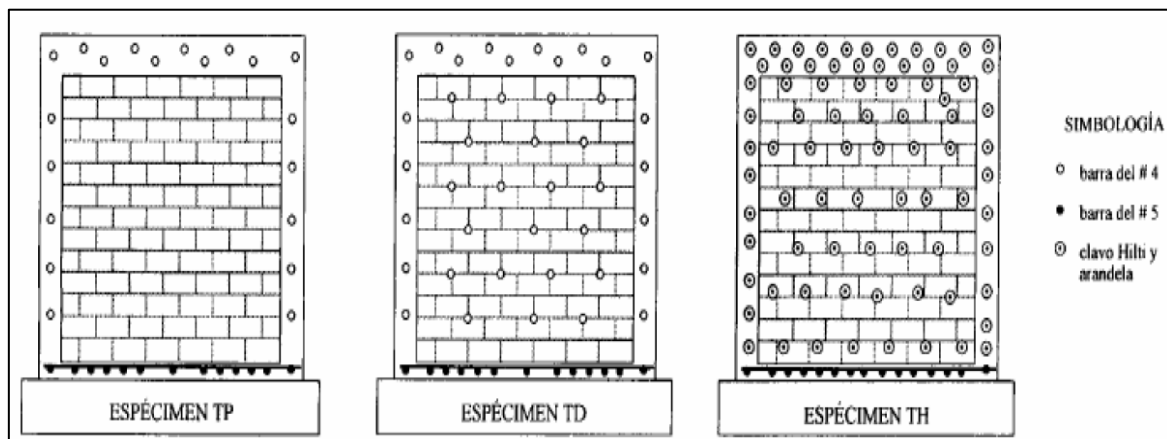


Figura 9. Muros de mampostería ensayados por Flores.

Fuente: (Ruiz, 2007)

Al compararlo con una mampostería simple sin reforzamiento obtuvo los siguientes resultados, el incremento de su resistencia ante cargas laterales y su rigidez inicial fue muy significativo, pero tuvo una particularidad con estas mamposterías reforzadas que al momento de alcanzar su capacidad máxima ante estas cargas laterales debido al desprendimiento de los anclajes y del recubrimiento estos muros presentaron un deterioro de resistencia de forma muy apresurada.

En 2004 Leonardo Flores, Moisés Ríos y Carlos Reyes experimentaron con dos muros de mampostería la cual contaba con una abertura para simular una ventana situada justo en el centro, estos muros fueron reforzados con malla, electrosoldados con mortero y sometidos a fuerzas cíclicas, previamente con fisuras mayores a 10 mm en la mampostería el nivel de daño era severo, para el refuerzo utilizaron malla de 15x15 cm y 3.4 mm de diámetro el cual fue anclado a través de clavos de acero de 5 cm cada 4.5 cm, el mortero era espesor de 2.5 cm, este refuerzo con malla electrosoldada fue cubicada en los dos lados de la mampostería y como resultado concluyeron que la rigidez inicial de los muros reforzados fue mayor a la rigidez inicial de los muros originales, carga de agrietamiento, su capacidad para deformarse y la resistencia a cortante, cuando los alambres de la malla fallaron seguidamente ocurrió la falla en el muro reforzado, en conclusión se determinó que al utilizar la malla electrosoldada como técnica de reforzamiento la resistencia de estos muros reforzados aumentaron en 3 veces con respecto a las paredes originales, en la figura 10 se puede observar las dimensiones de los muros ensayados en esa investigación (Flores, Ríos, & Reyes, 2004).

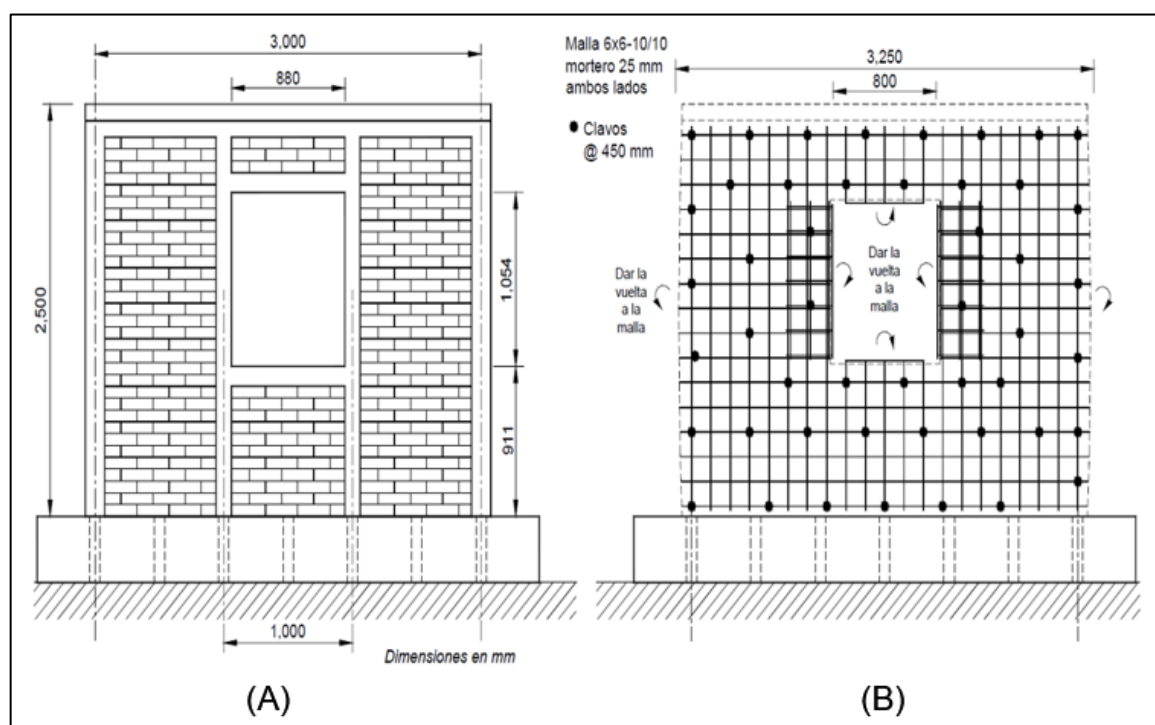


Figura 10. Muros con abertura ensayado por Leonardo Flores.
(A) Muro original. (B) Muro reforzado con malla electrosoldada.

Fuente: (Flores, Ríos, & Reyes, 2004)

En 2005 Quiun, Alferez y Quinto realizaron otro análisis a través de pruebas de laboratorio acerca de la eficiencia del encamisado con malla electrosoldada en muros de albañilería, este estudio surgió debido al colapso y deterioro de muchas viviendas que dejó el sismo de 2001 con 8.4 de magnitud al sur del Perú, para estos ensayos se elaboraron dos muros a escala natural las cuales fueron sometidas ante cargas cíclicas controladas, el primer muro (M1) lo ensayaron hasta provocar su agrietamiento diagonal mientras que al segundo muro (M2) se reforzó en malla electrosoldada, para determinar las propiedades mecánicas de estos elementos que conforman el reforzamiento realizaron ensayos de compresión y tracción del mortero junto con el concreto y la malla electrosoldada respectivamente. Para estos ensayos utilizaron bloques artesanales de concreto de 40x20x15 cm con 3 huecos circulares, el mortero utilizado tenía una relación de cemento-arena de 1:5, las varillas de acero corrugado fueron de grado 60 y la malla electrosoldada eran de acero liso trefilado de 3.2 mm, una vez cumplidos los 28 días de edad para la resistencia del mortero en las paredes, procedieron con la aplicación de cargas laterales cíclicas y mediante sensores de desplazamientos se obtuvo el registro de datos como se puede apreciar en la figura 11 (Quiun, Alferez, & Quinto, 2005).

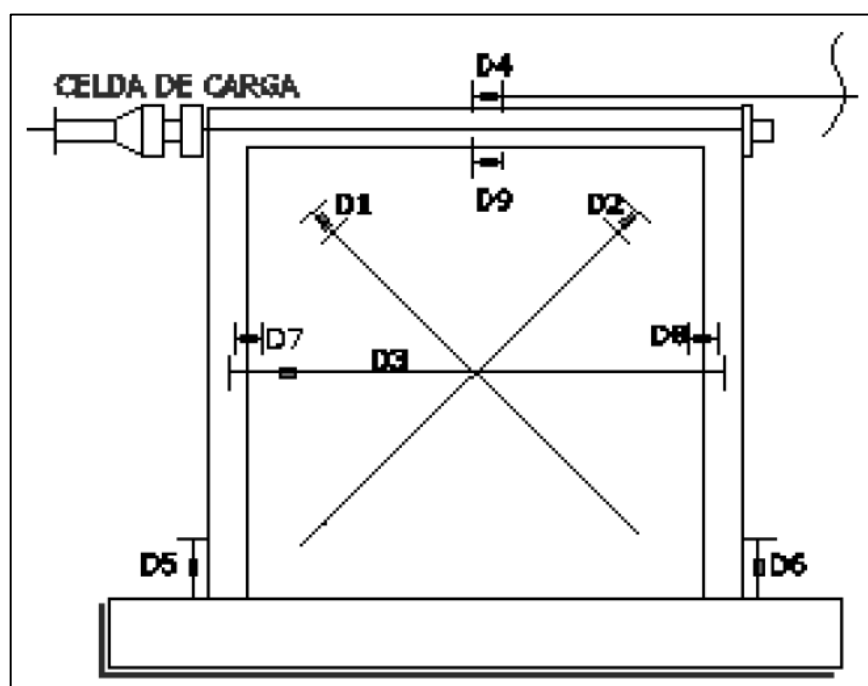


Figura 11. Distribución de sensores en muros para pruebas de cargas cíclicas según Quiun, Alferez y Quinto.

Fuente: (Quiun, Alferez, & Quinto, 2005)

Los resultados de los ensayos realizados fueron bastantes agradables, para el muro sin reforzamiento (M1) soportó una carga máxima de 108.95 kN (11.11 t) con un desplazamiento máximo de 10 mm mientras que para el muros con reforzamiento de malla electrosoldada soportó una carga y desplazamiento máximo de 176.23 kN (17.97 t) y 30 mm respectivamente, es decir que el muro reforzado tuvo un incremento del 62% en capacidad de carga, en el muro no reforzado tuvo una rigidez inicial de 47% siendo esta menor al valor que se calculó experimentalmente mientras que el muro con reforzamiento alcanzó una rigidez inicial 33% mayor que la teórica, el módulo de corte del muro M2 superó en 2.5 veces al del muro M1, finalmente la capacidad e deformación del muro M2 fue de 3 veces más que el del muro M1 sin pérdidas excesivas de capacidad de carga como se puede apreciar en la figura 12 (Quiun, Alferez, & Quinto, 2005).

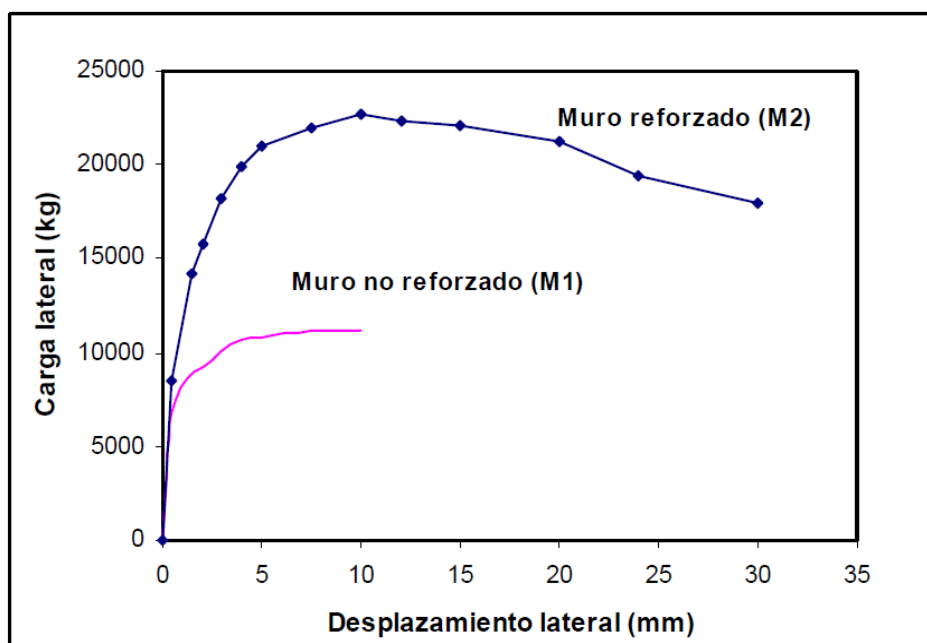


Figura 12. Envolvente de la carga lateral máxima vs. Desplazamiento lateral de los muros ensayados por Quiun, Alferez y Quinto.

Fuente: (Quiun, Alferez, & Quinto, 2005)

Desafortunadamente en 2003 se produjo un sismo de 7.4 de magnitud en México afectando a 25353 viviendas verificando así la fragilidad de estructuras de mampostería, ante este panorama, Jorge Ruiz García en 2007 realiza una investigación sobre los criterios más importantes para la rehabilitación de estructuras que han sido afectadas por sismos, centrándose más en el uso de

mallas electrosoldadas como principal método de reforzamiento, entonces, para calcular la cuantía y el tipo de malla a utilizar y su aplicación ya sea en una o en ambas caras de la mampostería y el número de anclajes se puede aplicar el criterio propuesto por Ruiz y Alcocer (1998) en donde dicen que *“la resistencia a fuerza cortante de la estructura rehabilitada con malla electrosoldada tiene que ser mayor o igual a la fuerza cortante basal actuante”*, (Ruiz, 2007) para poder realizar este procedimiento se debe tener en cuenta lo que aporta la malla y la resistencia de la mampostería.

Las paredes al ser dañadas incluyeron la aportación de la mampostería para el cortante remanente, Ruiz y Alcocer (1998) dicen que una estimación de esa resistencia remanente es teniendo en cuenta *“la resistencia a fuerza cortante de la mampostería y un factor de reducción de 0.8”*, así mismo para calcular la resistencia a cortante que aporta la malla electrosoldada Ruiz y Alcocer (1998) dicen que se debe considerar *“la cuantía de refuerzo horizontal, área bruta de la sección transversal del muro de mampostería y finalmente un factor de eficiencia del refuerzo horizontal”* (Ruiz, 2007).

En 2010 Carlos Mendoza Pérez, Joaquín Hernández García y Enrique Rico García midieron en pequeños muros de mampostería reforzadas con malla electrosoldada la aportación de adherencia que añade el mortero en la resistencia a corte, los muretes de mampostería tenían un espesor de 14 cm y eran de 68x70 cm, a estos muretes se aplicaron 5 porcentajes de adherencia, para los anclajes utilizaron clavos de acero de dos pulgadas y media y la malla electrosoldada utilizada fue de 15x15 cm y 3.4 mm de diámetro, como resultado de esa prueba pudieron verificar que la resistencia a corte se reduce a medida que se disminuye la proporción de adherencia del mortero a la mampostería. Para el ensayo se aplicaron estos porcentajes en seis muretes, los porcentajes fueron de 0%, 25%, 50%, 75% y 100%, los resultados de estos muretes se compararon con seis muretes más a los cuales no se les aplicó ningún tipo de reforzamiento, la figura 13 muestra los muretes ensayados en esta investigación (Mendoza, Hernández, & Rico, 2010).

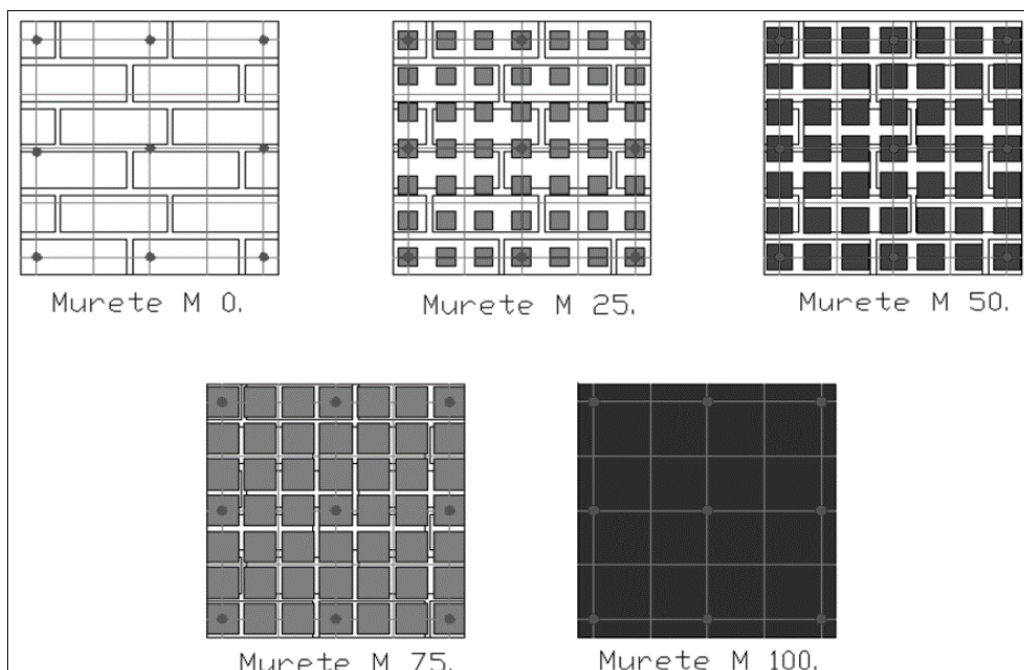


Figura 13. Reforzamiento de muretes con malla electrosoldada con 5 porcentajes diferentes de adherencia según Mendoza.

Fuente: (Mendoza, Hernández, & Rico, 2010)

Luego de los ensayos se obtuvo los siguientes resultados, la resistencia a corte aumentó en 19.3% en los muretes reforzados y cubiertos con mortero comparado con los muretes sin recubrimiento y sin refuerzo, mientras que los muretes solo recubiertos con mortero incrementaron en 12.5% su resistencia a corte, finalmente se vio que el refuerzo con malla electrosoldada por sí solo, es decir sin recubrirlo con mortero, incrementó en 6.8% su resistencia a corte con respecto a los muretes sólo recubiertos con mortero (Mendoza, Hernández, & Rico, 2010).

Finalmente, en 2015 Carrillo, Echeverri y Apeador realizaron un análisis para comparar los costos constructivos entre tres sistemas estructurales los cuales han sido usados con mayor frecuencia en países de Sur América para construir casas de altura baja y de interés social teniendo en cuenta las características de los sistemas constructivos, los sistemas fueron 3: el primer sistema era de muros de mampostería confinada, el segundo sistema de concreto reforzado con fibras de acero y el último sistema de concreto reforzado con mallas electrosoldadas, el estudio se hizo en función al presupuesto, el cual se subdividía en precios unitarios, cantidad de obra y los rubros de cada sistema estructural, entonces determinaron que los sistemas de muros de concreto reforzado con fibras de acero o con malla

electrosoldada eran más económicos que los sistemas de muros confinados. El modelo que se utilizó para el análisis fue una casa de dos niveles, las características del prototipo eran: altura de entrepiso 2.5 m, área total 70.2 m², la cimentación fue de vigas de cimentación, contrapiso de 0.1 m, entrepiso y cubierta de espesores de 0.15 y 0.12 m respectivamente y también se incluyó gradas de 0.9 m de ancho y 0.2 m de espesor (Carrillo, Echeverri, & Aperador, 2015).

Luego de haber culminado el estudio se obtuvieron los siguientes resultados, el precio obtenido del sistema de mampostería confinada fue de 13.5% mayor que el precio obtenido con el sistema de malla electrosoldada, cabe recalcar que esta variación de precios entre estos dos sistemas no sea muy representativo en unidad pero, si se considera un proyecto muy grande de viviendas de interés social esta pequeña diferencia representará un gran ahorro bancario, el precio de la vivienda con fibras de acero tuvo un valor muy similar a la de la vivienda con malla electrosoldada pero, la vivienda con fibras de acero fue 2.9% mayor al sistema con malla electrosoldada, esta diferencia se debió al precio de la fibra de acero y factores importantes como la reducción de escombros y la limpieza en obra (Carrillo, Echeverri, & Aperador, 2015).

2.3.2. INVESTIGACIONES NACIONALES

A nivel nacional también se han realizado investigaciones sobre este tipo de reforzamiento en paredes de mampostería de ladrillo como de bloque artesanal ya que la mampostería ha sido un material de construcción destacado en el territorio ecuatoriano.

En 2008 Angulo Livingston y López Carlos analizaron el desempeño de muros de mampostería construidos con ladrillos hechos a mano en tres condiciones: sin reforzamiento, mampostería agrietada con reforzamiento y una pared de mampostería nueva con reforzamiento, todos mediante la aplicación de cargas laterales. Del análisis realizado concluyeron que el enchape mejoró significativamente el rendimiento de la mampostería ante efectos de flexión, también concluyeron que en la nueva mampostería reforzada se aprecia el comportamiento combinado de los dos estados del muro, es decir, el estado original y el estado del muro reparado reforzado y finalmente bajo la acción de alta carga

lateral, la resistencia de la mampostería dañada a la carga lateral de la misma mampostería se incrementó en un 53,7%, y se incrementó en un 140% en la mampostería nueva, en la figura 14 se puede apreciar los muros de mampostería construidos (Angulo & López, 2008).



Figura 14. Paredes durante el proceso de colocación del enchape de reforzamiento.

Fuente: (Angulo & López, 2008)

En 2010, Fernández Lenin y Paredes Patricio evaluaron la efectividad del sistema estructural propuesto por el Ing. Patricio Placencia director del Centro de Investigación de Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional en ese entonces. El prototipo consistió en una casa de dos pisos geométricamente pequeña con bloques de hormigón artesano hueco de 15 cm de espesor, distribución razonable de ventanas y puertas, y finalmente enchape de hormigón de 3 cm reforzada con malla electrosoldada. Utilizaron la malla más pequeña y mortero con una resistencia de compresión de 100 kg/cm² y una capa de enchape en el interior de la pared. Finalmente, después de las pruebas, concluyeron que la resistencia del sistema es suficiente, no solo superando el 40% del peso del sistema diseñado, sino incluso superando el 100%, en la figura 15 se presenta el prototipo descrito (Fernández & Paredes, 2010).



Figura 15. Mampostería terminada del segundo nivel.

Fuente: (Fernández & Paredes, 2010)

En 2014 Ochoa Jacqueline y Ulcuango Franklin trataron de determinar los problemas de ciertas edificaciones en el país, mediante el estudio de una casa de 3 pisos con losas planas y vigas banda en el norte de Quito. Después del análisis de la seguridad sísmica de la casa determinaron que es un sistema que escasea de resistencia sísmica en las circunstancias actuales. Luego de obtener dicho diagnóstico, implementaron un plan de fortalecimiento de la casa con muros enchapados, lo que permitirá que la estructura responda mejor a terremotos moderados y fuertes, para ello presentaron 2 alternativas, la primera que consistió en escoger paredes no estructurales sobre los ejes y la segunda que consistió en muros entre las columnas en la dirección X lo que supone que existen mayores dificultades en la posición de las paredes lo que implica una reconsideración estructural. Con este estudio concluyeron que la opción 1 fue favorable porque el refuerzo con enchape se adaptó gradualmente a la situación arquitectónica existente, mientras que la opción 2 es la mejor opción desde la perspectiva de la eficacia estructural, pero incurre en otros costos, por ejemplo, la reorganización de las paredes que puede aumentar el costo total y no siempre es posible realizar cambios arquitectónicos, en la figura 16 se puede observar las 2 alternativas de reforzamiento descritas (Ochoa & Ulcuango, 2014).

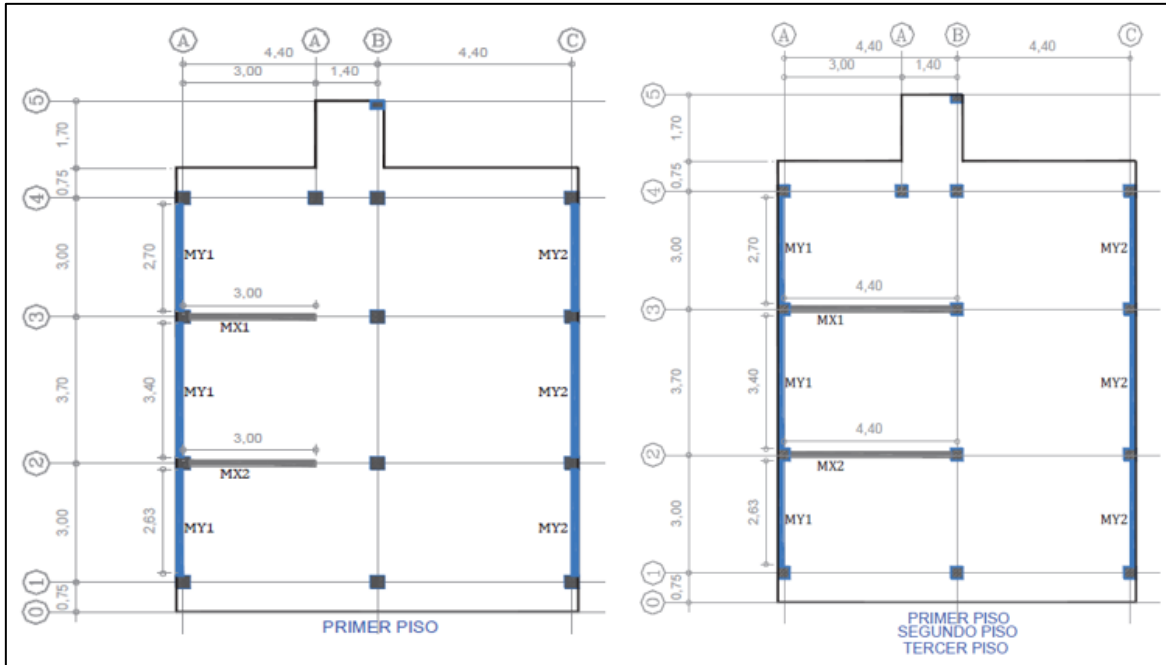


Figura 16. Vista en planta de los muros a enchapar en la alternativa 1 (izquierda) y alternativa 2 (derecha).

Fuente: (Ochoa & Ulcuango, 2014)

En 2015 Borja Luis y Torres María desarrollaron el análisis de una estructura representativa ubicada en el sur de Quito, la estructura se construyó informalmente con una estructura de losa tradicional con vigas banda con el fin de determinar el estado actual y su vulnerabilidad a sismos mediante análisis e investigación. Posteriormente, realizaron el diagnóstico de estructura y seguridad sísmica, y los resultados mostraron que la estructura tenía alta flexibilidad lateral y pobre comportamiento dinámico, y luego se determinó que la estructura tiene alta vulnerabilidad sísmica. Entonces como solución propusieron el uso de revestimiento de fachada o enchapado como primera opción y el encamisado de columnas como segunda opción ya que esta última opción de refuerzo es la más usual en nuestro entorno. Luego de analizar cada esquema de refuerzo, determinaron que el enchapado de mampostería es más efectivo porque puede fortalecer y aligerar el pórtico, lo que representa una solución a nivel estructural mientras que el encamisado de la columna no cumplió con el propósito de fortalecer y aligerar la estructura, porque es un refuerzo a nivel de elemento, se presenta el modelo realizado en ETABS de la vivienda estudiada en la figura 17 (Borja & Torres, 2015).

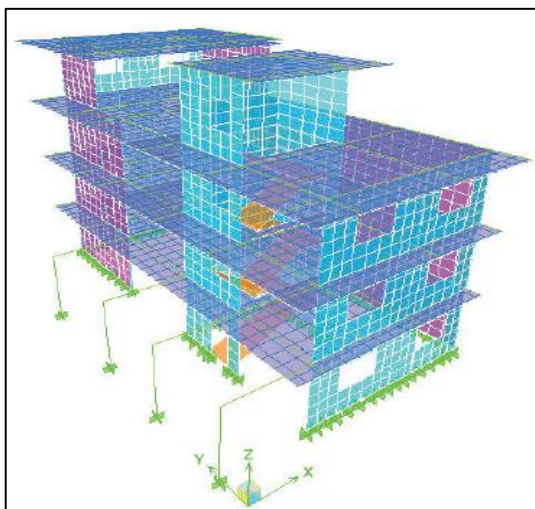


Figura 17. Modelo en ETABS.

Fuente: (Borja & Torres, 2015)

En 2017 la investigación realizada por Fernández Lenin y Paredes Patricio en 2010 fue parte de la 16a Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica (16WCEE) organizada por la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica y la Asociación Chilena de Ingeniería Sísmica y Antisísmica en Santiago Chile, con el propósito de brindar nuevas soluciones ante los terremotos en todo el mundo, el tema correspondiente fue la de “Malla de alambre y mortero en mampostería como sistema sismorresistente para casas de hasta dos pisos” dictado y propuesto justamente por el Ing. MSc. Patricio Placencia quien fue profesor principal de la EPN y Patricio Paredes diseñador estructural de la empresa consultora PLANPROCONS, el prototipo construido se aprecia en la figura 18 (Placencia & Paredes, 2017).

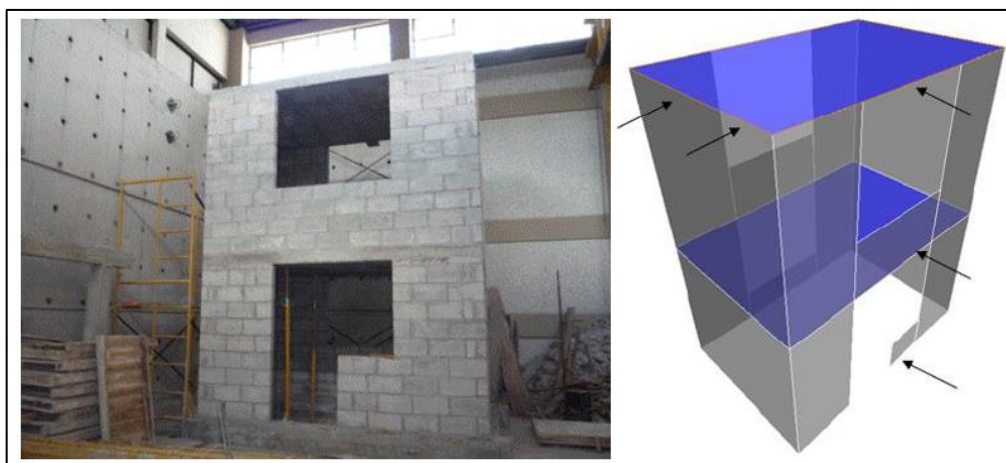


Figura 18. Prototipo construido.

Fuente: (Placencia & Paredes, 2017)

En ese mismo año (2017) Andrade César estudió encontrar una solución al problema del asentamiento diferencial de modo que los resultados obtenidos puedan servir de guía a soluciones emergentes para los edificios que sufren este fenómeno a nivel profesional en el entorno de nuestro país. Para ello realizó un diagnóstico integral de una vivienda unifamiliar de dos pisos. El resultado fue que los tramos de vigas y pilares no cumplían con los requisitos mínimos de la norma vigente en cuanto a sección mínima, barras de acero longitudinales y transversales; también se determinó que la presencia de mampostería haría que la estructura cambiara instantáneamente en un terremoto duro, porque su comportamiento no es dúctil, y su falla es frágil, y no puede considerarse como una contribución al sistema de carga vertical, por ser un relleno de mampostería y ser el primer elemento en fallar por asentamientos diferenciales. Debido a eso seleccionó un sistema de refuerzo de mampostería, que incluía el enchapado de la mampostería. Este tipo de enchapado reforzó la vivienda y redujo los esfuerzos en los pórticos, y de esta forma se pudo reducir y controlar el impacto del asentamiento diferencial, las fisuras estudiadas en la vivienda se presentan en la figura 19 (Andrade, 2017).

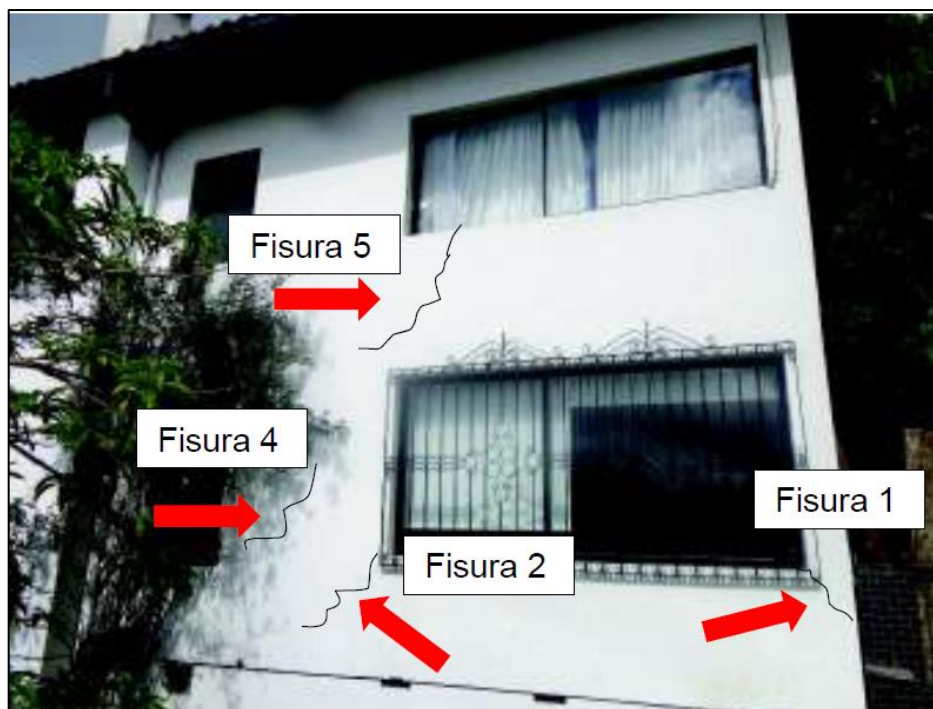


Figura 19. Fisuras en mampostería.

Fuente: (Borja & Torres, 2015)

Finalmente, en 2018 Naranjo María y Peñaherrera Andrea estudiaron el refuerzo por enchapado de paredes de una casa en el sector Turubamba de Quito. La zona mencionada mantiene las características de humedal, lo que genera problemas relacionados con los asentamientos diferenciales del terreno, lo que se puede ver en el caso de edificios fisurados en la zona, marcos de puertas y ventanas dañados y pisos separados. Las fisuras de mampostería provocadas por asentamientos diferenciales son el problema más evidente, ya que dicho asentamiento reduce la capacidad de los elementos estructurales y pone en riesgo su funcionalidad al superar el estado límite de uso. Como resultado, la mayor dificultad de la casa es que el pórtico se convertiría fácilmente en un piso blando cuando ocurra un terremoto, lo que provocará que la rigidez lateral de la estructura cambie significativamente y pueda colapsar. Entonces como solución propusieron una nueva base de cimentación que permite reducir el asentamiento desigual y, a través de la estructura reforzada por el enchapado de mampostería, se pudo reducir la carga sobre el marco, todo ese análisis lo realizaron con la ayuda de un software de modelación estructural, en la figura 20 se puede observar el modelo realizado en dicho software (Naranjo & Peñaherrera, 2018).

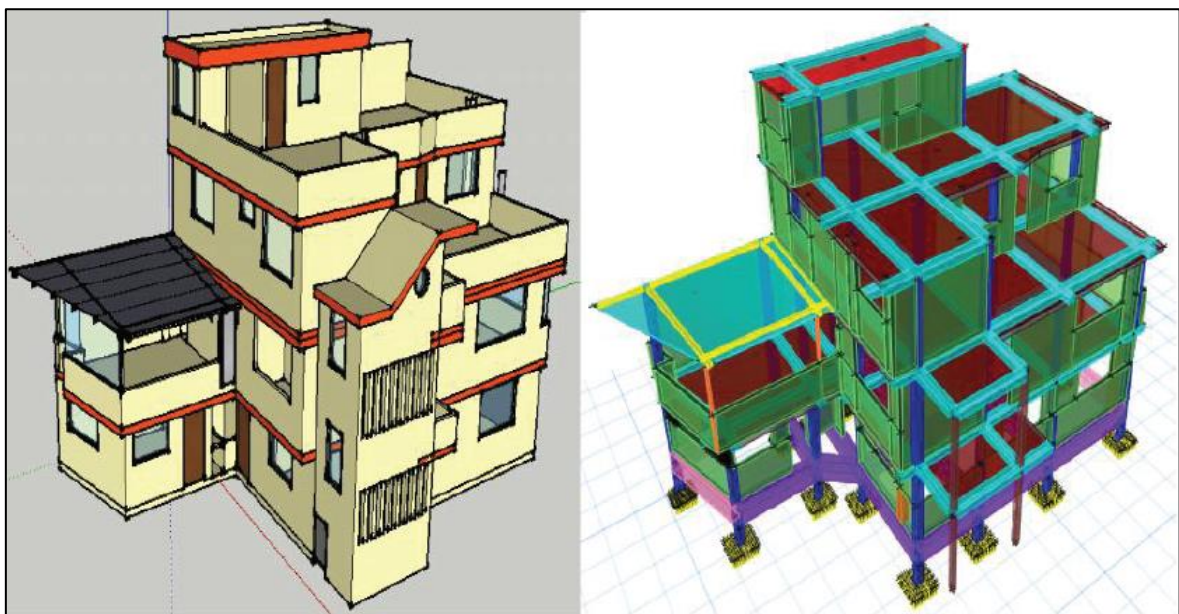


Figura 20. Modelo de la edificación en SketchUP y ETABS.

Fuente: (Naranjo & Peñaherrera, 2018)

2.4. REFORZAMIENTO

Dado que los edificios más sensibles a los terremotos son las casas informales, debido a que se construyen sin supervisión técnica, no se puede garantizar su usabilidad y funcionalidad, lo que ha llevado a los humanos a idear formas de fortalecer las casas ante terremotos. Con el fin de mejorar la resistencia sísmica y brindar mayor confiabilidad y seguridad a las personas que habitan en él, el tipo de refuerzo más adecuado para esta situación es el enchapado de muro de mampostería ya mencionado.

2.4.1. TIPOS DE REFORZAMIENTO PARA VIVIENDAS

Indudablemente hoy en día se pueden aplicar una variedad de técnicas de reforzamiento para viviendas con el fin de incrementar su resistencia y ductilidad, entre estas técnicas de reforzamiento, se puede mencionar las siguientes: *“construcción de vigas y columnas de confinamiento en concreto reforzado, revestimiento estructural en concreto reforzado (Enchapado), refuerzo de la cimentación, revestimiento estructural mediante fibras compuestas, confinamiento de aberturas, costura de grietas con barras de refuerzo y reemplazo de muros no estructurales o muros con aberturas por muros estructurales”*, (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS, 2001), a más del encamisado de columnas.

- *“Construcción de vigas y columnas de confinamiento en concreto reforzado”*: Consiste en el cerramiento de muros con vigas y columnas de hormigón armado, para lo cual estos elementos deben empotrarse en el contorno del muro.
- *“Revestimiento estructural en concreto reforzado” (Enchapado)*: Consiste en colocar una malla electrosoldada que se fijará a la pared existente y revestirá el hormigón de forma neumática o manual para permitir el rendimiento general entre todos los componentes.
- *“Refuerzo de la cimentación”*: Es una viga de cimentación construida con hormigón armado
- *“Revestimiento estructural mediante fibras compuestas”*: Comprende el refuerzo del hormigón mediante la aplicación de fibra de vidrio o carbono, que se adherirá al muro para aumentar su resistencia.

- “*Confinamiento de aberturas*”: Consiste en colocar elementos de hormigón armado alrededor de todo el contorno de las aberturas formadas en muros (como puertas y ventanas) para acotarlas y ganar resistencia en dicha zona.
- “*Costura de grietas con barras de refuerzo*”: Se trata de insertar barras de acero en las grietas para aumentar la resistencia.
- “*Reemplazo de muros no estructurales o muros con aberturas por muros estructurales*”: Se trata de reemplazar muros no reforzados por otros muros estructurales. Para ello, se deben demoler los muros existentes y se deben construir nuevos muros estructurales para lograr lo mismo y tener una buena conexión de columnas y vigas del edificio.
- “*Encamisado de columnas*”: Técnica para incrementar el tamaño de la sección transversal de la columna mediante la adición de un número estimado de barras longitudinales y horizontales o incluso malla de alambre soldada, con el fin de incrementar la capacidad de resistencia del componente.

2.4.2. REFORZAMIENTO POR ENCHAPADO

En esta investigación, se aplicará el sistema propuesto y desarrollado por Msc. Ing. Patricio Placencia para fortalecer la estructura mediante el recubrimiento de mampostería simple o no estructural, técnica que consiste en envolver la mampostería existente con malla electrosoldada, fijarla con anclajes como grapas o chicotes, y luego cubrirla con mortero. Esta mampostería no estructural actuará como muro de corte estructural para fortalecer la estructura y soportar las cargas horizontales que actúan sobre el pórtico de baja resistencia. Este refuerzo de enchape de muro de mampostería tiene como finalidad reducir y reforzar la estructura para que tenga las características de deformación opuestas y pueda soportar la carga sin un desplazamiento excesivo, es una solución estructural (Borja & Torres, 2015).

Esta alternativa de reforzamiento es relativamente fácil y rápido de realizarlo a más de ser bastante económica según la literatura expuesta anteriormente, también hay que considerar las siguientes recomendaciones para reforzar paredes de mampostería por enchapado (Estrada & Vivanco, 2019):

- Muro con simetría en planta
- Muro con simetría en elevación
- Muros dentro de pórticos.
- Muros enchapados en la periferia de la vivienda para generar brazos de palanca y así evitar efectos de torsión.

2.4.2.1. Componentes del enchapado

Este tipo de reforzamiento consta básicamente de dos elementos. El primer elemento es una mampostería existente compuesta de hormigón hueco o ladrillos, y el segundo elemento es el propio enchapado, que consta de malla electrosoldada y una capa de mortero de baja resistencia (Fernández & Paredes, 2010).

Definición de cada uno de los materiales que conforman una pared de mampostería enchapada:

- **Mampostería:** También conocida como mampostería simple o no estructural, es una pieza ensamblada manualmente que tiene la calidad de la piedra y es dimensionalmente estable. Se combina con mortero para formar un muro de mampostería. Suelen estar compuestas por bloques de hormigón o arcilla cocida y tienen orificios internos, formando una red de celdas verticales donde se puede colocar algún tipo de refuerzo (NEC-15-SE-RE, 2014).

La mampostería no estructural sometida a cargas sísmicas presenta muchas limitaciones debido a su baja capacidad para soportar tensiones, es muy frágil y puede causar grietas fácilmente (Fernández & Paredes, 2010).

- **Mortero:** Es una mezcla homogénea de materiales cementosos, áridos finos y agua, que se utiliza para conectar las distintas partes de la mampostería (NEC-15-SE-RE, 2014), también corrige posibles irregularidades entre piezas y, lo más importante, las acopla de la forma más estable posible durante el proceso de construcción (Angulo & López, 2008).

El mortero puede ser de 2 tipos:

1. *Mortero de pega:* Es un tipo de mortero con características especiales para obtener la resistencia adecuada porque debe absorber la fuerza compresiva, en términos simples, se conecta a la mampostería.

2. *Mortero de recubrimiento*: Este mortero cubre completamente la malla de alambre electrosoldada del enchape, lo que aumenta la resistencia a las cargas cortantes, y también proporciona una superficie más uniforme y permite que todo el enchape trabaje como un todo.

- **Malla electrosoldada**: Es un grupo de barras corrugadas o lisas laminadas en frío, las cuales se cruzan ortogonalmente y se sueldan entre sí. Su propósito es fortalecer el hormigón. Su aplicación es muy fácil de realizar, ahorra mucho tiempo al tiempo que mejora el diseño estructural para trabajar. Para el enchapado, se utiliza como medio de refuerzo, delineando el contorno de la mampostería (Borja & Torres, 2015).
Entre las ventajas que brinda la malla de alambre electrosoldada, se puede mencionar que brinda mayor seguridad, mayor productividad, ahorro económico y mayor resistencia a la fluencia del acero.
- **Conectores**: Son varillas corrugadas con un diámetro de 8 mm. Estos conectores no requieren ningún tratamiento especial. Se utilizan para unir la mampostería a la propia estructura (es decir, con vigas, columnas o losas), con el fin de fijar mejor estas varillas se utiliza tubos de resina de alta resistencia (epóxico), que es una resina que se endurece inmediatamente después de la aplicación. Generalmente, la longitud de estos conectores variará según la disposición geométrica de columnas, vigas y losas, pero se recomienda dejar una longitud libre de 50 cm para que pueda combinarse bien con la malla de alambre (Naranjo & Peñaherrera, 2018).
- **Grapas**: Son varillas corrugadas de 6 mm de diámetro, colocadas a cierta distancia, que se utiliza para fijar la malla en la mampostería para evitar que la malla se separe debido a la compresión causada por fuerzas externas. La combinación entre malla electrosoldada y mampostería hará que funcionen como un todo (Borja & Torres, 2015).

En la figura 21 se puede apreciar los elementos que son parte a una pared enchapada:

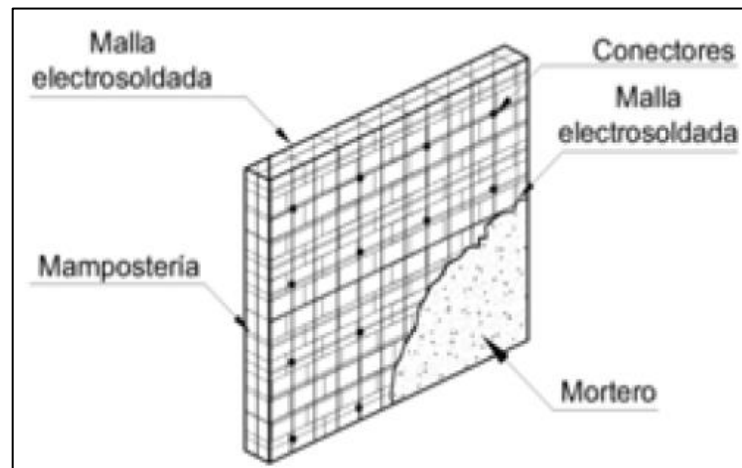


Figura 21. Mampostería reforzada con malla electrosoldada y recubierta con mortero.

Fuente: (NEC-15-SE-RE, 2014)

2.4.2.2. Proceso constructivo del enchapado

El procedimiento de enchapado expuesto a continuación se debe realizar una vez seleccionadas las paredes que van a ser reforzadas los pasos a seguir son los mismos que los especificados en el trabajo de titulación “Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo” por los autores Fernández, L. y Paredes, P. en 2010 dirigidos por el Ing. M.Sc. Patricio Placencia (Borja & Torres, 2015):

1. Limpiar la pared a enchapar de manera que esté libre de pintura, yeso suelto y otros materiales que puedan interferir al colocar la malla junto con el mortero.
2. Utilizar cualquier herramienta pequeña como un cincel o un martillo puntiagudo para hacer la superficie rugosa y tener una mejor adherencia al colocar el mortero.

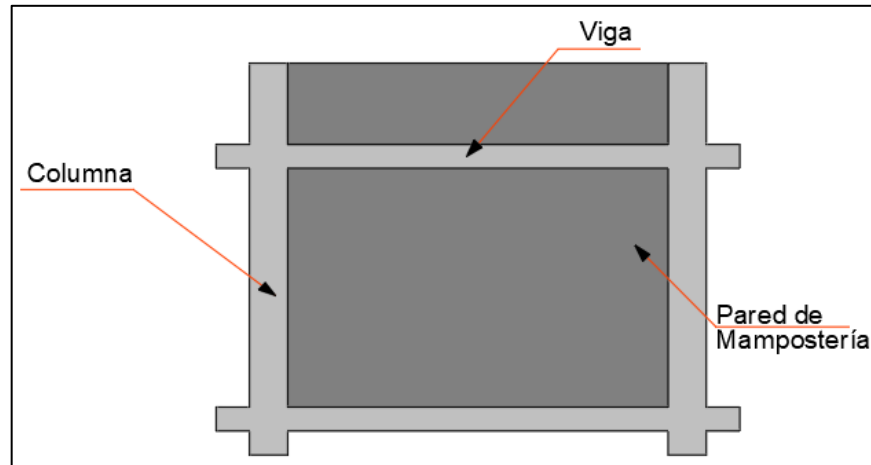


Figura 22. Preparación de la superficie de mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3. Taladrar con ayuda de una broca para colocar los conectores de 8 mm de diámetro. Los conectores se distribuirán a lo largo de la columna y a lo largo de la viga o losa. Los agujeros en la columna deben ser horizontales. Los agujeros deben tener 20 cm de profundidad y deben estar espaciados cada 30 cm en paralelo en el plano de la mampostería, luego de colocar el conector en el orificio anterior, se recomienda rellenarlo con resina epóxica para asegurar una mayor fijación de la varilla. También se deben colocar a lo largo de la viga o losa haciendo orificios verticales, y estos orificios deben ser completamente penetrados en la losa, para que se puedan conectar dos capas de malla al mismo tiempo al colocar el conector, para el uso del conector se recomienda dejar una longitud libre de 50 cm para asegurar una buena conexión con la malla. Todo el proceso consiste en unir la mampostería enchapada con el pórtico teniendo en cuenta que la sección de la columna es mayor que el grosor de la mampostería. Ahora bien, si la mampostería es del ancho de la columna, se recomienda hacer unos conectores en forma de U. Los conectores en forma de U deben colocarse y distribuirse de manera que abracen la columna y se extiendan unos 50 cm.

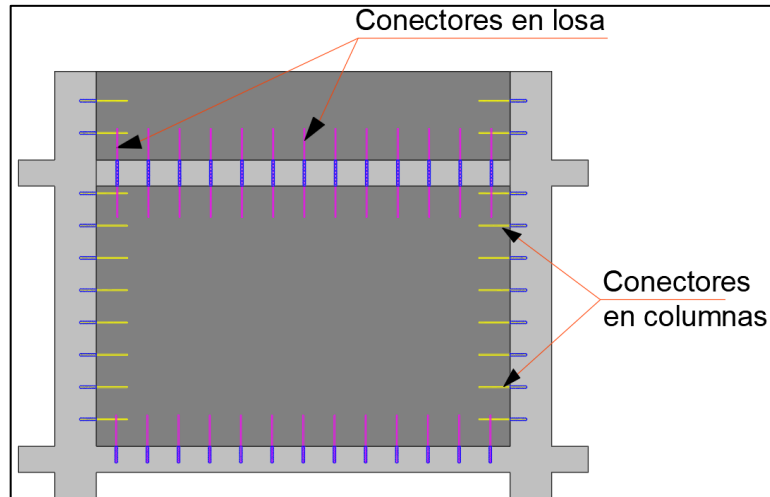


Figura 23. Colocación de conectores.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

4. Utilizar un taladro para perforar los agujeros en la mampostería para colocar las grapas, estos agujeros deben penetrar la mampostería por completo, se recomienda dejar al menos 15 cm de longitud libre de la varilla a cada lado de la pared para este propósito. Para lograr una buena sujeción en la malla anterior, estas grapas deben colocarse en diagonal con un espaciado de 40 cm entre ellas y distribuidas en forma de zigzag, o simplemente para facilitar la construcción, se pueden colocar en horizontal y en vertical cada 40 cm. En caso de haber puertas y ventanas en la pared, los orificios de las grapas deben mantenerse a 10 cm de la abertura y 20 cm del contorno de esta.

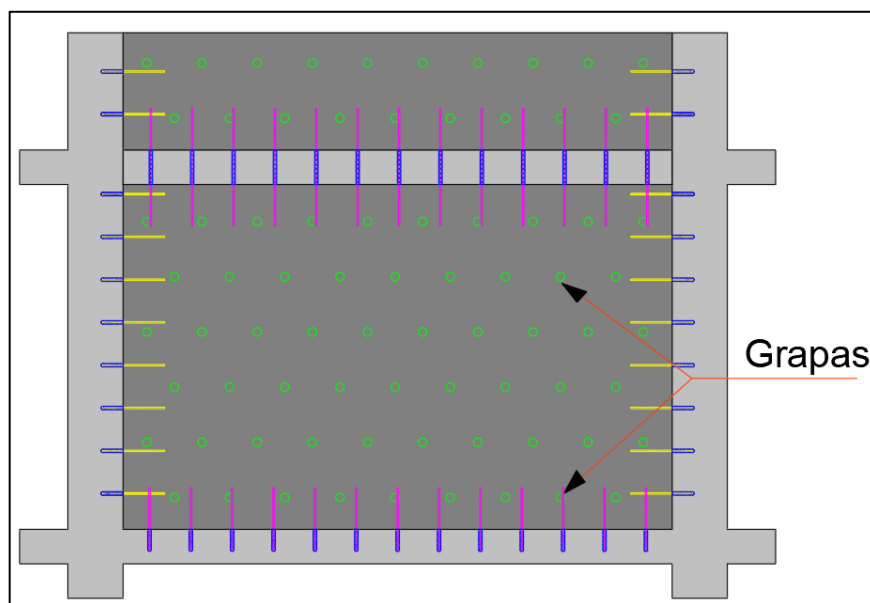


Figura 24. Distribución de orificios para grapas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5. Colocar la malla electrosoldada sobre la mampostería de manera que se ubique debajo de los conectores distribuidos a lo largo de la columna y la losa plana para que la estructura de la malla quede centrada entre la superficie de mampostería existente y la superficie exterior del revestimiento. Para hacer un enchapado, la clave es que la malla esté completamente cubierta con mortero, también se recomienda que la malla se coloque alrededor de la columna si es posible para que todo el sistema de enchapado funcione como un todo. Si necesita traslape de mallas, se recomienda considerar que ninguno de los lados de la pared debe superponerse al mismo nivel, por lo que se deben mantener al menos 60 cm de superposición vertical (Naranjo & Peñaherrera, 2018).
6. Atar las grapas a la malla electrosoldada una a una, y luego de la misma forma que el conector, se debe colocar una cierta proporción de resina de epóxico o mortero 1:6 sobre las grapas para mejorar la estabilidad, luego doblar las grapas hacia la malla para un mejor anclaje entre ellas, y finalmente se debe conectar la malla al conector y las grapas con un alambre galvanizado con el objetivo de que todos los componentes involucrados actúen como todo, en caso de puertas y ventanas se recomienda colocar refuerzos a su alrededor para un mejor cierre.

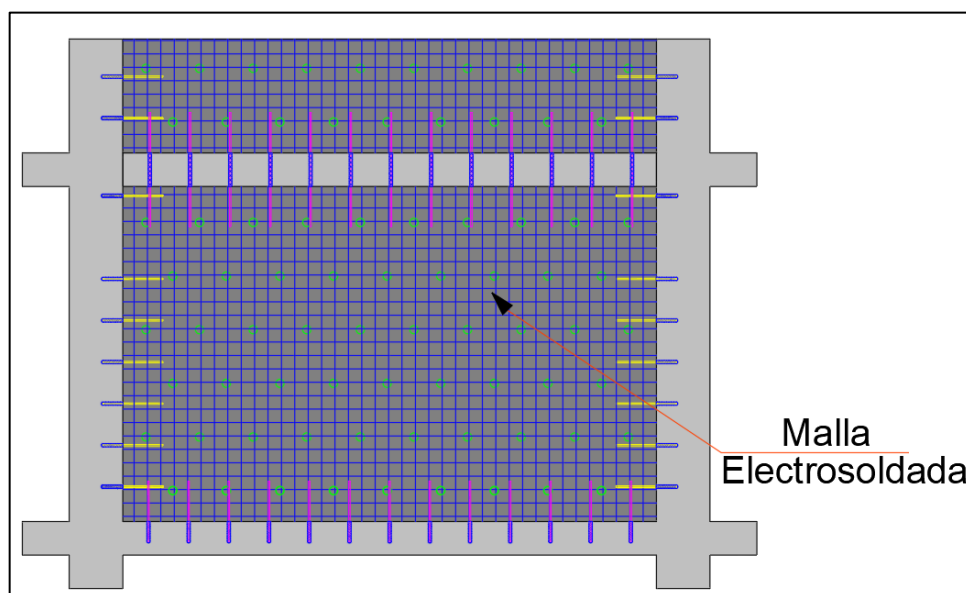


Figura 25. Colocación de la malla electrosoldada.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

- Finalmente, como último paso, con la ayuda de una pala, se debe arrojar una proporción 1:6 de mortero sobre la mampostería reforzada, por lo que se recomienda cubrir la superficie del muro con aditivos para una mejor adherencia del nuevo mortero. Poner mortero nuevo hasta alcanzar la capa inicial de 1 a 2 cm, continuar colocando mortero hasta lograr el espesor de revestimiento deseado y finalmente, utilizar herramientas más pequeñas como paletas y bailejos para alisar la superficie del mortero a un espesor uniforme.

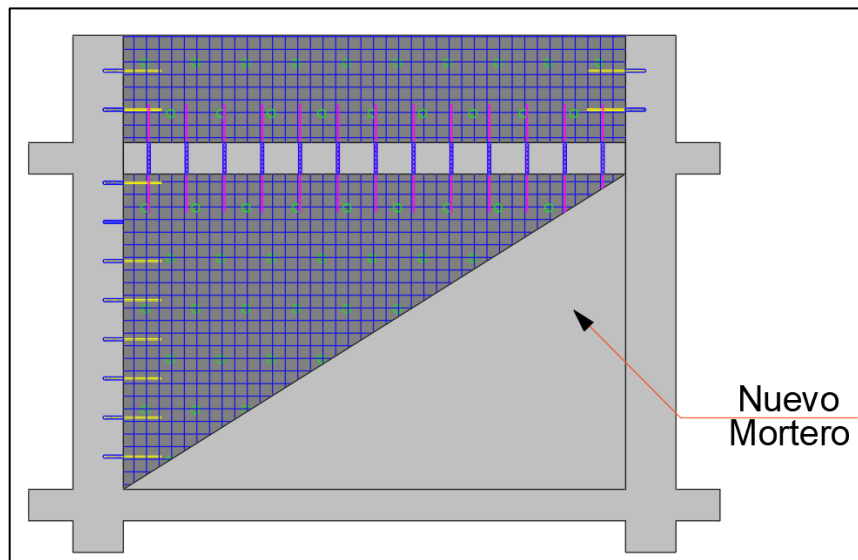


Figura 26. Colocación de mortero.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

CAPÍTULO 3.

DESCRIPCIÓN DE LAS VIVIENDAS

3.1. UBICACIÓN

Las viviendas en estudio se encuentran en el Barrio Atacaba el cual está ubicado en la parte noroeste del área Metropolitana de Quito y pertenece a la Parroquia Carcelén del cantón Quito, provincia de Pichincha (Figura 27). Limita al noroeste con la Quebrada Almeida y el río Pusuquí y al sur limita con las comunidades de Carcelén Bajo, Corazón de Jesús, La Josefina, entre otros.



Figura 27. Ubicación barrio Atacaba.

Fuente: (Google Earth Pro)

El área total es de 26,54 hectáreas, que incluye el área efectiva de la parcela, áreas protegidas para ríos y arroyos, áreas públicas y parques. En 1995, la Asociación de Trabajadores Autónomos de Carcelén Bajo (ATACABA) adquirió el terreno comunal y realizó un levantamiento topográfico en marzo de 2004 con el objetivo de legalizar la comunidad de Atacaba y otorgar escrituras a los propietarios (Ormaza, 2017).

Las estructuras seleccionadas para este estudio corresponden a la vivienda A ubicada en el Lote N°7 y la vivienda B ubicada en el lote N°8 las cuales se encuentran adosadas, las viviendas se encuentran limitadas por la calle principal

N92 la cual interseca en sus extremos con la Calle D y el Pasaje 29 (Figura 28) con las siguientes coordenadas latitud= -0.074688, longitud= -78.467091 y a una altura de 2600 msnm aproximadamente.



Figura 28. Ubicación de viviendas en estudio.

Fuente: (Google Earth Pro)

El terreno en el cual fueron construidas las viviendas tiene un desnivel, motivo por el cual se niveló con suelo de relleno. Las viviendas fueron construidas en el 2006 de manera informal (sin asesoramiento profesional) las cuales se encuentran adosadas, la vivienda A cuenta con un área de construcción de aproximadamente 207 m² y la vivienda B con 168 m². El sistema constructivo de las dos viviendas está conformado por zapatas aisladas, columnas, vigas banda y losas alivianadas de hormigón, los pórticos de hormigón armado están rellenos a su vez con paredes de mampostería de bloque artesanal no reforzada y la altura del entrepiso es de 2.56 m dando una altura total de las viviendas de 7.68 m. En las figuras 29 y 30 se puede apreciar las fachadas principales de las viviendas adosada:



Figura 29. Fachada frontal de las viviendas adosadas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.



Facha lateral-Vivienda A

Fachada lateral-Vivienda B

Figura 30. Fachada lateral de las viviendas adosadas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

Las viviendas se encuentran netamente adosadas en su longitud más larga sin contar con ningún tipo de junta constructiva entre ellas, las viviendas se construyeron de tipo unifamiliar sin la supervisión de un profesional ni el registro de planos, por lo tanto, realizó el levantamiento planimétrico de las dos viviendas con la ayuda de flexómetro, cinta métrica y un telémetro láser para medir la altura de los entrepisos, obteniendo así un esquema general de las dos viviendas adosadas (Figura 31).

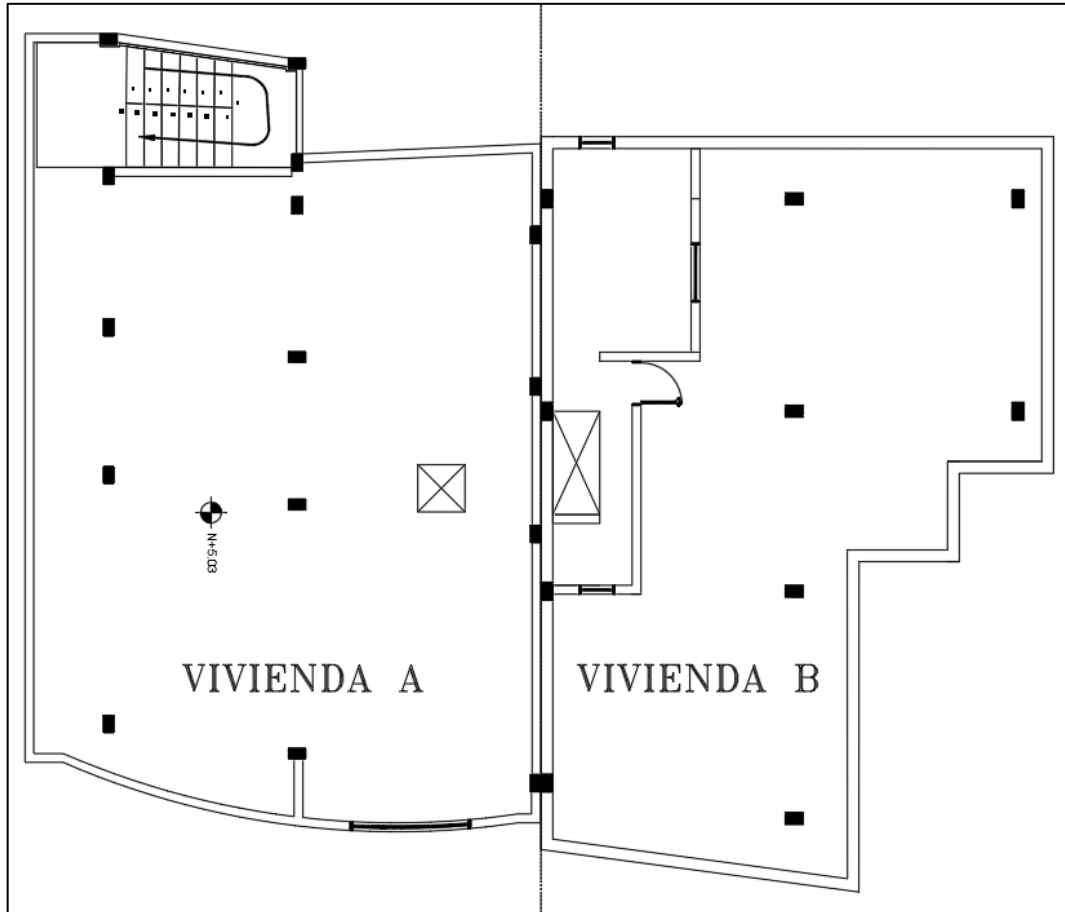


Figura 31. Esquema general de las viviendas adosadas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.2.1. Vivienda A

La vivienda consta de 3 pisos, donde el primer piso fue modificado con el propósito de obtener dos minidepartamentos, el segundo piso es de un departamento grande y el tercer piso corresponde a una terraza accesible en donde se encuentra una pequeña cubierta que no está construido en su totalidad, el acceso principal de la vivienda se lo realiza desde la fachada lateral el cual se conecta con las escaleras que está en toda la altura de la vivienda y la pared utilizada para la división de espacios tiene un espesor de 17 cm. La vivienda también cuenta con un pequeño patio a un lateral el cual lo utilizan como garaje.

Cada piso consta de lo siguiente:

Nivel +0.00 Primer piso: Cuenta con un área total de 80 m² el cual está dividido en dos pequeños departamentos cada uno de 40 m² aproximadamente (Figura 32).

Dentro del departamento 1 se encuentra:

- Sala-comedor
- Cocina
- 1 baño
- 1 dormitorio

Dentro del departamento 2 se encuentra:

- Cocina-comedor
- 1 baño
- 2 dormitorios

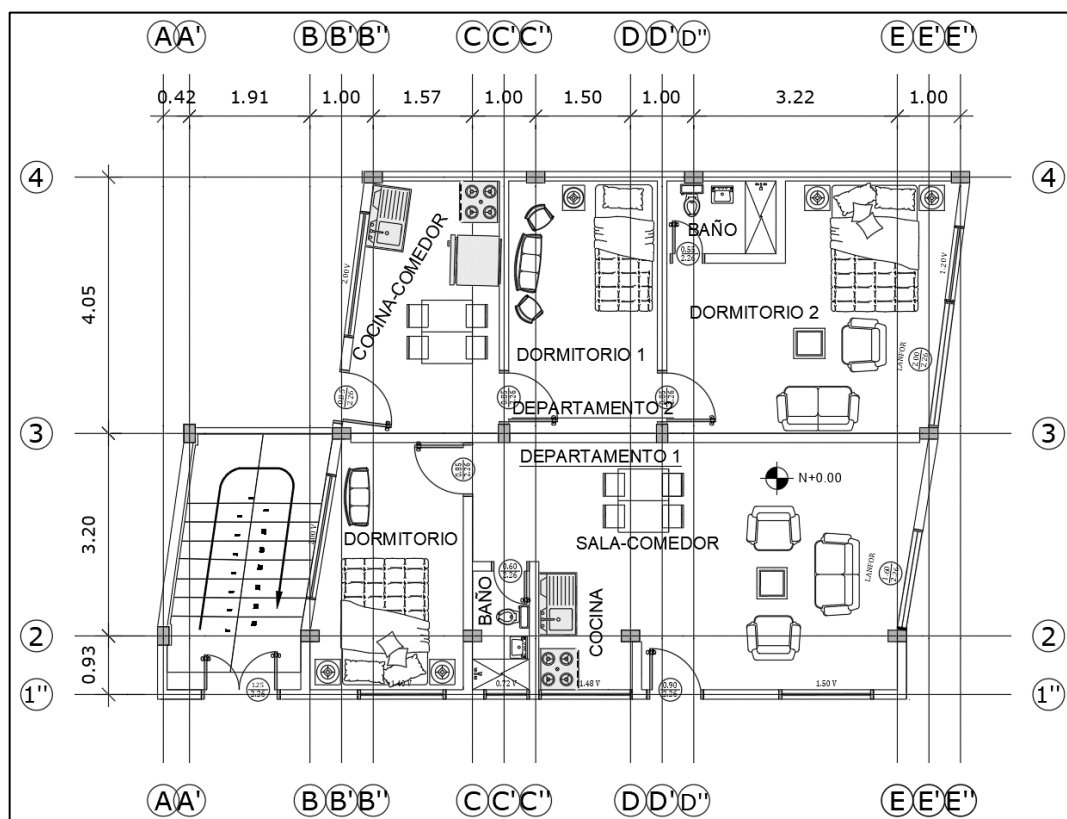


Figura 32. Planta baja N+0.00. Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Nivel +2.46 Segundo piso: Cuenta con un área total de 90 m² el cual es usado como departamento y cuenta con lo siguiente (Figura 33):

- Sala
- Comedor
- Cocina
- 2 baños
- 3 dormitorios
- 1 bodega

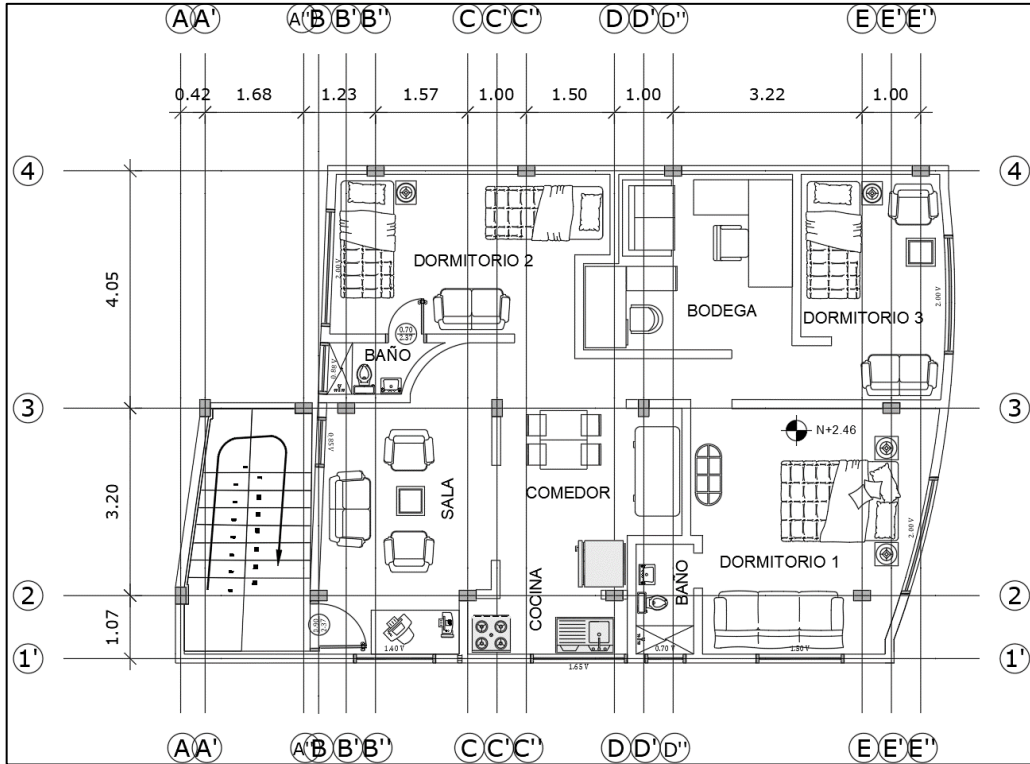


Figura 33. Primera planta N+2.46. Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Nivel +5.03 Terraza: Cuenta con un área total de 97 m² que corresponde a la terraza (Figura 34).

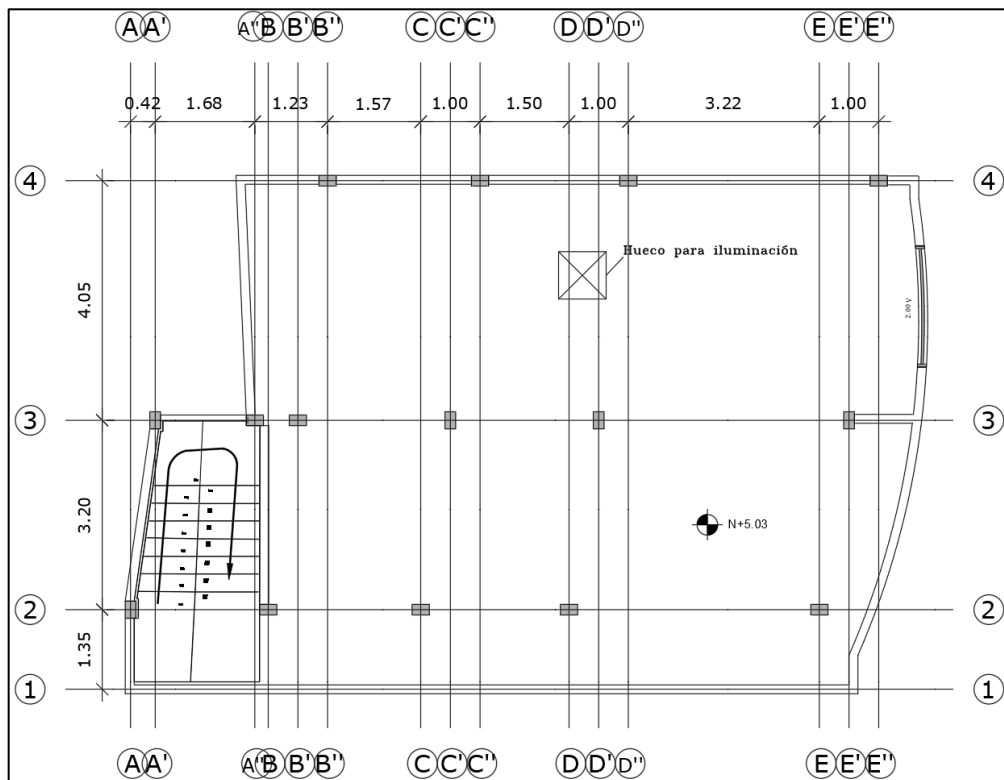


Figura 34. Segunda planta N+5.03. Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.2.2. Vivienda B

La vivienda consta de 3 pisos, donde el primer piso es utilizado para la sala, cocina y un estudio, el segundo piso es utilizado para los dormitorios y el tercer piso corresponde a una terraza accesible la cual cuenta con dos pequeñas bodegas, el acceso principal de la vivienda se lo realiza desde la fachada lateral el cual cuenta con una escalera externa que conecta la planta baja con la primera planta y en su interior cuenta con otra escalera para conectar la segunda planta con la tercera planta y la pared utilizada para la división de espacios está constituida por dos espesores, paredes de 14 cm para la división de espacios interiores y paredes de 22 cm para cubrir los perímetros de cada planta. Cada piso consta de lo siguiente:

Nivel +0.00 Primer piso: Cuenta con un área total de 60 m² el cual consta de lo siguiente (Figura 35):

- Sala
- Cocina-comedor
- 1 baño
- 1 estudio
- 1 dormitorio

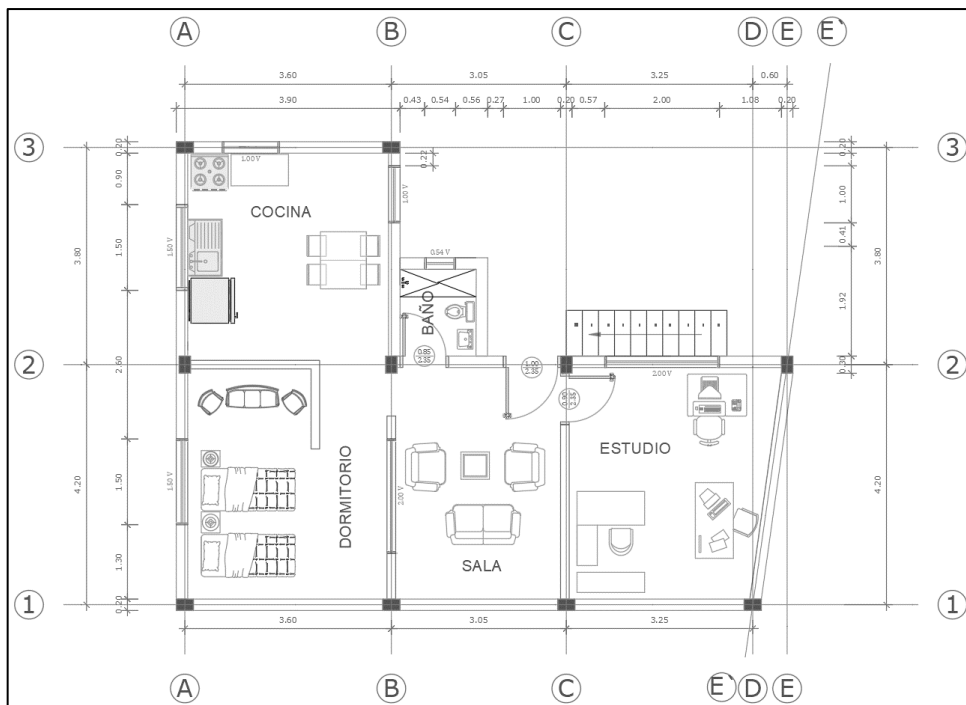


Figura 35. Planta baja N+0.00. Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Nivel +2.46 Segundo piso: Cuenta con un área total de 70 m² el cual cuenta con lo siguiente (Figura 36):

- 1 baño
- 4 dormitorios
- 1 bodega
- 1 grada interna

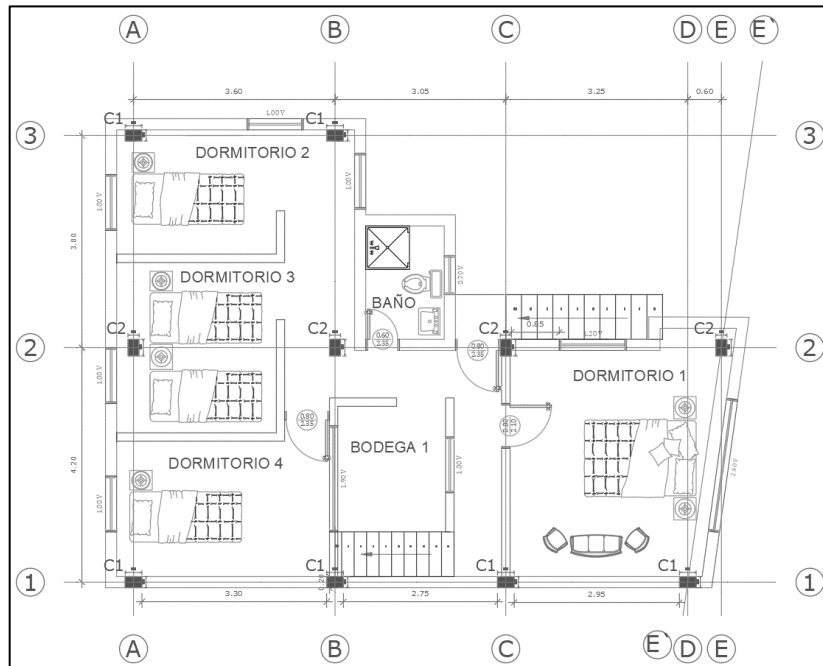


Figura 36. Primera planta N+2.46. Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Nivel +5.03 Tercer piso: Cuenta con un área total de 82 m² correspondiente a la terraza el cual consta con una bodega (Figura 37).

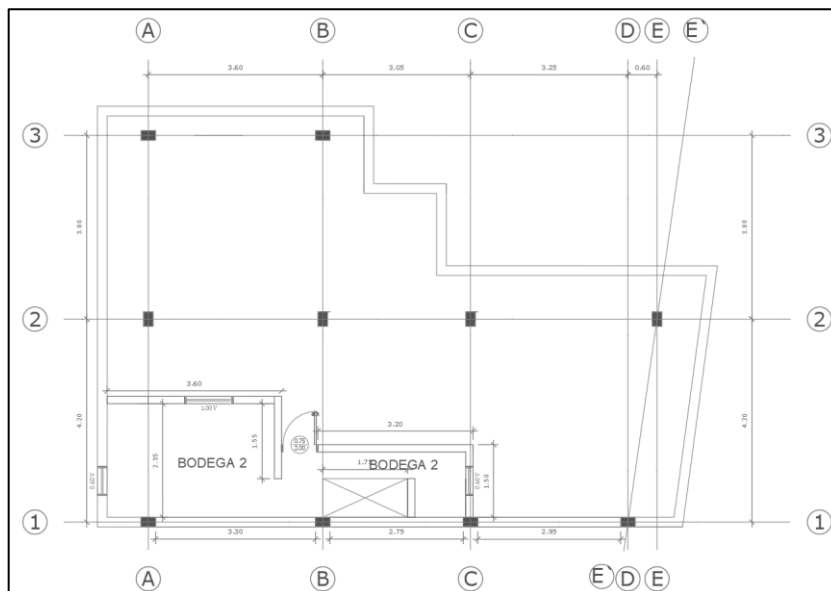


Figura 37. Segunda planta N+5.03. Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

Las dos viviendas constan de un sistema estructural aperticado formado por vigas banda y columnas. También cuentan con losas alivianadas y paredes de mampostería. Los valores indicados en esta sección con respecto a los materiales se encuentran descritos en el capítulo 4 correspondiente a los ensayos In situ y de Laboratorio realizados en las viviendas.

3.3.1. Descripción de materiales

La vivienda A consta de un área de construcción de 207 m², la resistencia del hormigón es 77.7 kg/cm², mientras la vivienda B consta de 168 m² de construcción y la resistencia del hormigón es de 113,3 kg/cm², estos valores de resistencia del hormigón fueron determinados según como se explica en la sección 4.2.2. (Ensayo de rebote - Esclerómetro). Los módulos de elasticidad E_c para la vivienda A y B son: 110184 kg/cm² y 133053 kg/cm² respectivamente, estos valores se obtienen de la siguiente formula:

$$E_c = 12500\sqrt{f'c}, [kg/cm^2] \text{ (Alejandro, 2014)} \quad (1)$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón, kg/cm²

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón, kg/cm²

La mampostería de la vivienda A tiene bloques de 40x20x15cm, mientras la mampostería de la vivienda B tiene bloques de 40x20x20cm y 40x20x12cm. La resistencia de la mampostería es 15 kg/cm² (Ochoa & Ulcuango, 2014) y el módulo de elasticidad E_m es 6000 kg/cm² el cual se obtiene de la siguiente formula:

$$E_m = 400 * f'm [kg/cm^2] \text{ (Rochel, 2000)} \quad (2)$$

Donde:

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería, kg/cm²

$f'm$: Resistencia a la compresión de la mampostería, kg/cm²

3.3.2. Descripción de secciones

La vivienda A tiene columnas de sección 18x29 cm y 6 \varnothing 12 mm (Figura 38-A), vigas de sección 30x20 cm y 4 \varnothing 12 mm (Figura 38-B). La vivienda B tiene columnas de sección 20x30 cm y 4 \varnothing 12 mm (Figura 38-D), vigas de sección 30x20 cm y 6 \varnothing 12 mm (Figura 38-E). Las dos viviendas tienen cadenas de sección 20x20 cm y 4 \varnothing 12 mm (Figura 38-C). Estos valores de aceros fueron determinados según como se explica en la sección 4.2.3. (Localización del acero de refuerzo - Pachómetro).

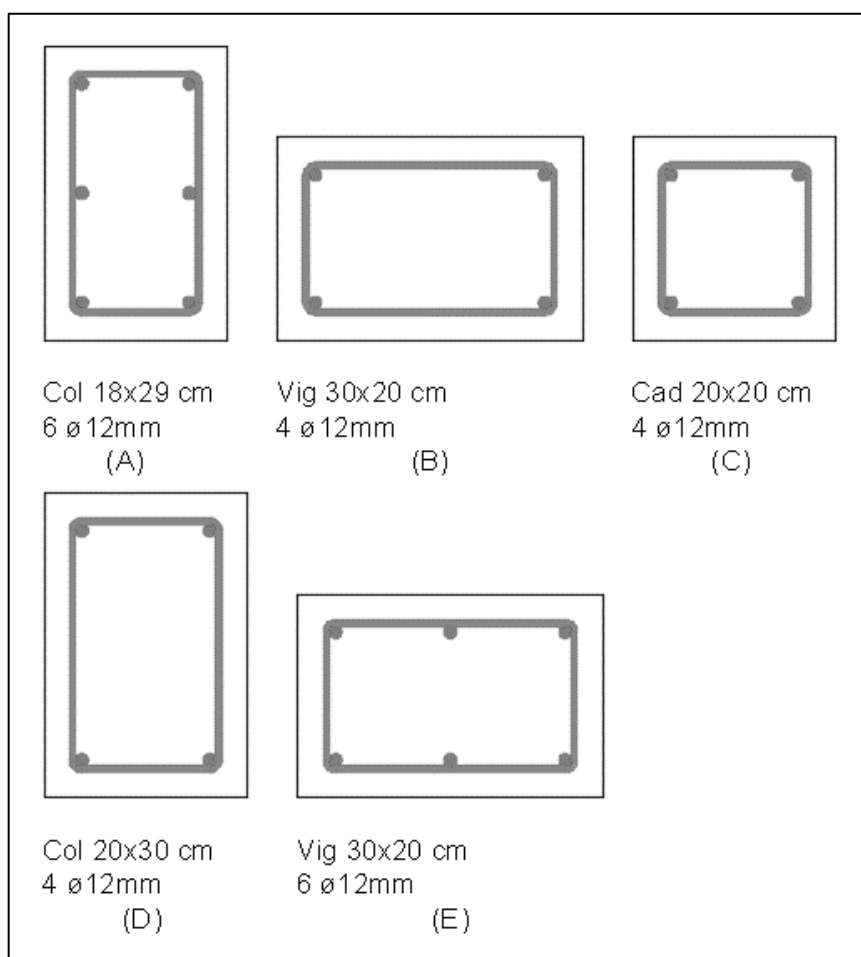


Figura 38. Secciones de vigas, columnas y cadenas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Ambas viviendas constan con losas alivianadas de 20 cm de espesor (Figura 39), estas se encuentran conformadas por una capa de compresión de 5 cm, nervios de 10x15 cm separados cada 50 cm por dos bloques de 40x20x15 cm.

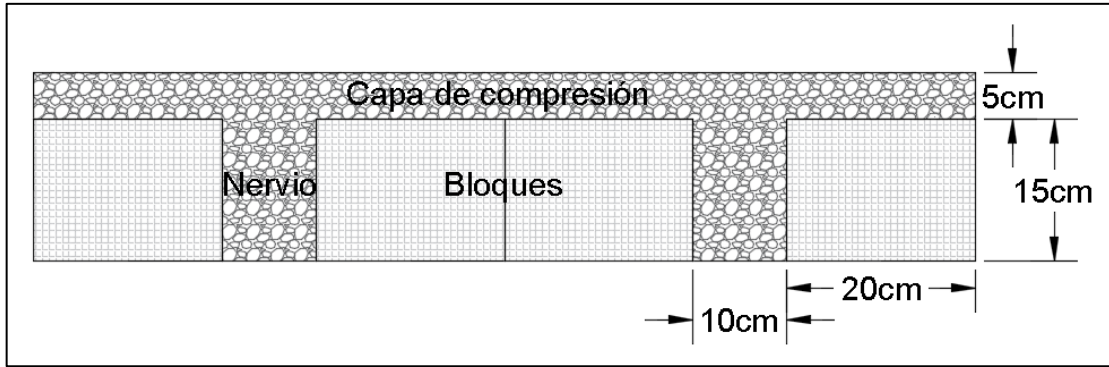


Figura 39. Losa alivianada.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

La cimentación se la realizó sin la supervisión de un profesional por lo tanto no se contó con planos estructurales, debido a esto no existen datos concretos de la cimentación sobre la cual está asentada la estructura. En una conversación con los dueños de la vivienda quienes han estado presente en cada una de las etapas de construcción, mencionaron la siguiente información: la vivienda A tiene 14 zapatas de 1x1 m y 20 cm de espesor (Figura 40-A), la vivienda B tiene 10 zapatas de 1x1 m y 30 cm de espesor (Figura 40-B), la profundidad de las zapatas en la vivienda A es de 2 m y en la vivienda B es de 3 m. La vivienda A tiene un muro de 60 cm de altura y 20 cm de espesor debajo de todas las cadenas mientras la vivienda B tiene un muro de 1.5 m de altura y 20 cm de espesor debajo de las cadenas al contorno de la vivienda.

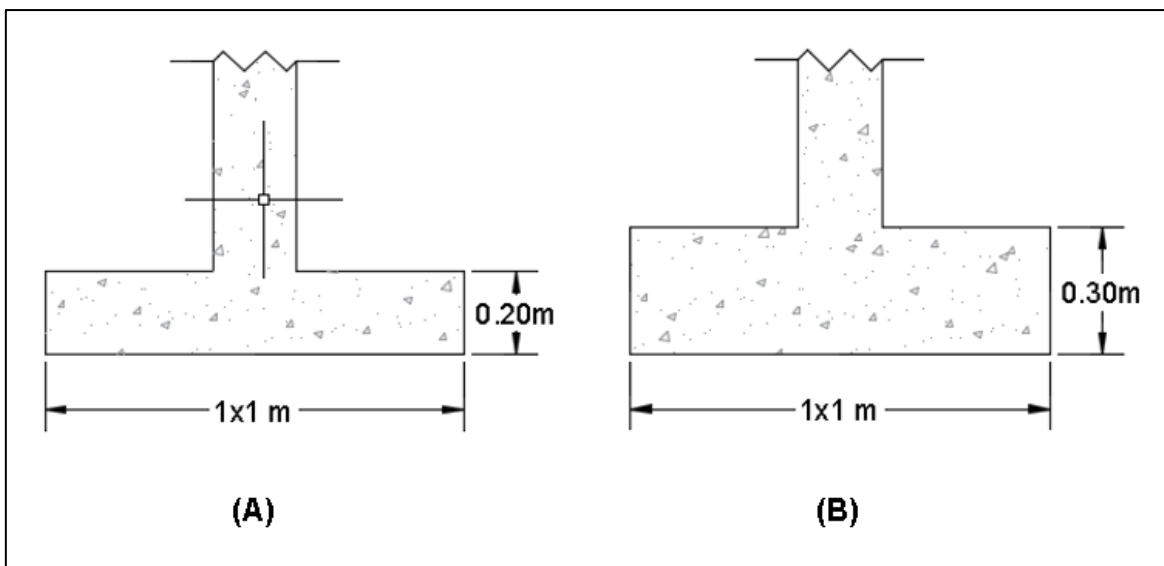


Figura 40. Zapatas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.4. PATOLOGÍAS ENCONTRADAS

Las viviendas en análisis presentan varias patologías constructivas debido a su inadecuada construcción, algo común en las construcciones informales, estas patologías solo incrementan la vulnerabilidad de estas estructuras por lo que deben ser identificadas. A continuación, se presentan algunas de las patologías encontradas:

3.4.1. Columna corta

Se identifican problemas de columna corta en las gradas de la vivienda A (Figura 41-A), esto debido al antepecho que se encuentra presente en el descanso de la grada, también se identifica problema de columna corta en la cocina de la vivienda B (Figura 41-B), esto debido a la ubicación de la ventana que se encuentra junto a la columna.



Figura 41. Columna corta en viviendas.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.4.2. Golpeteo

También se identifican problemas de golpeteo debido al adosamiento de las viviendas, este efecto no es muy grave ya que la variación de altura en las losas del primer piso es de 20 cm, mientras en el segundo piso no se presenta variación

en la altura de las losas (Figura 42), debido a esto, el golpeteo en el primer piso se daría en la parte superior de la columna lo que corresponde a un golpeteo moderado mientras en el segundo piso se daría a la altura de la losa lo que corresponde a un golpeteo leve.



Figura 42. Golpeteo en viviendas.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.4.3. Viga sobrecargada

En el descanso de la grada del segundo piso de la vivienda A se presenta una viga sobrecargada ya que de esta nace una columna (Figura 43) presentando una discontinuidad en elevación de la columna, esto genera fuerzas excesivas sobre la viga.



Figura 43. Viga sobrecargada en viviendas.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.4.4. Retroceso en las esquinas

Ambas viviendas presentan retroceso en las esquinas, la vivienda A presenta retroceso en la parte posterior de la vivienda debido a las gradas (Figura 44-A), mientras la vivienda B presenta retroceso en la parte delantera por lo que presenta una forma de L en planta (Figura 44-B).

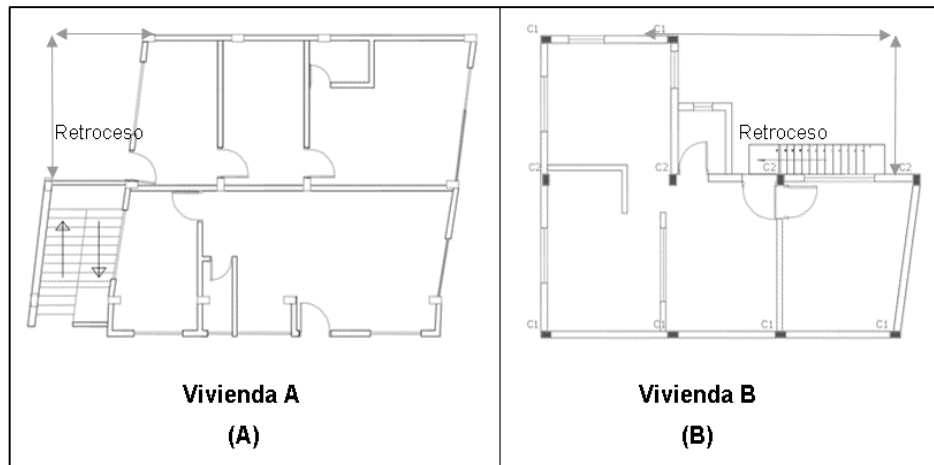


Figura 44. Retroceso en esquinas de viviendas

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.4.5. Recubrimiento de armado insuficiente

La vivienda B presenta un recubrimiento del armado insuficiente ya que se encuentra expuesto al ambiente tanto en la losa del primer piso (Figura 45-A) como en las columnas del tercer piso (Figura 45-B), por esto no se tiene una certeza de si los demás elementos constructivos que se encuentran cubiertos por los acabados presentan un recubrimiento de armado adecuado o no.

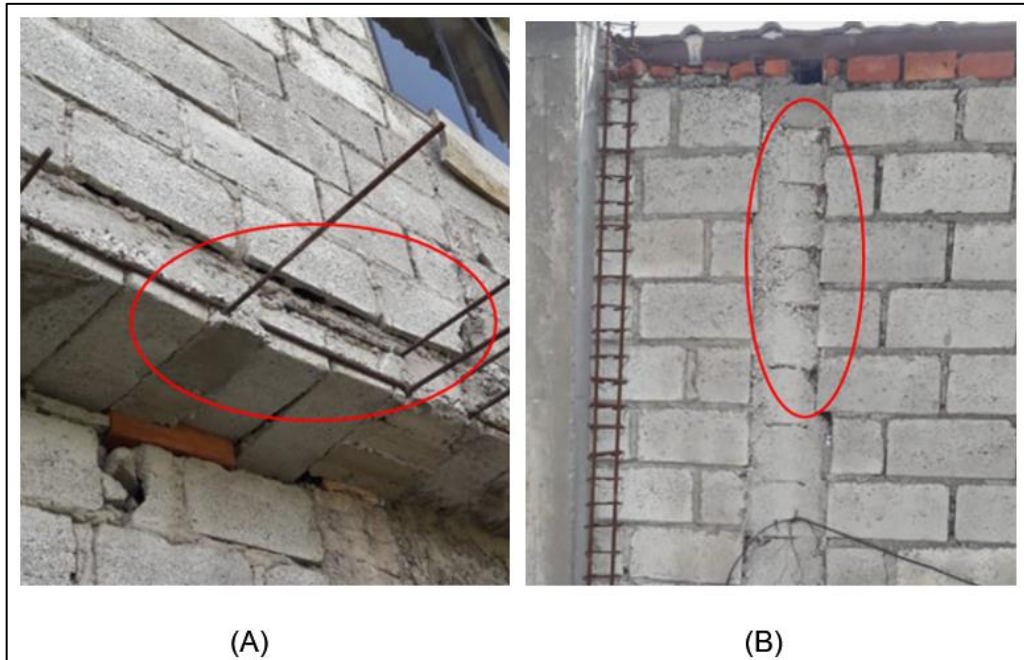


Figura 45. Recubrimiento de armado insuficiente.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

3.5. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

La NEC en su Guía 5-Evaluación y Rehabilitación en el Capítulo 5 presenta una evaluación visual rápida de peligro sísmico para edificaciones, la cual se basa en el FEMA 154 (Detección visual rápida de edificios para posibles peligros sísmicos), para realizar la evaluación solo se necesita visitar la edificación y llenar el formulario, la evaluación de la NEC clasifica las edificaciones en tres categorías:

- Edificios con baja vulnerabilidad (alta seguridad de los ocupantes y pocos daños materiales)
- Edificios con media vulnerabilidad (están dentro de los parámetros aceptables)
- Edificios con alta vulnerabilidad (necesitan la evaluación de un experto)

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES													
100	ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION A EVALUARSE					DATOS EDIFICACION							
						102 Nombre de la Edificación:							
						103 Dirección:							
						104 Sitio de referencia:							
						105 Tipo de uso:							
						106 Numero de pisos:							
						DATOS CONSTRUCCION							
						108 Area construida:							
						109 Año de construcción:							
						110 Año de remodelación:							
						DATOS DEL PROFESIONAL							
						112 Nombre del evaluador							
						113 Cédula del evaluador							
						114 Registro SENESCYT							
						114 a Cargo							
					115 FOTOGRAFIAS								
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
200					207 Portico H. Armado con mamposteria confinada sin refuerzo							C3	
201 MADERA					208 H. Armado prefabricado							PC	
202 Mamposteria sin refuerzo					209 Portico Acero Laminado							S1	
203 Mamposteria reforzada					210 Portico Acero Laminado con diagonales							S2	
204 Mixta acero- hormigón o mixta madera- hormigón					211 Portico Acero Doblado en frío							S3	
205 Pórtico Hormigón Armado					212 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón							S4	
206 Pórtico H. Armado con muros estructurales					213 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque							S5	
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
300 PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA					TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL								
					W1 URM RM MX C1 C2 C3 PC S1 S2 S3 S4 S5								
302 Puntaje básico					4.4 1.8 2.8 1.8 3 2.8 1.6 2.4 2.6 3 2 2.8 2								
303 ALTURA													
303A baja altura (menor a 4 pisos)					0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0								
303B mediana altura (4 a 7 pisos)					N/A N/A 0.4 0.2 0 0.4 0.2 0.2 0.2 0.4 N/A 0.4 0.4								
303C gran altura (mayor a 7 pisos)					N/A N/A N/A 0.3 1 0.8 0.3 0.4 0.6 0.8 N/A 0.8 0.8								
304 IRREGULARIDAD													
304A Irregularidad vertical					-3 -1 -1 -2 -2 -1 -1 -1 -1 -2 -2 -1 -1								
304B Irregularidad en planta					-1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1								
305 CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
305A Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción					0 -0 -1 -1 -1 -1 -0 -1 -1 -1 -1 -1 -0								
305B Construido en etapa de transición (desde 1977 pero antes de 2001)					0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0								
305C Post código moderno (construido a partir de 2001)					1 N/A 2.8 1 1 2.4 1.4 1 1.4 1.4 1 1.6 1								
306 SUELO													
306A Tipo de suelo C					0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0 -0								
306B Tipo de suelo D					0 -1 -1 -1 -1 -1 -0 -1 -1 -1 -1 -1 -0								
306C Tipo de suelo E					0 -1 -0 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1 -1								
307 PUNTAJE FINAL													
400 GRADO DE VULNERABILIDAD													
401 S menor a 2,0					Alta vulnerabilidad, requiere evaluación espacial								
402 S entre 2,0 y 2,5					Media vulnerabilidad								
403 S mayor a 2,5					Baja vulnerabilidad								
404 OBSERVACIONES:													
FIRMA RESPONSABLE EVALUACION													

Figura 46. Formulario.
Fuente: (NEC, 2016)

El formulario (Figura 46) presenta varios parámetros que se muestran a continuación:

3.5.1. INFORMACIÓN BÁSICA

Datos de la edificación:

- Dirección
- Nombre de la edificación
- Sitio de referencia
- Tipo de uso
- Fecha de evaluación
- Año de construcción (importante si la construcción es formal)
- Año de remodelación (importante si la construcción es formal)
- Área de construcción
- Número de pisos

Datos del profesional:

- Nombre del evaluador
- C.I.
- Registro SENESCYT

Esquemas:

- Esquema en planta
- Elevación de la edificación
- Fotografía de la edificación

3.5.2. PUNTAJES BÁSICOS

Identificación del sistema estructural

Se debe determinar correctamente el tipo de sistema estructural ya que este es el parámetro más importante, cada sistema estructural tiene un puntaje básico (índice de peligro estructural) que representa la posibilidad de daño en la estructura, a continuación, se presentan los diferentes tipos de sistemas estructurales que contempla la NEC:

- Madera (W1).
- Mampostería sin refuerzo (URM).
- Mampostería reforzada (RM).
- Mixto acero–hormigón o madera-hormigón (MX).
- Pórticos de hormigón armado (C1).
- Pórticos de hormigón armado con muros estructurales (C2).
- Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada sin refuerzo (C3).
- Hormigón armado prefabricado (PC).
- Pórtico acero laminado (SI).
- Pórtico de acero laminado con diagonales (S2).
- Pórtico de acero doblado en frío (S3).
- Pórtico de acero laminado con muros estructurales de hormigón armado (S4).
- Pórticos de acero con paredes de mampostería (S5).

Las dos viviendas presentan un sistema estructural C3 debido a que cuentan con pórticos de hormigón armado (vigas y columnas) y tienen una distribución uniforme de paredes de mampostería sin refuerzo. El puntaje básico para las dos viviendas es de 1.6. Se debe aclarar que la mampostería no es confinada ya que es construcción informal es decir sin diseño, realizada con bloques artesanales y no industriales. Esta mampostería no diseñada provocaría ante la presencia de un sismo, que las paredes del primer piso se fracturen antes que las del segundo piso causando un piso blando en el primer piso (Ochoa & Ulcuango, 2014). Se toma el sistema estructural C3 por ser el más cercano al caso de las dos viviendas de estudio.

3.5.3. MODIFICADORES

Estos modificadores representan factores que alteran el comportamiento de la edificación, los modificadores tienen un valor que depende del sistema estructural.

3.5.3.1. Altura de la edificación

- Baja altura (menores a 4 pisos), se cree que no generan riesgos considerables ante sismos leves.

- Mediana altura (4 a 7 pisos)
- Gran altura (mayor a 7 pisos)

Las dos viviendas constan de dos pisos con una cubierta en la terraza por lo cual el modificador es de 0 debido a que la altura de las edificaciones es menor a 4 pisos.

3.5.3.2. Irregularidad de la edificación

Irregularidad vertical:

Irregularidad geométrica (Figura 44), se tiene esta irregularidad cuando la longitud en planta de un piso es mayor a 1.3 veces la longitud del piso contiguo ($a > 1.3b$).

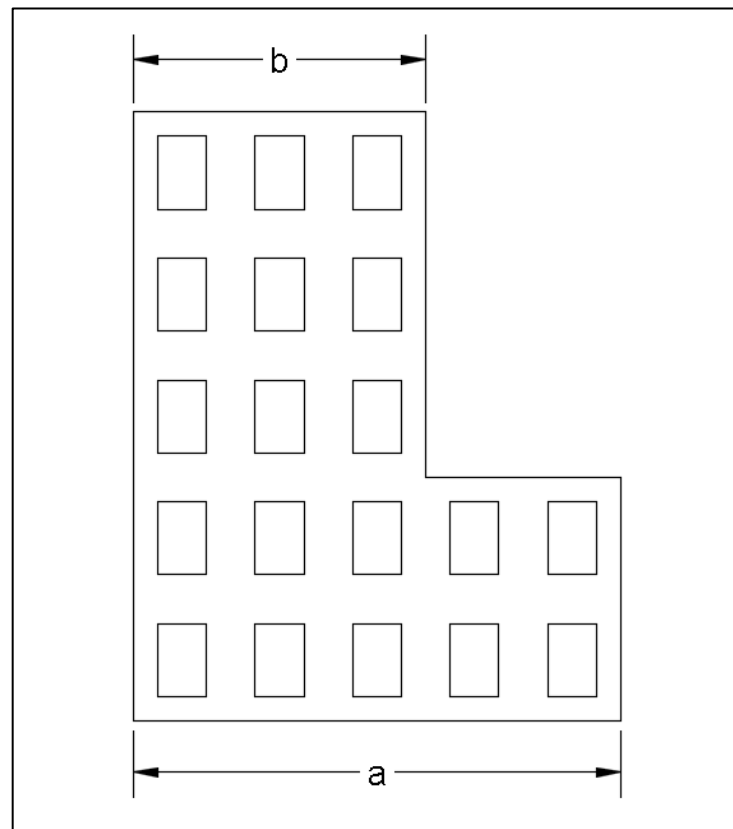


Figura 47. Irregularidad geométrica.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Irregularidad por ubicación (Figura 48), cuando la estructura está en una pendiente y esta cubre la altura de un piso o más.

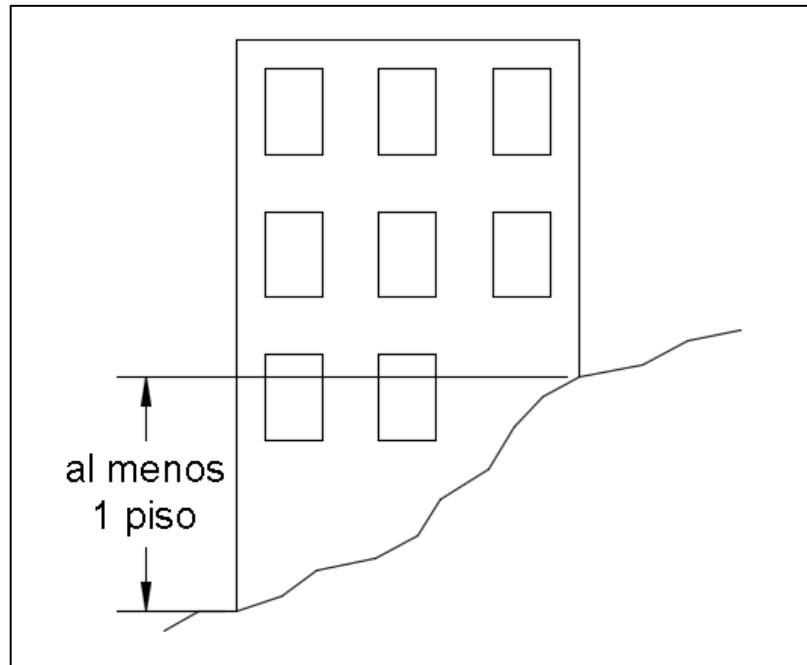


Figura 48. Irregularidad por ubicación.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Piso débil (Figura 49), se tiene esta irregularidad cuando la rigidez en un piso es muy inferior a la de los demás pisos, esto se suele dar por la disminución de muros o mampostería estructural.

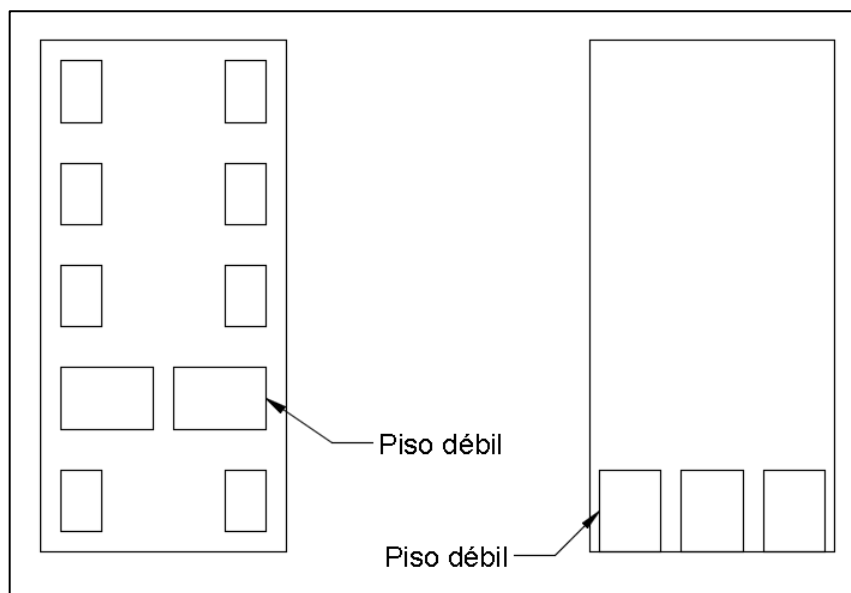


Figura 49. Piso débil.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Columna corta o larga (Figura 50), cuando la estructura tiene columnas o muy cortas o muy largas, se suelen encontrar en mezanines.

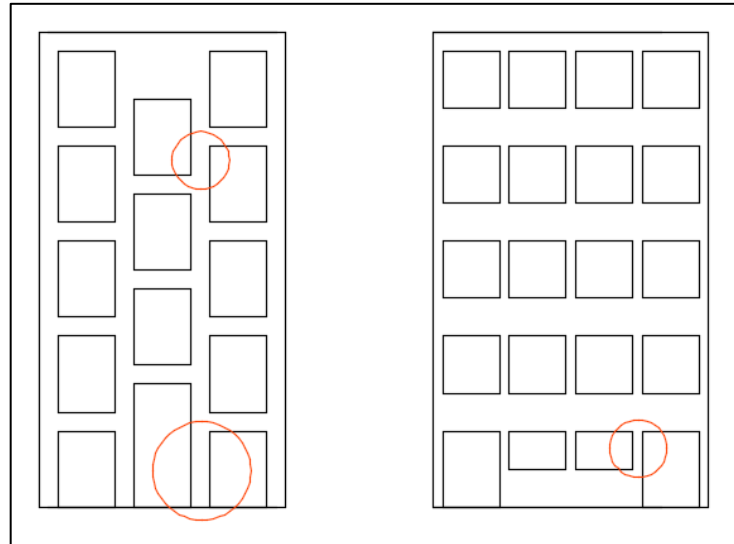


Figura 50. Columna corta o larga.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas (Figura 51), cuando los elementos verticales como columnas o muros no son continuos.

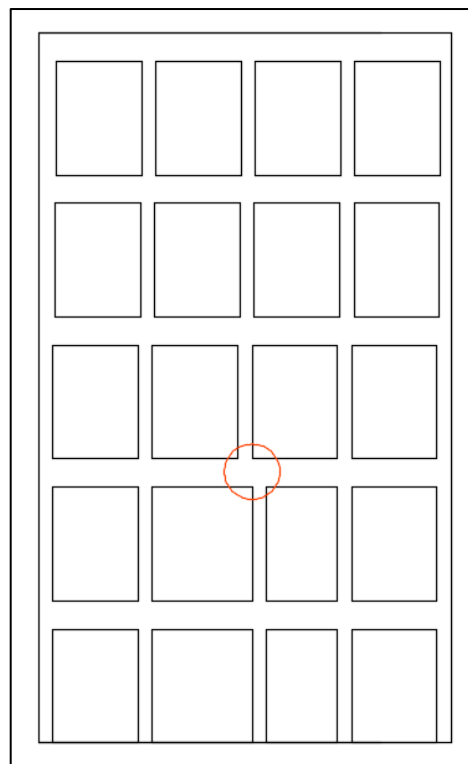


Figura 51. Ejes verticales discontinuos.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Distribución de masa (Figura 52), cuando en un piso, su masa resulta ser mayor a 1.5 veces la masa de los pisos contiguos exceptuando el piso de cubierta.

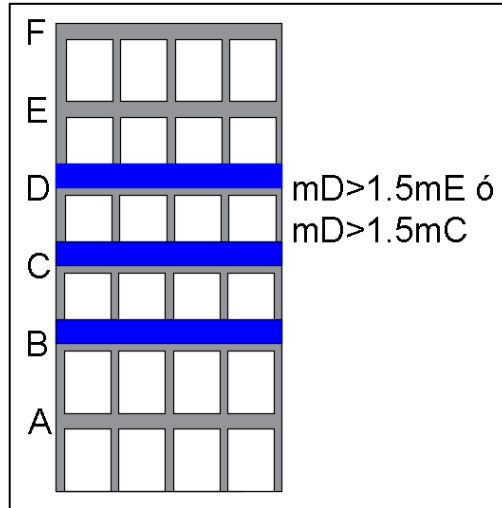


Figura 52. Distribución de masa.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Piso flexible (Figura 53), cuando la rigidez de un piso respecto a la rigidez del piso superior es menor al 70% o cuando su rigidez respecto al promedio de rigidez de los 3 pisos superiores es menor al 80%.

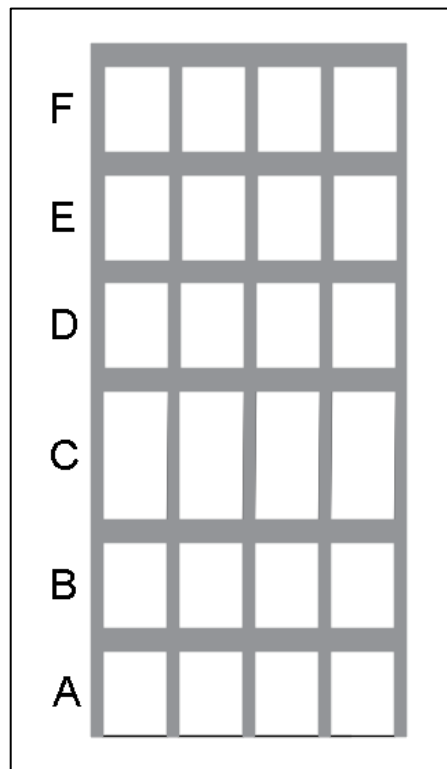


Figura 53. Piso flexible.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Adiciones (Figura 54), se presenta esta irregularidad cuando existen la adición de uno o más pisos respecto al diseño original.



Figura 54. Adiciones.

Fuente: (NEC, 2016).

Las dos viviendas presentan problemas de columna corta y la vivienda A también presenta un eje vertical discontinuo en una columna que nace en el descanso de la grada por lo que las dos viviendas tienen un modificador de -1 en irregularidad vertical.

Irregularidad en planta:

Forma (Figura 55), se tiene esta irregularidad cuando la forma en planta de la estructura presenta forma de E, U, I, T, L o cruz sin que presente separaciones como juntas constructivas.

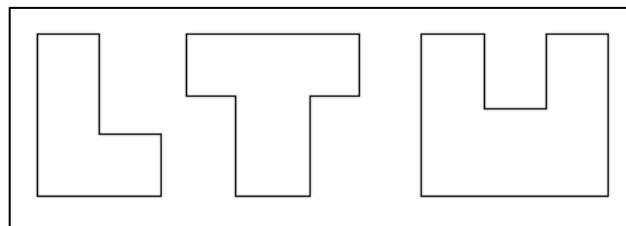


Figura 55. Forma.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Discontinuidades en el sistema de piso (Figura 56), se presenta cuando la estructura tiene aberturas, entrantes o huecos que tengan más del 50% del área en planta.

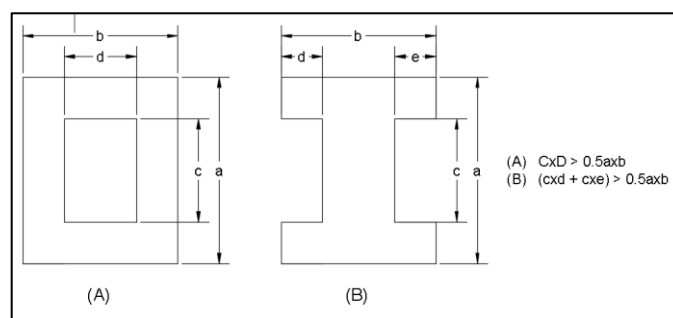


Figura 56. Discontinuidad en planta.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Ejes estructurales no paralelos (Figura 57), esta irregularidad se presenta en los ejes estructurales que no presentan paralelismo respecto a los ejes principales de la edificación.

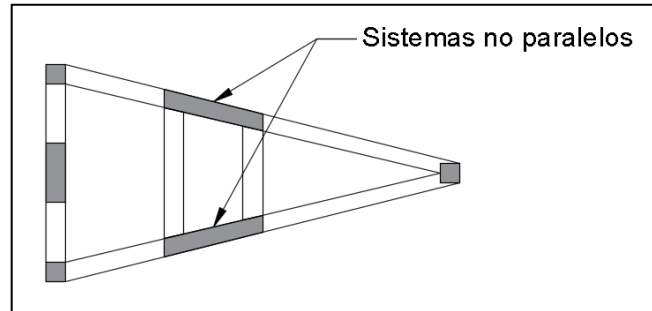


Figura 57. Ejes estructurales no paralelos.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Torsional (Figura 58), cuando el centro de masas y el centro de rigidez no coinciden o por la existencia de rigidez excéntrica.

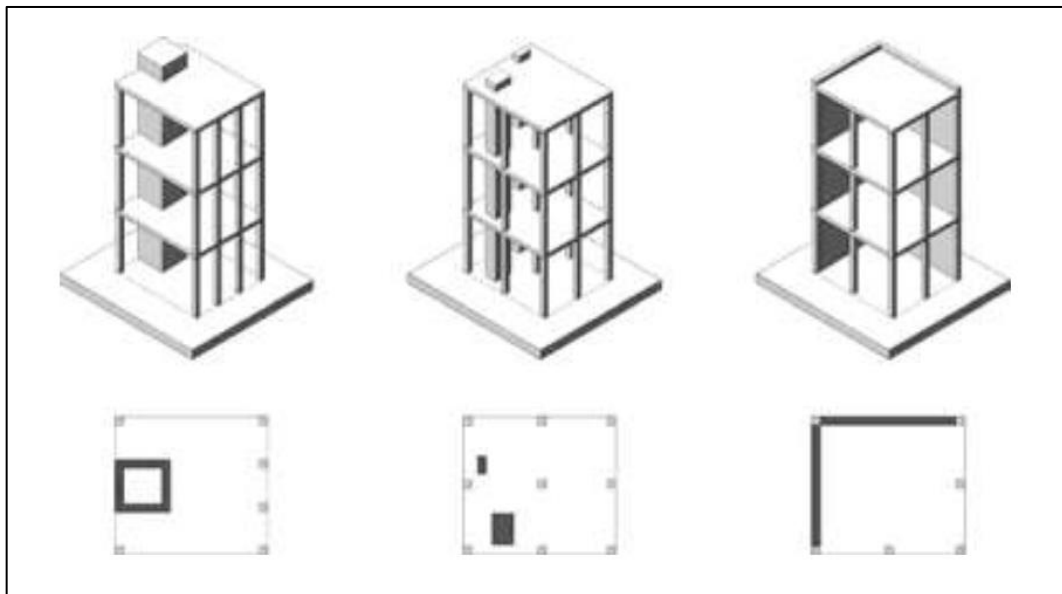


Figura 58. Torsional.

Fuente: (NEC, 2016).

Adiciones (Figura 59), se presenta esta irregularidad cuando existen adiciones sin juntas constructivas respecto al diseño original.



Figura 59. Adiciones.

Fuente: (NEC, 2016).

La vivienda B presentan una configuración en planta en forma de L por lo que esta tiene un modificador de -0.5 en irregularidad en planta.

Código de la construcción:

Para construcciones que no fueron realizadas bajo ningún código de construcción se tomará la opción de pre-código.

- Pre-código o auto construcción (construcciones anteriores a 1977).
- Construido entre 1977 y 2001.
- Post código moderno construcciones a partir del 2001

Las dos viviendas fueron construidas informalmente por lo que entrarían en la categoría de pre-código por ser de auto construcción por lo tanto tienen un modificador: -0.2.

Tipo de suelo:

- Suelo tipo C
- Suelo tipo D
- Suelo tipo E

Las dos viviendas se encuentran construidas sobre un suelo tipo D por lo que tienen un modificador por tipo de suelo de -0.4.

3.5.4. PUNTAJE FINAL (S)

El puntaje final S se obtiene sumando al puntaje básico todos los valores de los modificadores (altura, irregularidad, código de construcción y tipo de suelo), este puntaje final se puede encontrar entre tres rangos.

- $S < 2.0$, alta vulnerabilidad, requieren ser evaluadas.
- $2.0 < S < 2.5$, mediana vulnerabilidad.
- $S > 2.5$, baja vulnerabilidad.

El formulario de evaluación visual rápida correspondiente a la vivienda A y B se encuentran en las figuras 57 y 58 respectivamente. El puntaje final S correspondiente a la vivienda A y B es 0, por esto las viviendas se encuentran en el grupo más bajo por lo que presentan una alta vulnerabilidad y requieren ser evaluadas por un profesional calificado en diseño de estructuras.

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES																	
100	ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACION DE LA EDIFICACION A EVALUARSE				101	DATOS EDIFICACION											
					102	Nombre de la Edificación:											
					103	Dirección:											
					104	Sitio de referencia:											
					105	Tipo de uso:											
					106	Número de pisos:											
					107	DATOS CONSTRUCCION											
					108	Area construida:											
					109	Año de construcción:											
					110	Año de remodelación:											
					111	DATOS DEL PROFESIONAL											
					112	Nombre del evaluador											
					113	Cédula del evaluador											
					114	Registro SENESCYT											
					114 a	Cargo											
					115	FOTOGRAFIAS											
200	TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL				207	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo				C3	X						
201	MADERA	URM			208	H. Armado prefabricado				PC							
202	Mampostería sin refuerzo	URM			209	Pórtico Acero Laminado				S1							
203	Mampostería reforzada	RM			210	Pórtico Acero Laminado con diagonales				S2							
204	Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			211	Pórtico Acero Doblado en frío				S3							
205	Pórtico Hormigón Armado	C1			212	Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón				S4							
206	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2			213	Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque				S5							
300	PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S																
301	PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA				TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL												
		W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5			
302	Puntaje básico				4.4	1.8	2.8	1.8	3	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
303	ALTURA																
303A	baja altura (menor a 4 pisos)				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
303B	mediana altura (4 a 7 pisos)				N/A	N/A	0.4	0.2	0	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
303C	gran altura (mayor a 7 pisos)				N/A	N/A	N/A	0.3	1	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
304	IRREGULARIDAD																
304A	Irregularidad vertical				-3	-1	-1	-2	-2	-1	-1	-1	-1	-2	-2	-1	-1
304B	Irregularidad en planta				-1	-1	-1	-1	-1	-1	-0.5	-1	-1	-1	-1	-0.5	-0.5
305	CODIGO DE LA CONSTRUCCION																
305A	Pre-código moderno (construido antes de 1977) o auto construcción				0	-0	-1	-1	-1	-1	-0.2	-1	-1	-1	-1	-0.8	-0.2
305B	Construido en etapa de transición (desde 1977 pero antes de 2001)				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
305C	Post código moderno (construido a partir de 2001)				1	N/A	2.8	1	1	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1
306	SUELO																
306A	Tipo de suelo C				0	-0	-0	-0	-0	-0	-0.4	-0	-0	-0	-0	-0.4	-0.4
306B	Tipo de suelo D				0	-1	-1	-1	-1	-1	-0.4	-1	-1	-1	-1	-0.6	-0.4
306C	Tipo de suelo E				0	-1	-0	-1	-1	-1	-0.8	-1	-1	-1	-1	-1.2	-0.8
307	PUNTAJE FINAL																
400	GRADO DE VULNERABILIDAD																
401	S menor a 2,0				Alta vulnerabilidad, requiere evaluación espacial								X				
402	S entre 2,0 y 2,5				Media vulnerabilidad												
403	S mayor a 2,5				Baja vulnerabilidad												
404	OBSERVACIONES:																
	FIRMA RESPONSABLE EVALUACION																

Figura 61. Evaluación visual rápida – Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

CAPÍTULO 4.

ENSAYOS IN SITU Y DE LABORATORIO

Con el objetivo de modelar las viviendas de manera más real se realizaron ensayos en campo y de laboratorio en los materiales que componen la mayoría de las dos estructuras, como el hormigón, acero de refuerzo y el suelo, estos ensayos se realizaron bajo las regulaciones actuales de las normas NEC, ACI, ASCE, INEN y ASTM, con los respectivos resultados se tendrán las propiedades mecánicas de dichos materiales necesarios para realizar el modelo.

Para ello se realizó ensayos de suelos y ensayos no destructivos, los ensayos no destructivos se refieren a cualquier prueba realizada en materiales que no cambian permanentemente sus características físicas, químicas, mecánicas o dimensionales, es decir que el material que se está ensayando no se romperá, estos ensayos no destructivos son muy importantes en el control de calidad, un ensayo típico no destructivo es el de vibraciones ambientales para encontrar el periodo fundamental de una estructura.

4.1. ENSAYOS DE SUELOS

4.1.1. Clasificación de suelos-SUCS

EL ensayo SUCS se lo realizó en base a la norma ASTM D2487-17: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, este ensayo permite la clasificación de suelos en base a las características del tamaño de las partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad previamente determinados en laboratorio (ASTM D2487 – 17, 2017).

Descripción del ensayo

El ensayo consiste en determinar el contenido de humedad de la muestra de suelo mediante el método de secado al horno para obtener la relación entre el peso de agua existente y el peso de partículas sólidas, luego pasar por un proceso de granulometría ya sea por tamizado o hidrómetro para finalmente clasificar el suelo mediante los límites líquido y plástico del suelo.

Muestra

Para obtener la muestra se seleccionó una ubicación adecuada cerca de la cimentación para recolectar una muestra no perturbada de suelo, luego se definió un área de excavación para realizar una calicata de 1x1 m² y 2 m aproximadamente de profundidad (Figura 62-A), a partir de esa profundidad se extrajo la muestra de suelo de 50cm x 50cm x 50cm (Figura 62-B), posterior a eso, se envolvió la muestra de suelo en una película de plástico, que actúa como aislante para mantener su estado original (Figura 62-C).

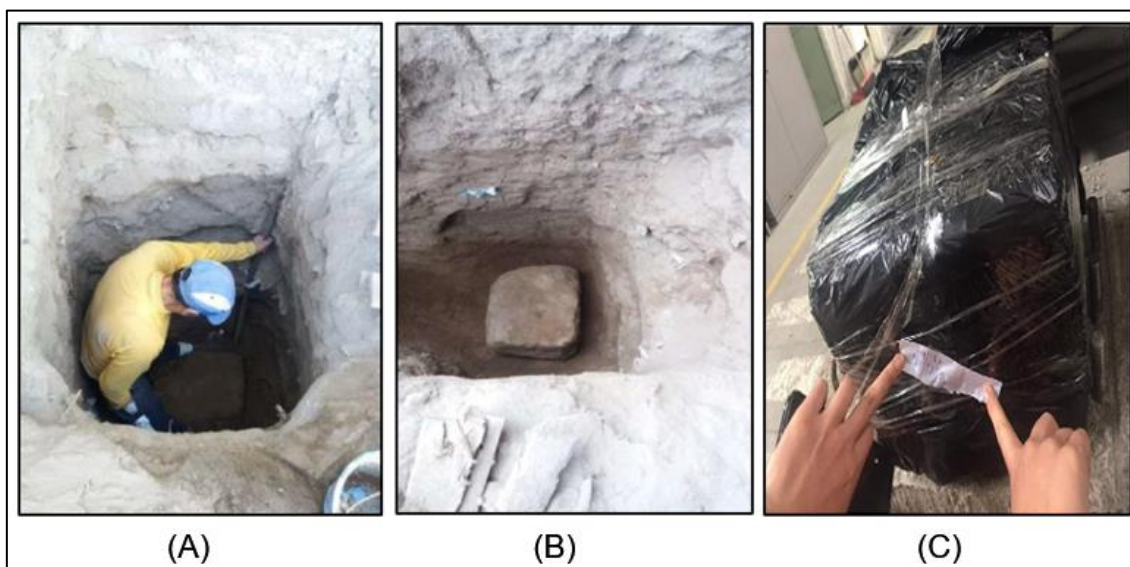


Figura 62. Proceso de excavación para obtener muestra de suelo.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Resultados obtenidos

La tabla 2 se resume los resultados obtenidos del ensayo para la clasificación SUCS para las dos viviendas.

Tabla 2.

Resultados de la Clasificación SUCS.

Contenido de humedad (%)	Porcentaje pasante-tamiz N° 200 (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad (%)	CLASIFICACIÓN SUCS
10	52.5	NP	NP	NP	ML

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

De acuerdo con los resultados obtenidos, el suelo se clasifica como suelo de grano fino, limoso con límite líquido alto (ML), ya que menos del 50% de masa seca de la muestra pasó el tamiz N°200 y según la NEC corresponde a un suelo tipo D.

4.1.2. Corte directo en suelos

La prueba de corte directo, fundamentada en estándares se lo realizó con la norma ASTM D3080/D3080M-11: *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, este ensayo permite determinar la resistencia a corte de un suelo ya sea inalterada o remoldada, generalmente, se realizan tres o más ensayos en una muestra de suelo, cada una con una carga normal diferente, para determinar los efectos sobre la resistencia al corte y el desplazamiento (ASTM D3080/D3080M – 11, 2011).

Descripción del ensayo

El ensayo consiste en colocar una muestra de suelo en un dispositivo de corte directo, aplicar una carga normal predeterminada, consolidar la muestra bajo la carga normal, desbloquear la mitad de la caja de corte que contiene la muestra de suelo y cortar dicha muestra desplazando una caja cortante, la mitad lateralmente con respecto a la otra caja cortante a una velocidad constante mientras se mide la fuerza de corte, el desplazamiento lateral relativo y el desplazamiento normal. La velocidad de corte debe ser lo suficientemente lenta para garantizar condiciones de agotamiento.

Muestra

Se utilizó una parte de la muestra de suelo de 50cm x 50cm x 50cm descrito anteriormente (Figura 63), se remoldó 3 muestras a la máxima densidad seca y humedad óptima, luego se talló las muestras sobredimensionadas respecto al diámetro interior del dispositivo de corte directo y a la longitud del tallador. El diámetro y espesor de los especímenes fue de aproximadamente 75 mm y 60 mm respectivamente.



Figura 63. Muestra de suelo para ensayo de corte directo.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Resultados obtenidos

En la tabla 3 y figura 64 se resume los resultados obtenidos del ensayo de corte directo para el suelo de las dos viviendas.

Tabla 3.

Resultados del ensayo de Corte directo.

Muestra	1	2	3
Área (cm ²)	18.17	18.10	18.10
Densidad (gr/cm ³)	1.29	1.32	1.27
Humedad Nat. (%)	4.67	4.13	4.71
Esf. Normal (kg/cm ²)	1.00	2.00	4.00
Esf. Cortante (kg/cm ²)	0.949	1.550	2.497
Def. Lateral (x10-2 mm)	500	500	500

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

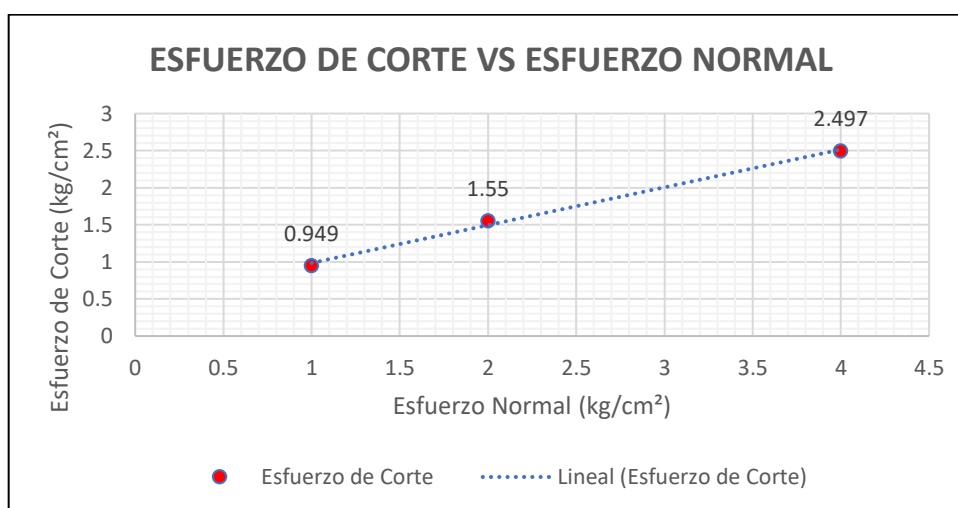


Figura 64. Curva Esfuerzo de corte vs Esfuerzo normal.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se alcanzó su esfuerzo de corte máximo en las 3 muestras aproximadamente a los 5 mm de deformación lateral y se obtuvo esfuerzos cortantes directamente proporcionales a los esfuerzos normales aplicados.

4.1.3. Triaxial no consolidada no drenada (UU)

El ensayo de triaxial UU se lo realizó en base a la norma ASTM D2850-15: *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, este ensayo permite determinar las propiedades de resistencia no drenadas y las relaciones de esfuerzo desviador vs deformación vertical de una muestra cilíndrica de un suelo inalterado, compactado o remoldado (ASTM D2850 - 15, 2015).

Descripción del ensayo

La prueba consiste en someter la muestra a una presión hidrostática confinada y a una carga axial a una velocidad constante en una cámara triaxial. La consolidación o el drenaje durante la fase de compresión de la aplicación de presión hidrostática o la prueba no está permitida en ninguna etapa. Las características de resistencia del suelo estarán expresadas por la fuerza total, es fundamental obtener la envolvente de daño de cada muestra, que es función del círculo de Mohr, y determinar el ángulo de cohesión y fricción.

Muestra

Con una parte de la muestra de suelo de 50cm x 50cm x 50cm extraída de campo, se moldeó tres cilindros de suelo con un diámetro y una altura ligeramente mayores que el tamaño del tallador para que, el exceso de suelo se pueda eliminar utilizando un cuchillo al momento de juntar la muestra con el tallador (Figura 65). Se debe tener cuidado para evitar grietas en el cilindro de suelo. Las superficies superior e inferior del cilindro deben ser paralelas, luego con la ayuda de un pequeño equipo se coló la membrana alrededor del cilindro logrando un sello completamente hermético, finalmente se armó la cámara triaxial y se colocó la muestra en ella.



Figura 65. Tallado de muestras previo al ensayo de Triaxial.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Resultados obtenidos

La tabla 4 y figuras 66 y 67 resumen los resultados obtenidos del ensayo triaxial para el suelo de las dos viviendas.

Tabla 4.

Resultados del ensayo Triaxial

Muestra	1	2	3
Esfuerzo Aplic. (kg/cm ²)	0.5	1.0	2.0
Esf. Desv. Máx (kg/cm ²)	3.74	5.03	7.67
Densidad (kg/cm ³)	1.58		
Humedad (%)	3.65		
Cohesión (kg/cm ²)	0.66		
Ángulo de fricción (°)	34.61		

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J

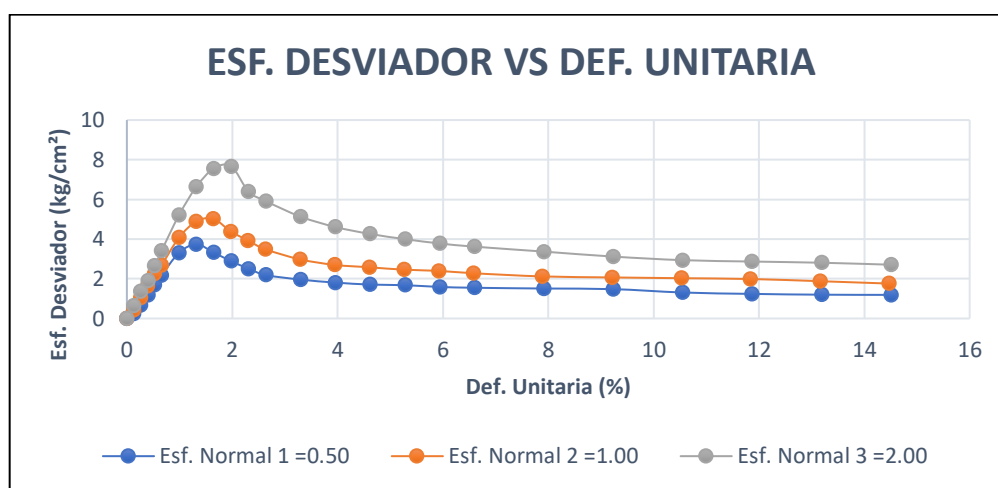


Figura 66. Curvas Esfuerzo desviador vs Deformación unitaria vertical.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

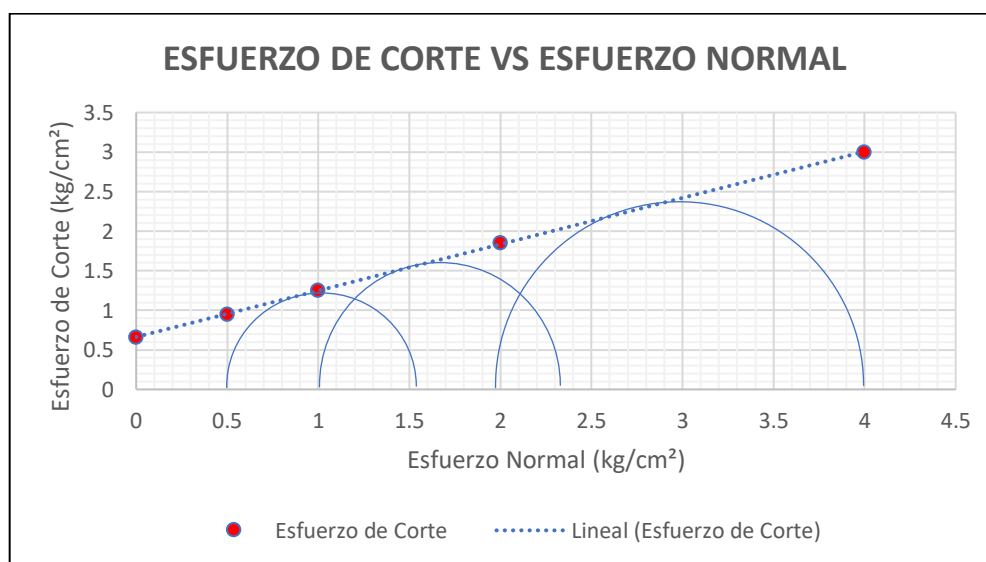


Figura 67. Envolvente de falla y círculos de Mohr.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

De acuerdo con los resultados obtenidos, el suelo alcanzó su esfuerzo máximo desviador en las 3 muestras antes del 15% de deformación unitaria, una cohesión de 0.66 kg/cm² lo que indica que la atracción entre partículas de este suelo es buena ya que su contenido de humedad es baja y finalmente un ángulo de fricción de 34.61° lo que indica que tiene una textura limosa bastante densa.

Determinación del esfuerzo admisible del suelo

Para obtener el esfuerzo del suelo admisible, se utilizaron los resultados de la prueba triaxial. Después del procesamiento adecuado de los datos y según Terzaghi, el esfuerzo del suelo último fue de 72.08 t/m² determinado con la siguiente ecuación (Das, 2011):

$$q_u = c' \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \quad (3)$$

Donde,

q_u : Capacidad de carga última

c' : Cohesión

q : Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la cimentación (Igual al diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: Factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: Factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga

El esfuerzo admisible del suelo fue de 18.02 t/m², el cual se lo obtuvo aplicando un factor de seguridad de 4 en la siguiente ecuación (Das, 2011):

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} \quad (4)$$

Donde,

q_{perm} : Capacidad de carga permisible

q_u : Capacidad de carga última

FS : Factor de seguridad

Finalmente, para comprender el comportamiento del suelo se determinó el coeficiente de Balasto igual a 2162.52 t/m² mediante la siguiente ecuación (Bowles, 1996):

$$k = 120 * \sigma_{adm} \quad (5)$$

Donde,

k : Módulo de reacción del subsuelo o coeficiente de Balasto en t/m²

σ_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo en t/m²

Resumen de resultados para el esfuerzo admisible del suelo

La tabla 5 resume el esfuerzo admisible y el coeficiente de Balasto para el suelo de las viviendas en estudio.

Tabla 5.

Esfuerzo último y admisible y coeficiente de Balasto para el suelo en estudio

Esfuerzo Último (t/m ²)	72.08
Esfuerzo Adm. (t/m ²)	18.02
Coef. Balasto (t/m ²)	2162.52

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

4.2. ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

4.2.1. Análisis de vibraciones ambientales

La medición de vibraciones ambientales proporciona directamente información sobre los modos de vibración de la estructura. Estos modos son datos experimentales in situ, que se pueden utilizar para determinar el período fundamental de vibración de la estructura y calibrar el modelo computacional, a fin de representar mejor el comportamiento dinámico de la estructura existente y realizar una mejor evaluación de su vulnerabilidad (Gueguen, y otros, 2014).

Descripción del ensayo

La prueba consiste en colocar sensores de aceleración sísmica en cada terraza de la casa, partiendo de la parte más alta del edificio, y registrar la señal de vibración ambiental del edificio durante no menos de 15 minutos (Parra & Sarango, 2016). Esta prueba es muy rápida y eficaz porque no requiere fuerza externa ni excitación artificial para realizar la medición, sino que utiliza excitación generada directamente por el entorno (como viento, tráfico o micro terremotos).

Instrumentación

El equipo utilizado para medición de las vibraciones ambientales consistió en un acelerómetro marca TRIMBLE REF-TEK 160-03 (Figura 68), el mismo que fue provisto por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN). Este dispositivo es un sensor sísmico que puede medir la aceleración en el tiempo en tres componentes mutuamente ortogonales (longitudinal, transversal y vertical).



Figura 68. Acelerómetro marca Trimble

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Mediciones

Se utilizó un total de 3 sensores sísmicos para medir las vibraciones ambientales en las 2 viviendas adosadas, los sensores se colocaron desde el segundo piso (la parte más alta de la vivienda) hasta la planta baja y se registró las señales sin afectar el comportamiento natural de la estructura. La orientación del sensor en función al norte del dispositivo fue paralela a la longitud más larga de las viviendas, como se observa en las figuras 69 y 70.



Figura 69. Ubicación del sensor sísmico en el 2do piso

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

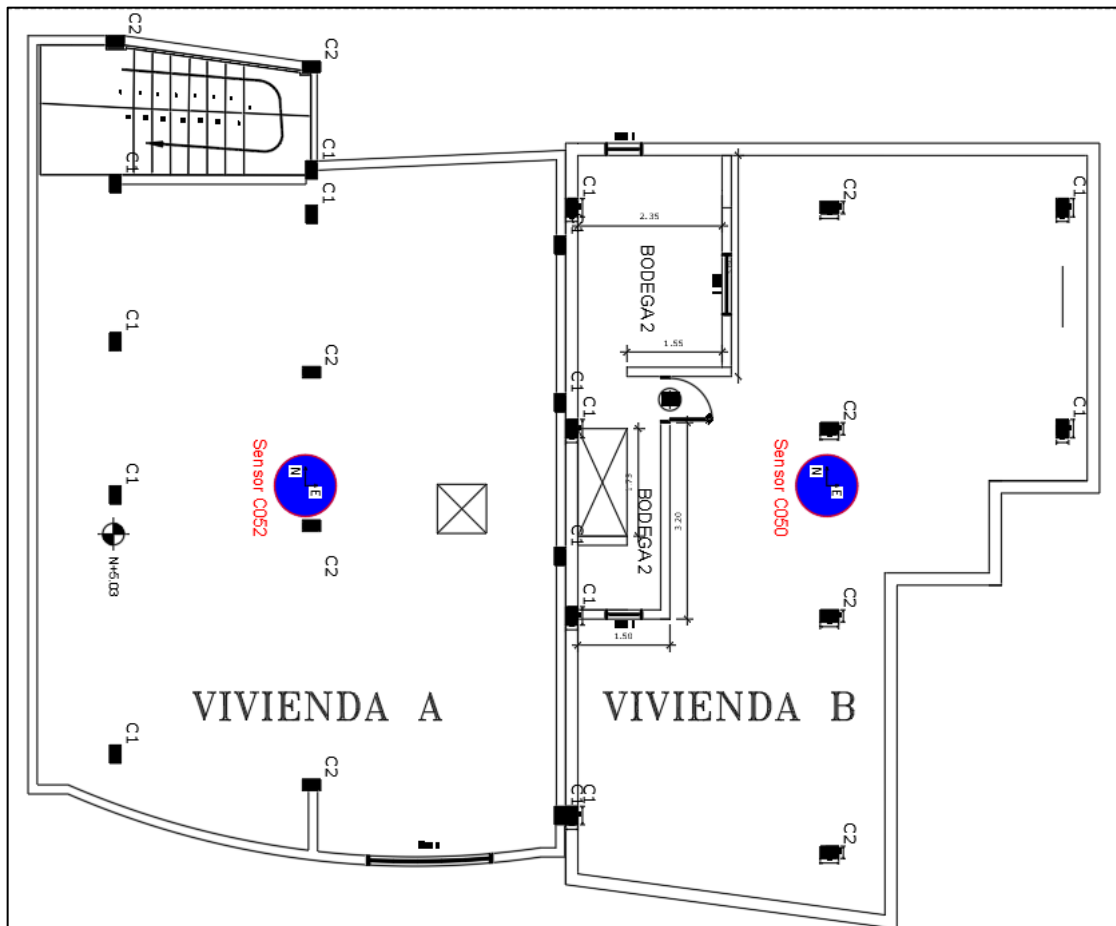


Figura 70. Ubicación de sensores sísmicos en viviendas adosadas

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J

Cálculos

Para el procesamiento de las señales, se utilizó el método de Guillier (2014) para obtener la frecuencia fundamental y el espectro de frecuencias a través de rutinas de Matlab. Posteriormente se seleccionó el pico con la mayor amplitud de la curva para encontrar la frecuencia dominante de cada vivienda como se puede apreciar en las figuras 71 y 72 (Parra & Sarango, 2016).

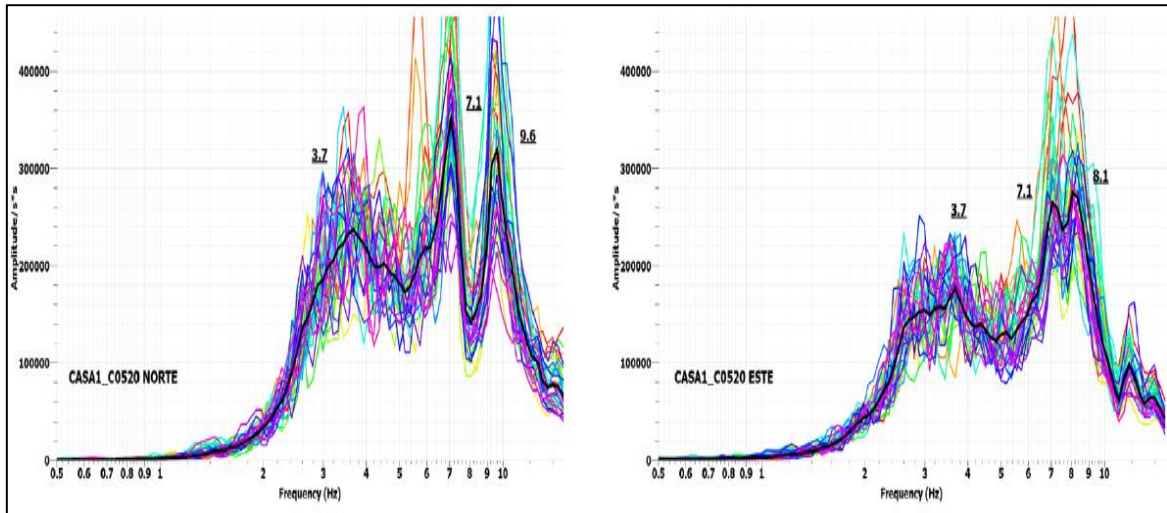


Figura 71. Espectros de frecuencias en el sentido Norte y Este de la vivienda A
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J

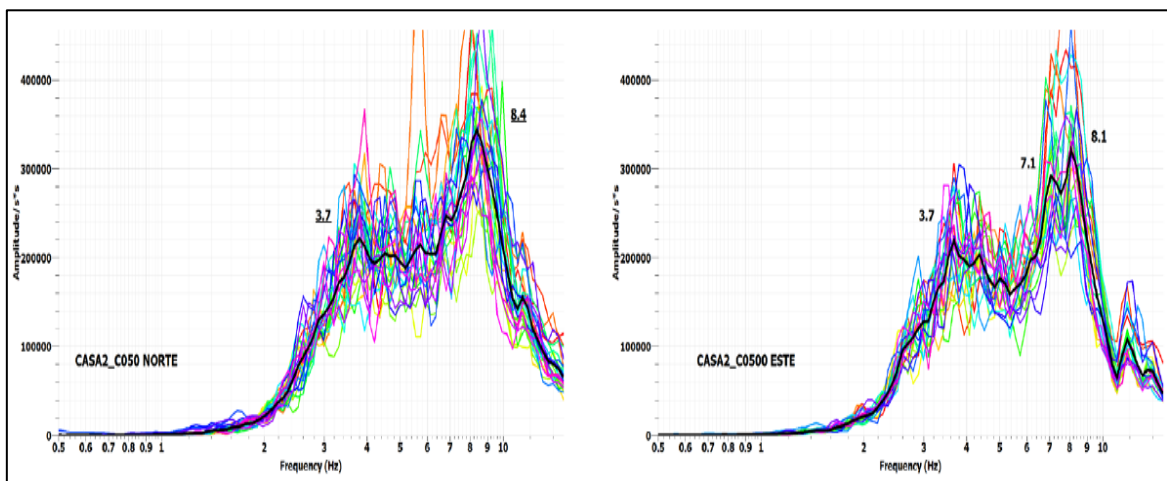


Figura 72. Espectros de frecuencias en el sentido Norte y Este de la vivienda B
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J

Resultados obtenidos

La tabla 6 resume los resultados obtenidos del ensayo de vibraciones ambientales para las dos viviendas.

Tabla 6.*Frecuencias y periodos fundamentales de las viviendas en estudio.*

RESULTADOS		Vivienda A	Vivienda B	Observaciones
ft	Frecuencia (Hz)	3.70	3.70	Frecuencia de torsión
	Periodo (s)	0.27	0.27	
ft2	Frecuencia (Hz)	7.10	-	Frecuencia de torsión
	Periodo (s)	0.14	-	
fE	Frecuencia (Hz)	8.10	8.10	Frecuencia en el sentido Este
	Periodo (s)	0.12	0.12	
fN	Frecuencia (Hz)	9.60	8.40	Frecuencia en el sentido Norte
	Periodo (s)	0.10	0.12	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

De lo observado se puede apreciar que no existe junta estructural entre viviendas, ya que las dos viviendas se mueven en el sentido Este con la misma frecuencia y el sentido norte con frecuencias similares. Además, la forma de las dos viviendas genera movimientos y frecuencias más flexibles que tienen que ver con la torsión.

4.2.2. Ensayo de rebote-Esclerómetro

El ensayo de rebote o esclerómetro se lo realizó en base a la norma ASTM C805/C805M-18: *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*, este ensayo permite estimar la resistencia in situ del hormigón si se desarrolla una correlación de cumplimiento. La resistencia del hormigón se estima utilizando un martillo de acero accionado por resorte para determinar el número de rebote del hormigón endurecido (ASTM C805/C805M – 18, 2018).

Descripción del ensayo

El ensayo consiste en un martillo de acero que golpea un pistón de metal que está en contacto con la superficie del hormigón con una energía predeterminada. Se debe medir la distancia a la que se acciona el martillo, o se debe medir la velocidad del martillo antes y después del impacto. El resultado de la prueba se informa como el número de rebotes adimensionales.

Instrumentación

Martillo de rebote: Consiste en un martillo de acero con resorte que, cuando se suelta, golpea un émbolo de metal en contacto con la superficie del hormigón (Figura 73). El martillo accionado por resorte debe viajar a una velocidad constante y reproducible.



Figura 73. Martillo Esclerométrico
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Mediciones

Para realizar las mediciones primero se debe buscar superficies de hormigón lisas y colocar el equipo de manera perpendicular a dicha superficie la cual se va a evaluar. Para cada vivienda se evaluó la resistencia del hormigón en 10 elementos y a su vez se realizaron 10 mediciones en cada uno de estos elementos, por lo tanto, la distribución de los elementos para tomar las medidas de las 2 viviendas fue de la siguiente manera: 5 columnas, 3 vigas y 2 losas para la vivienda A y 8 columnas, 1 viga y 1 losa para la vivienda B, para mejor apreciación se puede observar la figura 74.

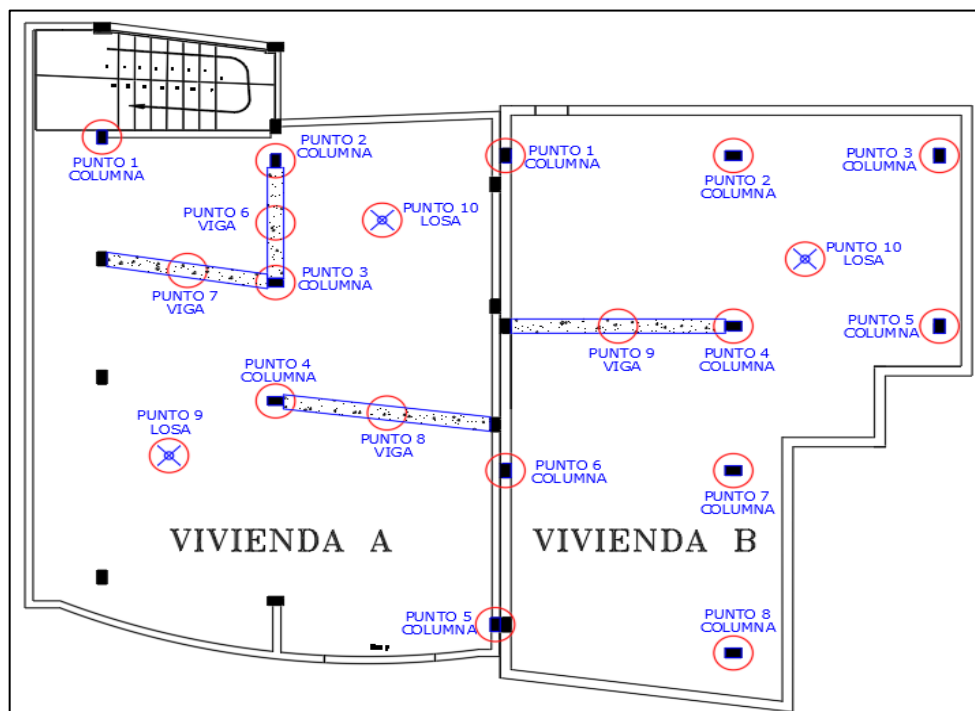


Figura 74. Esquema general de puntos de medición en las viviendas adosadas para ensayo de Esclerómetro.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J

Resultados obtenidos

En la tabla 7 y 8 se resume los resultados obtenidos del ensayo del esclerómetro para las dos viviendas con sus respectivos análisis estadísticos según la ASCE 41-17 en las tablas 9 y 10.

Tabla 7.

Mediciones esclerométricas para la vivienda A.

Punto	Orient.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	# pisos	Elemento	f'c (kg/cm ²)
1	0	24	20	22	24	20	21	24	22	24	23	2	columna	108.8864
2	90	20	21	20	22	23	21	24	23	21	24	2	viga	52.27972
3	0	20	20	20	20	28	22	20	21	20	20	3	columna	83.96037
4	0	22	23	20	21	20	19	18	22	21	21	3	columna	88.64497
5	0	20	24	20	21	23	20	18	20	22	24	3	columna	87.47103
6	90	38	38	38	37	36	38	34	33	36	39	3	viga	247.1408
7	90	26	26	26	24	23	23	25	23	23	23	3	viga	77.92215
8	90	24	24	20	20	20	21	20	21	23	22	3	losa	47.93658
9	90	22	20	20	21	20	20	22	20	20	20	3	losa	37.22963
10	0	21	21	20	20	18	18	19	19	21	20	3	columna	76.98925

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 8.

Mediciones esclerométricas para la vivienda B.

Punto	Orient.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	# pisos	Elemento	f'c (kg/cm ²)
1	0	32	28	26	26	26	28	26	28	26	28	terraza	columna	165.061
2	-90	22	20	22	24	23	20	20	20	21	21	terraza	viga	139.605
3	-90	24	22	21	22	23	21	22	21	22	23	terraza	losa	149.385
4	0	24	22	22	24	23	23	21	26	21	20	2	columna	107.681
5	0	27	26	24	25	20	24	20	24	24	24	2	columna	133.388
6	0	26	26	24	27	29	25	26	25	27	26	2	columna	154.799
7	0	22	22	22	20	21	20	19	19	21	21	2	columna	88.645
8	0	28	25	26	26	26	24	26	26	26	25	1	columna	150.982
9	0	27	24	26	27	27	28	28	28	29	28	1	columna	172.835
10	0	24	23	24	24	24	25	23	22	23	25	1	columna	124.728

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 9.

Análisis estadístico de las mediciones esclerométricas para la vivienda A y B.

	VIVIENDA A	VIVIENDA B
n	10	10
Promedio (\bar{x})	90.85	138.71
Varianza (s^2)	31337.95	607.63
Desviación Estándar (S)	56.02	24.65
Coficiente de Variación (CV)	0.62	0.18

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 10.*Resistencia a compresión y Módulo de elasticidad para la vivienda A y B.*

	VIVIENDA A	VIVIENDA B
Resist. a la Compresión del hormigón (kg/cm ²)	77.71	113.34
Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	110190.34	133073.68

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede observar que el coeficiente de variación de la vivienda A es del 62% y el coeficiente de variación de la vivienda B es del 18%. Según ASCE 41-17, este valor debe ser menor al 20% para ser verificado (ASCE/SEI 41-17, 2017). Por lo tanto, la casa A no cumple lo especificado porque la resistencia a la compresión obtenida por el esclerómetro tiene un amplio rango de dispersión, mientras que para la vivienda B si cumple. Por tanto, la resistencia a la compresión final del hormigón en la casa A fue muy baja, 77,71 kg / cm², y la resistencia a la compresión final del hormigón en la casa B fue ligeramente mejor, 113,34 kg / cm², estos resultados de resistencia se los determinó en base al ACI 562 (ACI 562M-13, 2013), pero en general los resultados de resistencia fueron bajos. Según NEC-15, la resistencia mínima a la compresión del hormigón es de 210 kg/cm². Para calcular el módulo de elasticidad del concreto, la fórmula $E_c = 12500 * \sqrt{f'_c}$ representa las condiciones de los pétreos, cemento y agua comúnmente utilizadas en Ecuador.

Si bien es cierto este ensayo no debe reemplazar un ensayo de extracción de núcleos según la (ASCE/SEI 41-17, 2017) porque generalmente este método del esclerómetro tiene un coeficiente de variación alto ya que prácticamente el ensayo del esclerómetro no es un ensayo propiamente, pero es una opción viable para estudios de viviendas informales en las que se tenga bajos recursos económicos. Para el caso de la vivienda A en la cual se obtuvo un coeficiente de variación alto se optó por descartar los valores extremos de las 10 mediciones tomadas según la misma norma (ASTM C805/C805M – 18, 2018) y hacer los cálculos nuevamente, con esto realizado el coeficiente de variación bajó de 0.62 a 0.24 por lo que se tiene una mayor certeza respecto al resultado encontrado de la resistencia a la compresión del hormigón ya que la dispersión de datos es menor, en consecuencia la resistencia a la compresión del hormigón varió mínimamente de 77.71 kg/cm² a 80.01 kg/cm², por lo que se decidió mantener el valor anterior debido a las incertidumbres del material. También se tuvo en cuenta el ensayo de

extracción de núcleos realizada en una vivienda de 3 pisos construida con características similares (informal) a nuestras viviendas en estudio la cual se encontraba en el mismo lote de nuestras viviendas, el resultado de ese ensayo de extracción de núcleos en esa vivienda fue de 90 kg/cm² (Estrada & Vivanco, 2019), de manera que si se lo compara con el ensayo del esclerómetro realizada para las viviendas en estudio la variación de resistencia a la compresión del hormigón no es significativa, concluyendo que el valor de la resistencia a la compresión del hormigón utilizado para la vivienda A es mesurado.

4.2.3. Localización de acero de refuerzo-Pachómetro

Este ensayo permite obtener información sobre el refuerzo de acero de los elementos estructurales de hormigón mediante el uso de un instrumento llamado pachómetro (González & Alloza, 2011).

Descripción del ensayo

El ensayo consiste en colocar el dispositivo en contacto con la superficie del hormigón del elemento estructural a analizar y registrar el espesor de recubrimiento, número y diámetros de las varillas.

Instrumentación

Pachómetro: Se trata de un dispositivo basado en las propiedades electromagnéticas del acero y el hormigón circundante (Figura 75), que utiliza el principio de inducción electromagnética para medir los cambios en el campo magnético generado cuando hay barras de acero (González & Alloza, 2011).

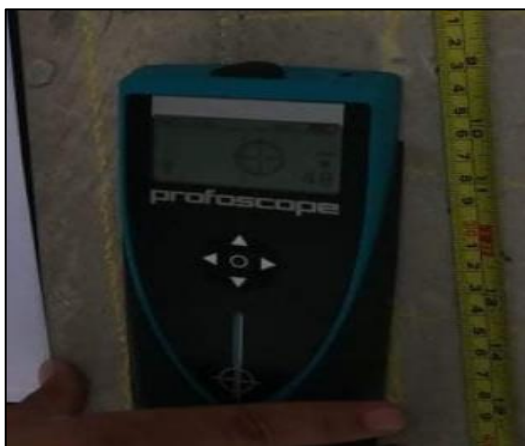


Figura 75. Dispositivo-Pachómetro
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Mediciones

Se realizó mediciones del acero de refuerzo utilizando el pachómetro en aquellos elementos en donde visualmente no eran identificables las varillas, mientras que en otros elementos en donde el acero de refuerzo era visible simplemente se registró el armado con la ayuda de un calibrador y un flexómetro como se puede apreciar en la figura 76.

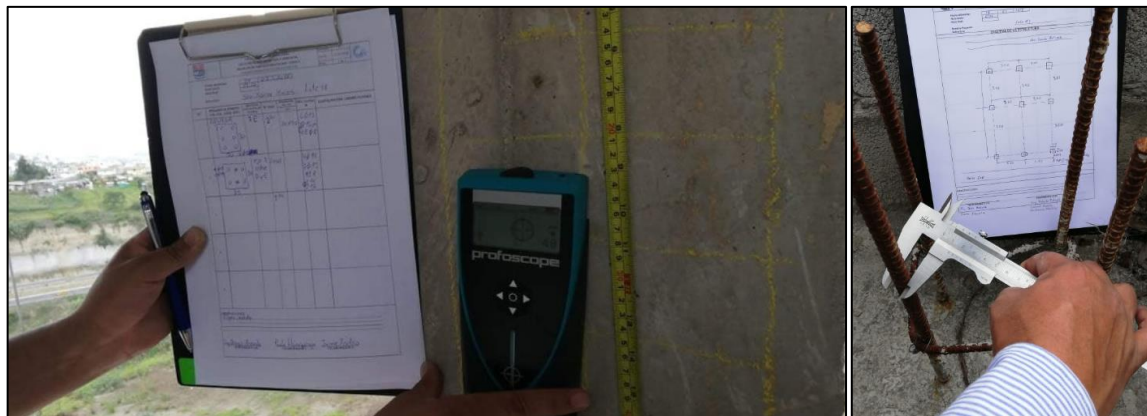


Figura 76. Ensayo con pachómetro
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Resultados obtenidos

En la tabla 11 y 12 se resume los resultados obtenidos del ensayo del pachómetro para las dos viviendas.

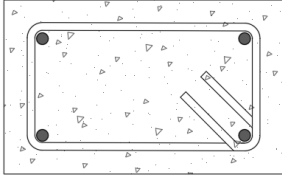
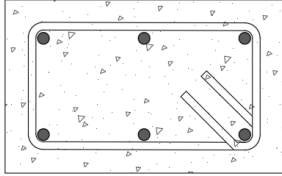
Tabla 11.

Acero de refuerzo en vigas y columnas para la vivienda A.

Esquema elemento (Vig, Col)	N° Piso	Dimensiones- Sección (cm)	Nro. Varillas (ϕ)
 Columna	2	29X18	Varillas longitudinales: 6 ϕ 12 Estribos: ϕ 6 @ 15cm
 Viga	1	30X20	Varillas longitudinales: 4 ϕ 12 Estribos: ϕ 6 @ 10cm

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 12.*Acero de refuerzo en vigas y columnas para la vivienda B.*

Esquema elemento (Vig, Col)	N° Piso	Dimensiones- Sección (cm)	Nro. Varillas (ϕ)
 <p style="text-align: center;">Columna</p>	2	30X20	Varillas longitudinales: 4 ϕ 12 Estribos: ϕ 8 @14cm
 <p style="text-align: center;">Viga</p>	1	30X20	Varillas longitudinales: 6 ϕ 12 Estribos: ϕ 8 @10cm

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

CAPÍTULO 5.

ESTUDIOS ANALÍTICOS

5.1. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

Mediante el uso de un software computacional y los resultados de los ensayos se realiza la modelación de las dos viviendas por separado para conocer el estado actual de las mismas. También se realiza un modelo unido de las dos viviendas el cual se lo realiza bajo los mismos parámetros de los modelos individuales para calibrarlo con el ensayo de vibración ambiental y consiguiente calibrar los modelos individuales.

5.1.1. ESTIMACIÓN DE CARGAS

5.1.1.1. Mampostería

La mampostería varía en su espesor ya que existen bloque de 40cm x 20cm x 12cm, 40cm x 20cm x 15cm y 40cm x 20cm x 20cm. La carga muerta de la mampostería se calculó a partir de una unidad de análisis (Figura 77), la carga de las paredes por metro cuadrado de mampostería y por metro cúbico se muestra en la tabla 13.

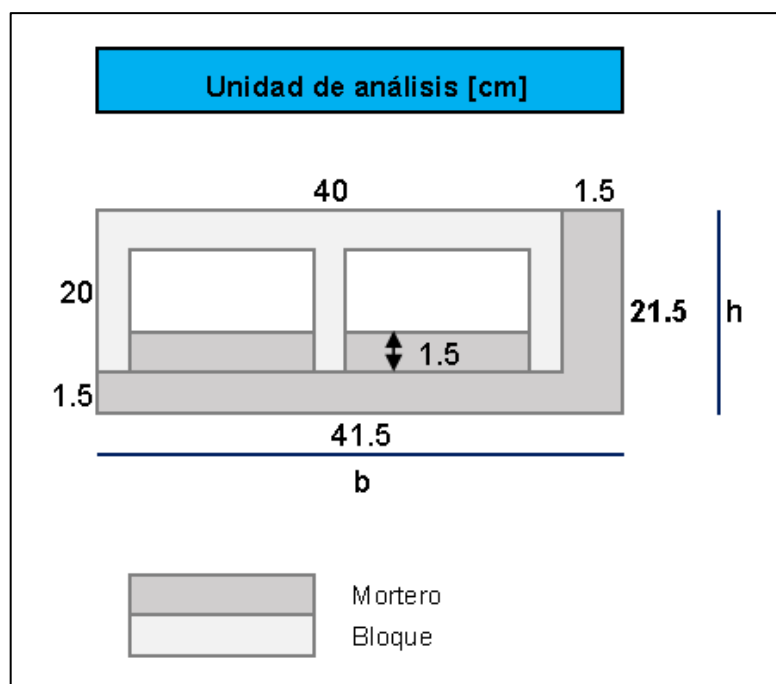


Figura 77. Unidad de análisis de la mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 13.
Carga de la mampostería.

Bloque	Carga de la mampostería	
	[kg/m ²]	[T/m ³]
40x20x12	179	1.19
40x20x15	198	1.32
40x20x20	237	1.49

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Debido a que no se pudo realizar ensayos a la mampostería se tomó como resistencia de 15 kg/cm² (Ochoa & Ulcuango, 2014)(Figura 78) obtenida de investigaciones en el país, y el módulo de elasticidad $E'm$ es 6000 kg/cm² (ecuación 2). La mampostería de bloques de 40x20x12 tiene una densidad es 1.19 T/m³ (Figura 79). La mampostería de bloques de 40x20x15 tiene una densidad es 1.32 T/m³ (Figura 80). La mampostería de bloques de 40x20x20 tiene una densidad es 1.49 T/m³ (Figura 81).

The image shows a software dialog box titled "Material Property Design Data". It contains two main sections. The first section, "Material Name and Type", has two input fields: "Material Name" with the value "Mam E=6000kg/cm2" and "Material Type" with the value "Concrete, Isotropic". The second section, "Design Properties for Concrete Materials", has three input fields: "Specified Concrete Compressive Strength, f'c" with the value "15" and unit "kgf/cm²", a checkbox for "Lightweight Concrete" which is unchecked, and "Shear Strength Reduction Factor" which is empty. At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 78. Resistencia de la mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Material Property Data

General Data

Material Name: f m= 15 [kg/cm²]-Mampostería

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: █ Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 1.19 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.121346 tonf·s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 60000 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 25000 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 79. Densidad de la mampostería de bloque 12cm.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Material Property Data

General Data

Material Name: Mam E=6000kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: █ Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00132 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000001 kgf·s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 6000 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 2500 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Figura 80. Densidad de la mampostería de bloque 15cm.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Figura 81. Densidad de la mampostería de bloque 20cm.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.1.2. Losa

La losa tiene un espesor de 20 cm que consta de una loseta de compresión de 5 cm, nervios de 10x15 cm y acabados (Figura 82). La carga muerta de la losa se calculó a partir de una unidad de análisis (Figura 83), la carga de la losa por metro cuadrado se muestra en la tabla 14.

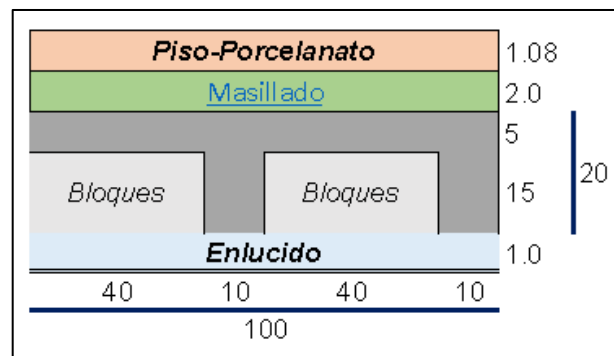


Figura 82. Losa y acabados.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

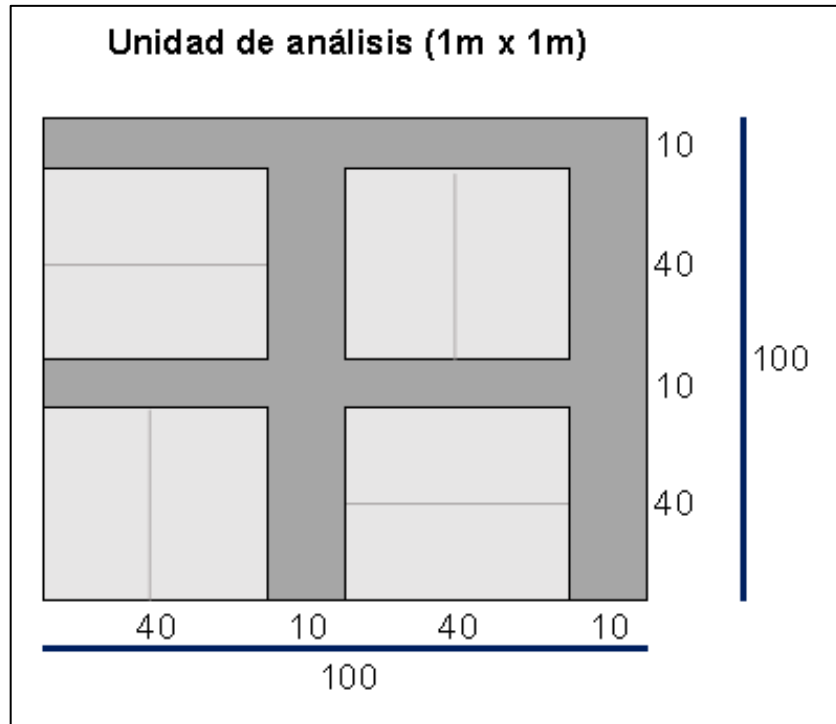


Figura 83. Unidad de análisis de la losa.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 14.

Carga de la losa.

	Carga de la losa	
	Carga muerta	Carga viva
Piso	[kg/m ²]	[kg/m ²]
1ro	412	205
2do	346	205
Cubierta grada	346	72

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Las losas tienen una densidad de 2.4 T/m^3 . La losa de la vivienda A tienen una resistencia de 77.7 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad es 110184 kg/cm^2 (Figura 84). La losa de la vivienda B tienen una resistencia de 113.3 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad $E'c$ es 133053 kg/cm^2 (Figura 85).

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf·s²/cm³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 84. Módulo elasticidad en losa, Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf·s²/cm³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Figura 85. Módulo elasticidad en losa, vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.1.3. Vigas y columnas

Las vigas tienen secciones de 30x20 cm (Figura 86) mientras las columnas de la vivienda A y B tienen secciones de 29x18 cm (Figura 87) y 30x20 cm (Figura 88) respectivamente. Tanto vigas y columnas tienen una densidad de 2.4 T/m^3 . La resistencia y el módulo de elasticidad de vigas y columnas corresponden a las de la losa de cada vivienda.

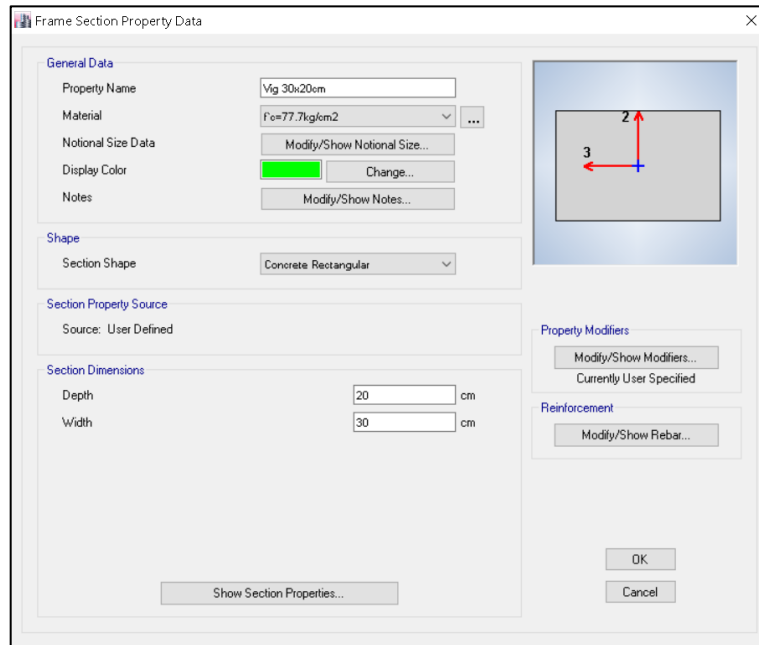


Figura 86. Sección de vigas.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

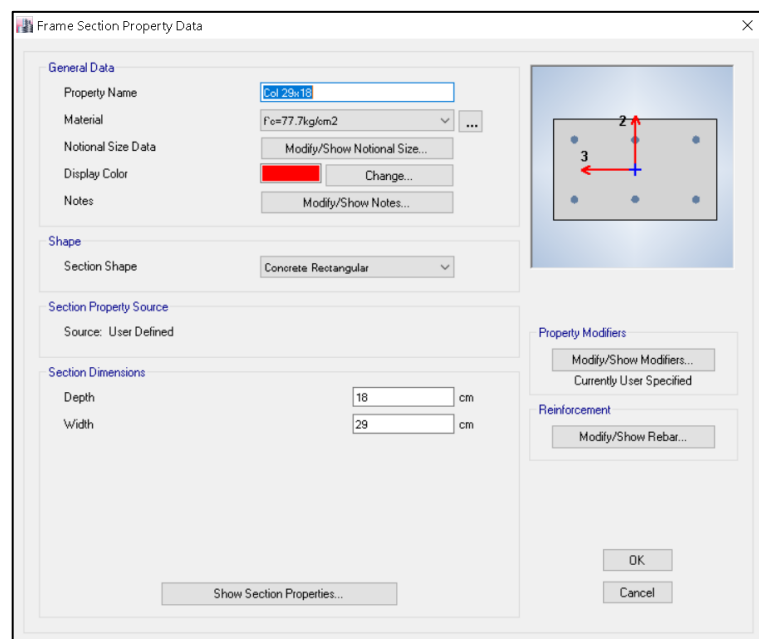


Figura 87. Sección de columnas, vivienda A.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

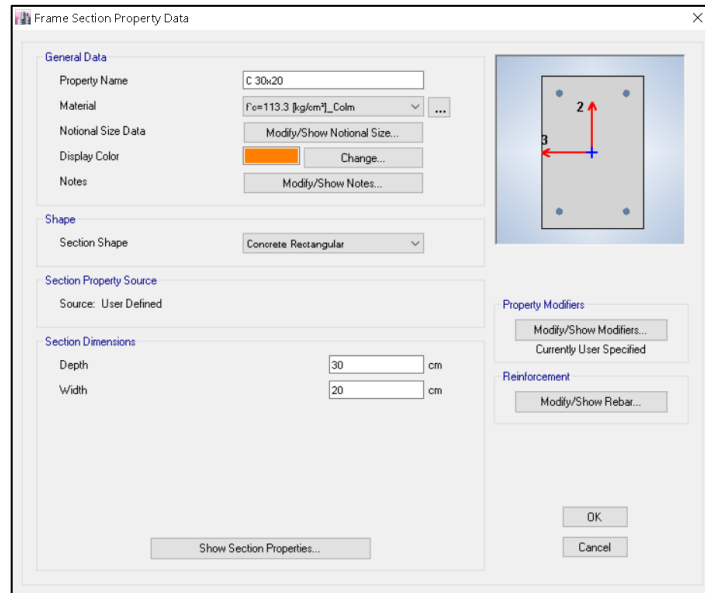


Figura 88. Sección de columnas, vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.1.4. Cimentación

La cimentación consta de las características estructurales de la losa de la vivienda B. El resorte del suelo es el obtenido por el coeficiente de balasto de 2162.485 T/m^2 (Figura 89 y 90).

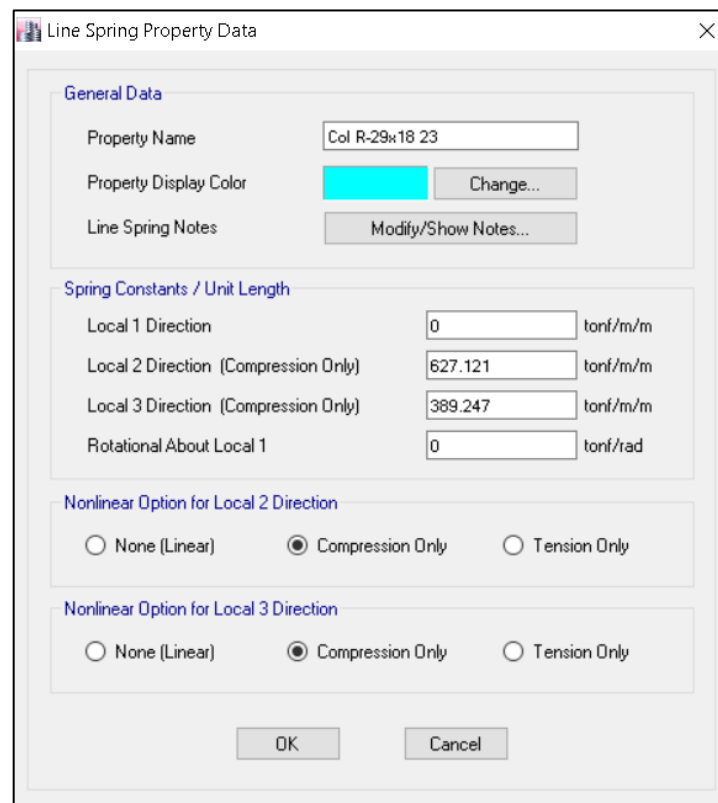


Figura 89. Resortes del suelo lineal.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Figura 90. Resortes del suelo en área.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.2. CORTE BASAL

Las dos estructuras en estudio serán evaluadas bajo la norma NEC ya que la ASCE 41-17 de evaluación y rehabilitación sísmica considera las disposiciones de las normas de diseño bajo las cuales una estructura se diseña originalmente para la evaluación y cumplimiento de su norma (ASCE/SEI 41-17, 2017).

5.1.2.1. Zonificación sísmica, factor z y coeficientes del perfil de suelo

Las viviendas se encuentran en la zona sísmica V (Figura 91) con un factor z de 0.4. El tipo de suelo es D, obtenido de los ensayos de laboratorio. En base al factor Z y al tipo de perfil del suelo se obtienen los siguientes valores a los coeficientes F_a , F_d y F_s :

- F_a , coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, es 1.2.
- F_d , amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, es 1.19.
- F_s , comportamiento no lineal de los suelos, 1.28.

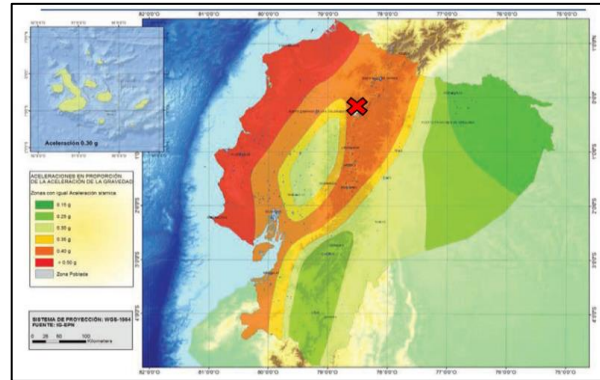


Figura 91. Zonas sísmicas del Ecuador.

Fuente: (NEC-15-SE-DS, 2014)

5.1.2.2. Espectro de diseño

Los siguientes factores se obtienen en base al espectro de diseño en aceleración presentado por la NEC-15 (Figura 92). En base a los coeficientes del perfil del suelo los periodos límite de vibración del espectro sísmico en aceleración son:

- $T_o = 0.127$
- $T_c = 0.698$

La relación de amplificación espectral, η , es 2.48 para provincias de la sierra y el factor r es 1 para suelo tipo D. El valor de S_a en la meseta es 1.19 g. El espectro de respuesta obtenido para las viviendas se observa en la figura 93.

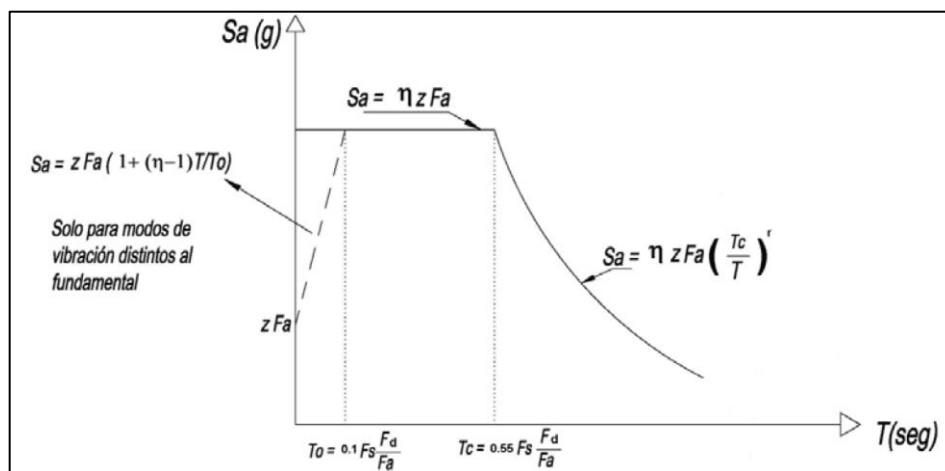


Figura 92. Espectro de Diseño.

Fuente: (NEC-15-SE-DS, 2014)

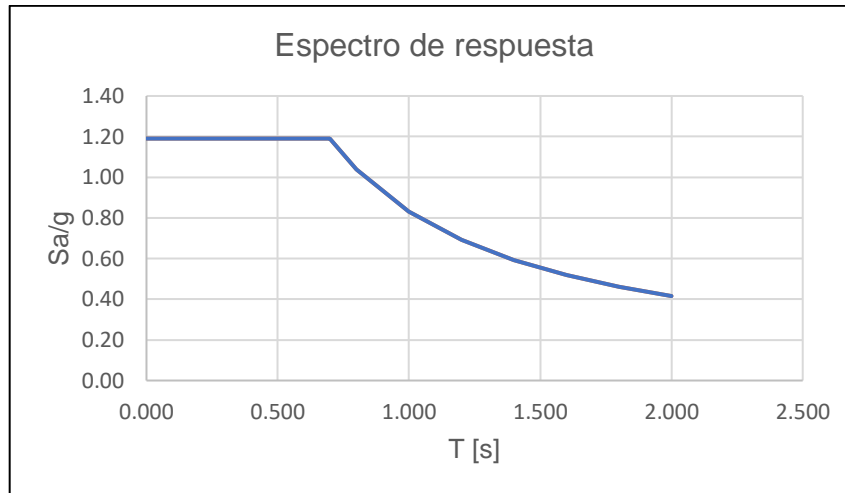


Figura 93. Espectro de respuesta.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.2.3. Determinación del corte basal

El periodo de vibración aproximado mediante el método 1 es 0.254 s y por el método 2 es 0.33 s. El periodo obtenido mediante el programa computacional es 0.28s por lo que el valor Sa para las estructuras es de 1.19. El factor de importancia I es 1 (estructuras no esenciales ni de ocupación especial).

El factor R utilizado es 1.9 obtenido en base a la ecuación 6 de un estudio en el que se propone un factor para la reducción de fuerzas sísmicas en Ecuador para estructuras de hormigón armado sin muros de corte.

$$R = R_{\mu}R_{\Omega}R_R \text{ (Aguiar, 2007)} \quad (6)$$

Donde,

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

R_{μ} : Factor de resistencia por ductilidad, 1.59.

R_{Ω} : Factor de resistencia por sobre resistencia, 1.45.

R_R : Factor de resistencia por redundancia, 0.84.

El coeficiente de regularidad en planta es 0.9 debido al retroceso excesivo en esquinas y el coeficiente de regularidad en elevación es 1. El coeficiente k es igual a 1 para periodos menores a 0.5s. El corte basal se obtiene en base a la ecuación 7 y es de 0.6961 respecto a la carga sísmica reactiva.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi * \rho * \theta e} * W \quad (7)$$

Donde,

V : Cortante basal total de diseño.

I : Coeficiente de importancia.

$Sa(Ta)$: Espectro de diseño en aceleración.

R : Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p : Coeficiente de configuración en planta.

ϕ_e : Coeficiente de configuración en elevación.

W : Carga sísmica reactiva.

En la tabla 15 se resumen los coeficientes obtenidos para determinar el corte basal. La distribución de las fuerzas sísmicas se encuentra en las tablas 16 y 17. Los modelos completos se pueden apreciar en las figuras 94 y 95.

Tabla 15.

Coeficientes para la determinación del corte basal.

CARGAS SÍSMICAS		
Tipo de suelo	D	
I	1	
Z	0.4	
Fa	1.2	
Fd	1.19	
Fs	1.28	
r	1	
n	2.48	
Sa (meseta)	1.190	g
To	0.127	s
Tc	0.698	s
T-etabs	0.288	s
Ct	0.055	
α	0.75	
hn	7.68	m
T1	0.254	s
T2	0.330	s
R	1.9	
T	0.288	s
Sa	1.19	
ϕ_e	1	
ϕ_p	0.9	
V	0.6961	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 16.*Distribución de fuerza sísmica, vivienda A.*

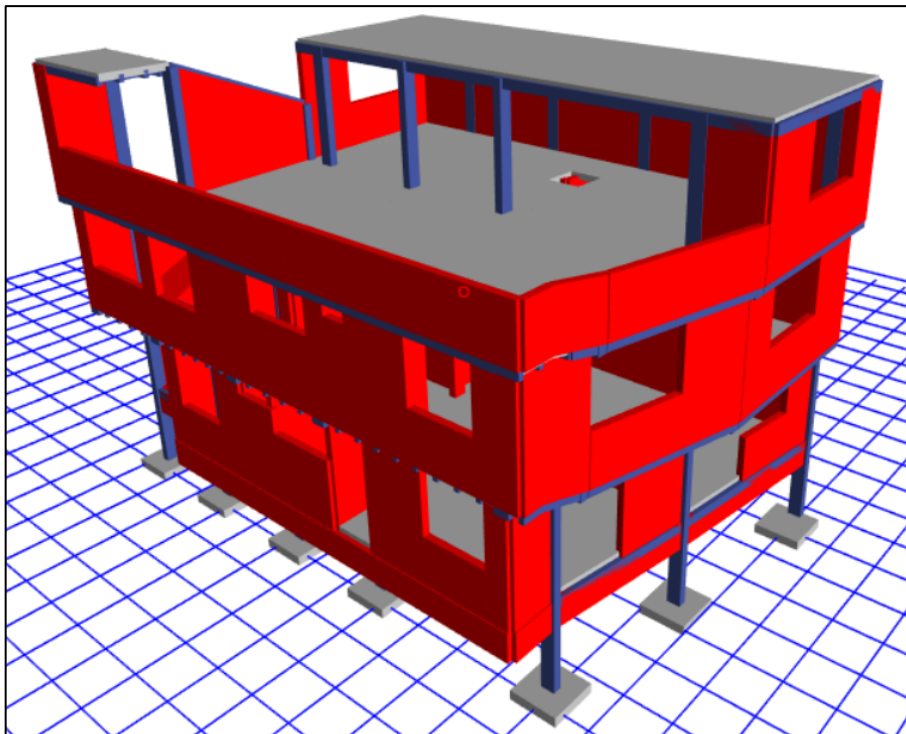
Piso	Wi [T]	hi [m]	Wi*hi ^k [T-m]	Fi [T]
Cubierta	14.96	7.68	114.9	12.6
2	74.23	5.03	373.4	41.0
1	84.23	2.46	207.2	22.8
Suma	173.42		695.5	76.5
Corte basal	120.71			

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 17.*Distribución de fuerza sísmica, vivienda B.*

Piso	Wi [T]	hi [m]	Wi*hi ^k [T-m]	Fi [T]
Cubierta	11.11	7.65	85.0	14.5
2	66.22	5.10	337.7	57.6
1	69.94	2.55	178.4	30.4
Suma	147.28		601.1	102.53
Corte basal	102.33			

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

**Figura 94.** Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

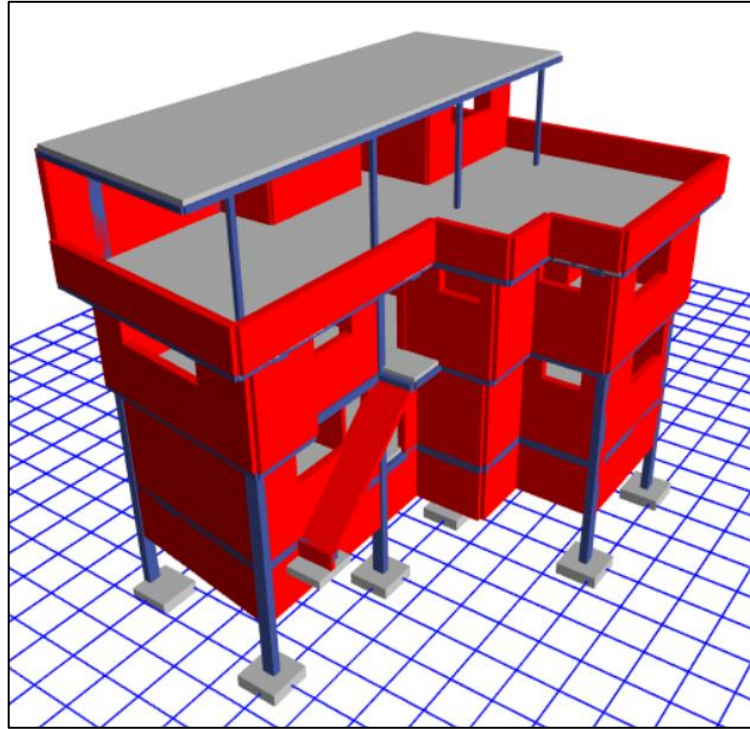


Figura 95. Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.2.4. Espectro de respuesta

En base al espectro de respuesta obtenido para la determinación del corte basal se ingresa la función al programa (Figura 96). El espectro de respuesta es ingresado como caso de carga con un factor de escala de g/R (Figura 97).

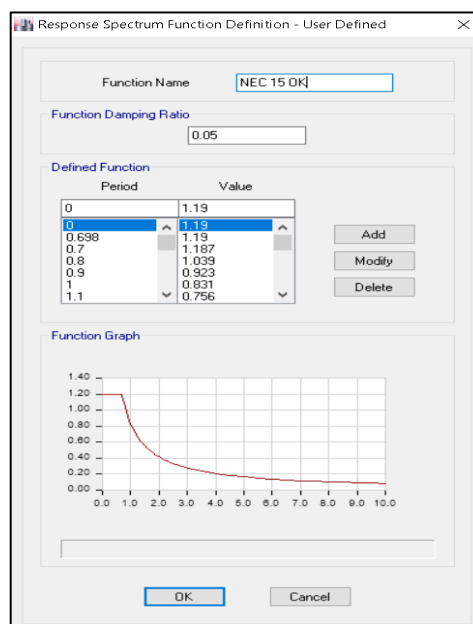


Figura 96. Función del espectro de respuesta.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

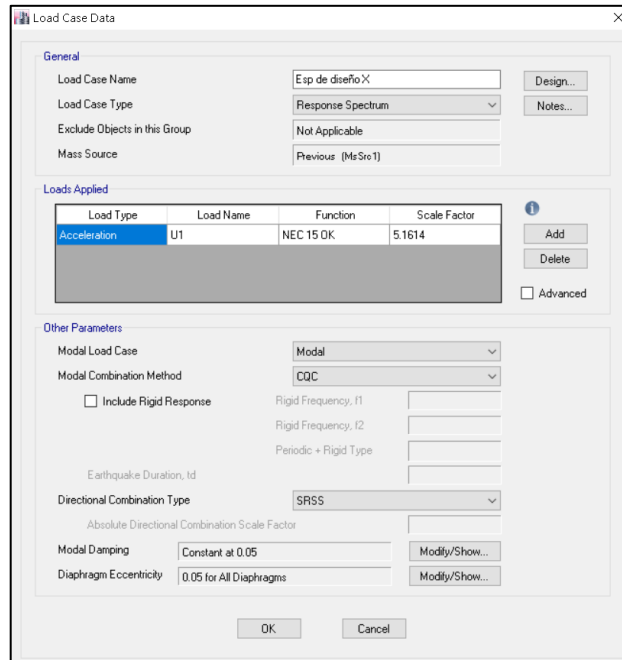


Figura 97. Caso de carga del espectro.
Elaborado por Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.3. MODELO UNIDO

El modelo unido consta de las mismas características de los modelos por separado, además para representar la interacción entre las dos estructuras cuenta con elementos Link Gap. Los elementos Link Gap trabajan solo a compresión conectando dos puntos a los que se le puede asignar propiedades lineales (para análisis lineales) o no lineales (para análisis no lineales) con 6 grados de libertad: 3 de traslación y 3 de rotación (CSI, 2011), para nuestro caso solo se utilizara la propiedad lineal en el primer grado de libertad U1. Este efecto de resorte se logra a través de una rigidez efectiva K (Figura 98) que se obtiene a través de las siguientes formulas:

$$K = \frac{E \cdot A_I}{L}, \text{ (Arpitha \& Umadevi, 2016)} \quad (8)$$

$$A_I = W_I * t \quad (9)$$

Donde:

K : Rigidez no lineal, T/m.

E : Módulo de elasticidad, T/m².

A_I : Sección transversal, m².

L : Longitud del vano, m.

W_j : Ancho medio del elemento, m.

t : Espesor de la losa, m.

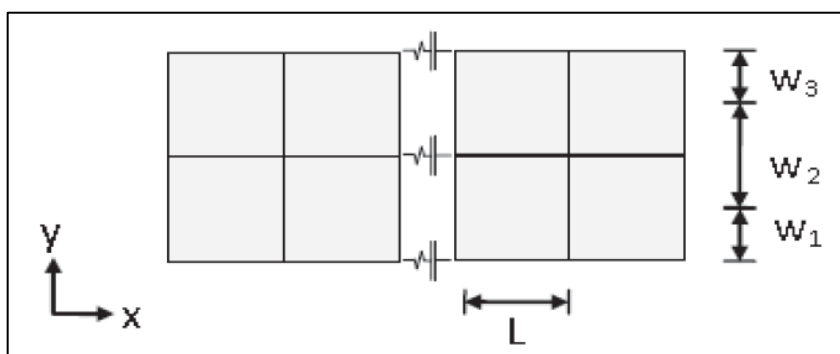


Figura 98. Rigidez efectiva K.

Fuente: (Arpitha & Umadevi, 2016).

La rigidez efectiva K en el primer piso es 14126218.51 T/m (Figura 99) y en el segundo piso es 14550005.06 T/m (Figura 100). El modelo completo se puede apreciar en las figuras 101.

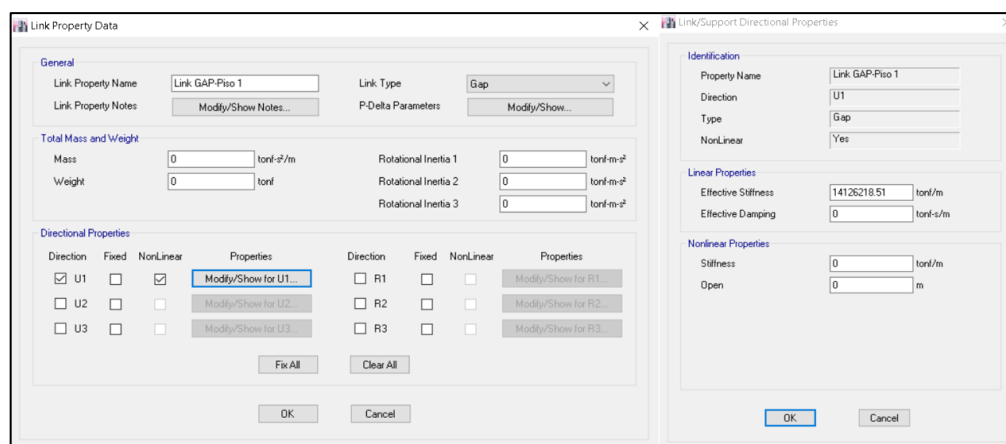


Figura 99. Rigidez efectiva en el primer piso.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

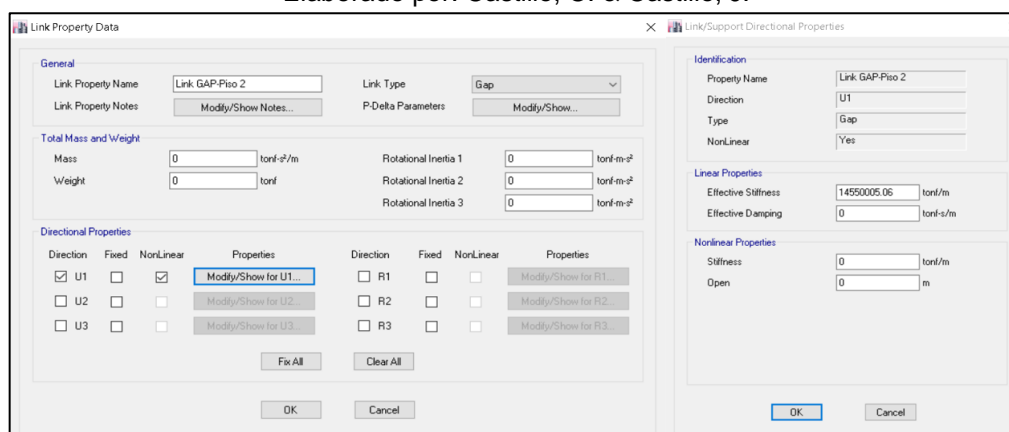


Figura 100. Rigidez efectiva en el segundo piso.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

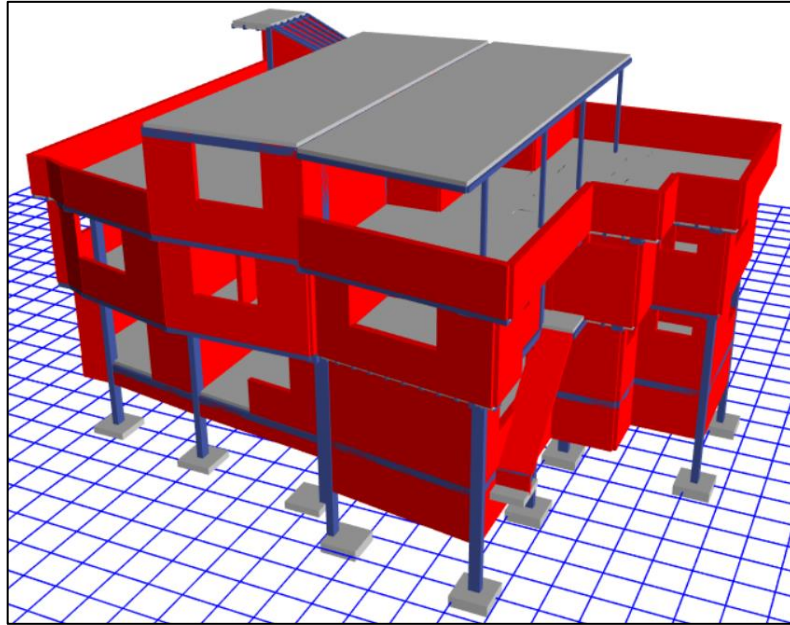


Figura 101. Vivienda A y B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

5.1.4. MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Dentro del estudio de la modelación de la mampostería se la puede clasificar en dos: macro-modelos y micro-modelos. A continuación, se describen cada uno de ellos:

Los macro-modelos son modelos simplificados que intentan abarcar un comportamiento global del elemento sin modelar todas las posibles fallas, esto se da por medio de una diagonal o puntal (Figura 102) que conecta los extremos de un pórtico (Asteris, 2008).

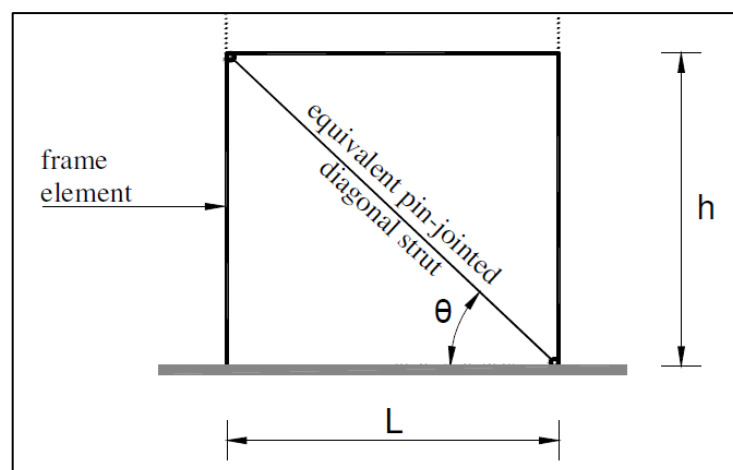


Figura 102. Macro-modelo (Puntal).

Fuente: (Asteris, 2008).

Los micro-modelos (figura 103) modelan el comportamiento de un elemento estructural con mucho detalle y abarcando varios modos de falla. Estos métodos emplean elementos finitos utilizando tres tipos de elementos, el primero son elementos del marco como columnas y vigas, los segundos son elementos planos que representan la mampostería y los terceros son elementos de conexión que suelen ser elementos unidireccionales (Asteris, 2008).

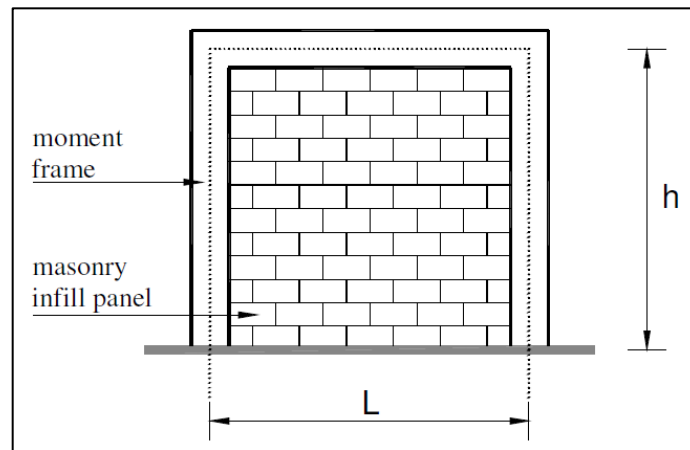


Figura 103. Micro-modelo.

Fuente: (Asteris, 2008).

Este estudio empleará el uso de elementos finitos para la modelación de la mampostería ya que se pretende determinar las sollicitaciones a corte que requerirá cumplir la mampostería. La mampostería trabaja solo a compresión a diferencia de los elementos Shell que trabajan a compresión y tensión, por esto se requerirá utilizar elementos de conexión que solo transmitan fuerzas de compresión a los elementos Shell, pero la utilización de micro-modelos puede llegar a ser muy laboriosa debido a la colocación de estos elementos de conexión.

Se propone la modelación de un muro plano de dos pisos y dos vanos con aberturas para una ventana y una puerta. Este modelo se lo realizara con elementos de conexión (modelo 1) y sin ellos (modelo 2) para comparar las derivas y las sollicitaciones a corte de estos, los modelos estarán sujetos a los criterios de modelado de cada uno, esto con el objetivo de establecer la utilización de elementos Shell sin los elementos de conexión.

El modelo 1 (figura 104), consta de elementos de conexión (Link-Gap) que trabajan solo a compresión, la rigidez de estos elementos debe ser lo suficientemente alta para que los mismos no se acorten bajo esfuerzos de

compresión es decir se puedan desplazar y transmitir cargas de compresión sin que su longitud disminuya. El módulo de elasticidad que se establece para esta metodología es para cargas de corta duración (ecuación 10).

$$E_{ms} = 800 * f'_m \quad (\text{NTC, 2020}) \quad (10)$$

Donde,

E_{ms} : Módulo de elasticidad de la mampostería para cargas de corta duración.

f'_m : Resistencia a compresión de la mampostería.

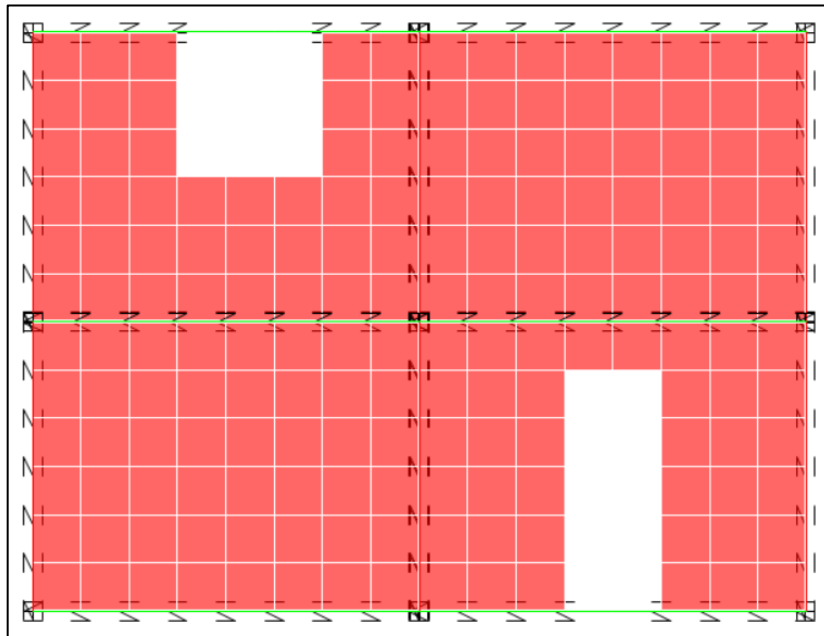


Figura 104. Modelo 1.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El modelo 2 (figura 105), no presenta elementos de conexión por lo que los elementos Shell se encuentran directamente conectados a las columnas y vigas. Su módulo de elasticidad es el presentado en la ecuación 2.

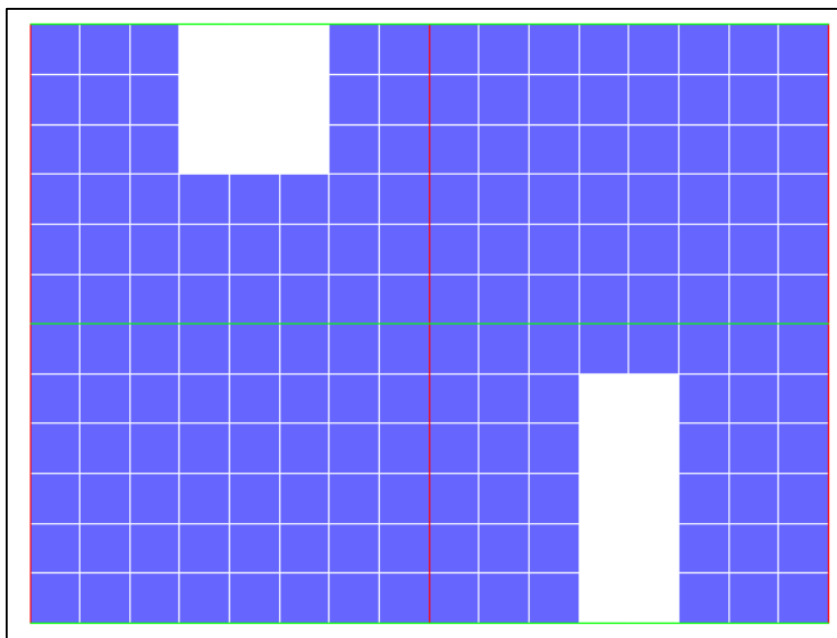


Figura 105. Modelo 2.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

En la tabla 18 se muestran las derivas del modelo 1 y el modelo 2 ante fuerzas sísmicas, el error de derivas del modelo 2 respecto al modelo 1 está alrededor del 10%. La figura 106 muestra la numeración de las secciones de la mampostería, en la tabla 19 se muestran las solicitaciones a corte de la mampostería del modelo 1 y 2, el error es menor al 10 % excepto por la sección 3 donde el error es de 14 %, ambos modelos presentan mayor sollicitación a corte en el centro de la mocheta (sección de pared), el modelo 1 mostró resultados más dispersos a lo largo de la altura de la mocheta.

Tabla 18.

Derivas del modelo 1 y 2.

Piso	Derivas, %		Error
	Modelo 1	Modelo 2	%
Primero	0.104	0.091	12.2
Segundo	0.071	0.064	8.7

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

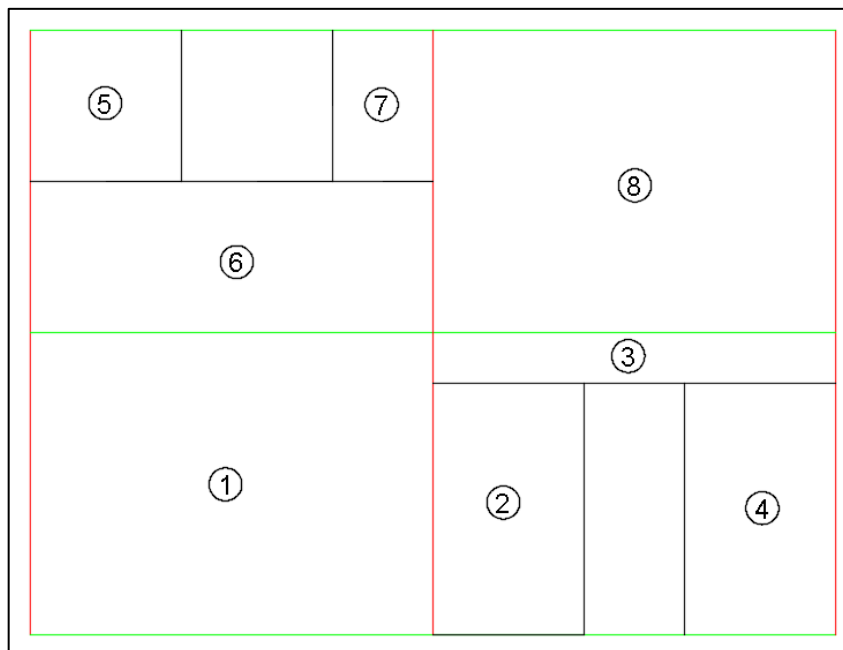


Figura 106. Secciones del modelo 1 y 2.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 19.

Solicitaciones a corte de la mampostería del modelo 1 y 2.

Piso	Sección	Solicitaciones a corte [T]		Error
		Modelo 1	Modelo 2	%
Primero	1	12.4	13.1	5.5
	2	3.4	3.2	6.1
	3	6.0	6.8	14.1
	4	3.4	3.1	8.4
Segundo	5	2.3	2.2	5.3
	6	4.9	4.9	0.5
	7	1.7	1.6	7.6
	8	7.3	7.6	3.8

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Se puede observar que las solicitaciones a corte de la mampostería no varían más del 10 % excepto en los casos donde una dimensión de esta sea muy grande respecto a la otra dimensión. Se concluye que la modelación de la mampostería sin elementos de conexión presenta una redistribución de esfuerzos, pero las solicitaciones a corte de esta presentarán cambios poco considerables.

Se debe recalcar que estos resultados se dan bajo las consideraciones de las metodologías de cada modelo donde el módulo de elasticidad de la mampostería del modelo 1 es para cargas de corta duración presentado por las normas de México y resulta ser el doble del módulo de elasticidad presentado en estudios para la mampostería de Ecuador (no se presenta diferencias para cargas

de corta y larga duración), también se debe mencionar que el módulo de elasticidad de la mampostería para cargas permanentes de las normas de México es muy similar al módulo de elasticidad presentado en estudios de Ecuador.

Debido a las similitudes encontradas en los resultados del modelo 1 y 2 se considera válido utilizar los elementos Shell sin elementos de conexión en la modelación de la mampostería para su revisión a corte. A continuación, se muestran las fórmulas utilizadas para determinar la capacidad a corte de la mampostería:

$$\text{Si: } \frac{M}{Vd} \geq 0.25 \quad \text{entonces: } V_m = 0.2 * A_{mv} * \sqrt{f'_m} \quad (\text{NEC-15-SE-MP, 2014}) \quad (11)$$

$$\text{Si: } 0.25 < \frac{M}{Vd} < 1.00 \quad \text{entonces: } V_m = \left[0.23 - 0.13 * \left(\frac{M}{Vd} \right) \right] * A_{mv} * \sqrt{f'_m} \quad (12)$$

$$\text{Si: } \frac{M}{Vd} \geq 1.00 \quad \text{entonces: } V_m = 0.1 * A_{mv} * \sqrt{f'_m} \quad (13)$$

Donde,

V_m : Resistencia a corte nominal de la mampostería.

M : Momento que ocurre simultáneamente con V .

V : Solicitación a corte de la mampostería.

d : Puede tomarse como $0.8 * l_w$.

l_w : Longitud horizontal total de la mampostería.

A_{mv} : Área efectiva para esfuerzos cortantes.

f'_m : Resistencia nominal a la compresión de la mampostería.

5.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos de la modelación son presentados tanto de la vivienda A como de la vivienda B, de la misma manera se presentan los resultados de los modos de vibración de la interacción entre las viviendas A y B.

5.2.1. MODOS DE VIBRACIÓN

El modelo de las viviendas unidas se lo realiza con objetivo de comprobar que este presenta un adecuado comportamiento modal, los resultados de este modelo serán implementados en el modelo computacional de la vivienda A y el modelo computacional de la vivienda B de los cuales se obtendrán resultados finales del comportamiento actual de las dos viviendas.

Para verificar el adecuado comportamiento de las dos viviendas se comparan los modos del modelo computacional (viviendas unidas) con los modos obtenidos del ensayo de vibración ambiental. En la tabla 20 se presenta los periodos del modelo unido y el ensayo de vibración ambiental y en la tabla 21 se presentan los modos de vibración solo del modelo unido.

Tabla 20.

Periodos de vibración.

MODO	PERIODO [s]		
	Modelo computacional	Ensayo de Vibración Ambiental	
		Vivienda A	Vivienda B
1	0.279	0.27	0.27
2	0.251	-	-
3	0.240	-	-

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 21.

Modos de vibración del modelo unido.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	RZ
1	0.279	0.000	0.671	0.029
2	0.251	0.117	0.042	0.510
3	0.240	0.668	0.010	0.082

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Los resultados experimentales después de realizar el procesamiento de señales de cada sensor colocado en la Casa 1 y 2, coinciden con un período de 0,27 s en sus dos direcciones, por lo tanto este demuestra una frecuencia de torsión, las siguientes frecuencias de vibración no se pudieron identificar con el método de procesamiento de simple selección (Peak-Picking) del espectro de frecuencias (Rodríguez, 2005), esto se debe a la gran cantidad de frecuencias que presenta este tipo de estructuras irregulares y adosadas. En el procesamiento se encuentran varias frecuencias en el rango de periodos de (0.27 -0.12 s) pero esta metodología no es suficiente para identificar a qué modo de vibración pertenecen.

Existen en la actualidad varios estudios en los que se puede identificar a qué modo de vibración corresponde cada frecuencia, mediante el procesamiento de varios sensores sincronizados en el tiempo (Li, y otros, 2016). Por ello para entender mejor el comportamiento de estructuras irregulares y adosadas, se recomienda realizar un procesamiento con varios sensores sincronizados en el

tiempo. En caso de que no se cuente con estos procesamientos, se recomienda que el modelo estructural realizado sea lo más detallado posible.

Por esta razón la calibración se la hace únicamente para el primer modo de vibración obtenido en el ensayo, para el modelo computacional su periodo es de 0.279 s, este es muy similar al primer modo del ensayo de vibración ambiental tanto de la vivienda A como de la vivienda B, que en ambos casos están alrededor de 0.28 s. Para tener otra validación del modelo, se realizó unas modelaciones del modelo de las dos viviendas unidas variando el módulo de elasticidad de la mampostería según los límites recomendados por (SeismoStruct, 2020) de $400 \cdot f \cdot m$ a $1000 \cdot f \cdot m$, obteniéndose periodos de 0.279-0.24 s y 0.24-0.208 s respectivamente. Con esto se valida el valor obtenido de 0.279 s en el primer modo de vibración, ya que es coherente con los resultados del ensayo de vibración ambiental y con los parámetros escogidos de la mampostería.

En la tabla 22 y la tabla 23 se presentan los modos de vibración individuales de las viviendas A y B respectivamente.

Tabla 22.

Modos de vibración vivienda A.

Vivienda A					
Modo	Periodo [s]	UX	UY	RZ	
1	0.286	0.004	0.720	0.027	
2	0.263	0.455	0.000	0.305	
3	0.221	0.320	0.026	0.491	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 23.

Modos de vibración vivienda B.

Vivienda B					
Modo	Periodo [s]	UX	UY	RZ	
1	0.276	0.119	0.603	0.003	
2	0.244	0.619	0.105	0.036	
3	0.188	0.058	0.004	0.767	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Los modelos individuales para la vivienda A y B fueron modelados con un módulo de elasticidad de la mampostería de $400 \cdot \sqrt{f \cdot m}$ y presentan los siguientes resultados: un primer modo de vibración para las dos viviendas con un periodo alrededor de 0.28 s hacia el sentido este-oeste lo que muestra que estos tienen

cercanía respecto al ensayo de vibración ambiental. La vivienda A presenta traslación en su primer modo y rotación con traslación en su segundo y tercer modo, mientras la vivienda B presenta traslación en su primer y segundo modo y rotación en su tercer modo.

Dado estos resultados en los modelos individuales de la vivienda A y B se toman como coherentes y se procede a obtener resultados de los demás parámetros a evaluar para determinar si las estructuras requieren ser reforzadas o no. En el caso de que se determine que las estructuras necesiten ser reforzadas se analizará si estas requieren ser unidas estructuralmente o no.

5.2.2. DERIVAS

La NEC plantea valores de derivas máximas las cuales no deben ser excedidas por ningún piso. La deriva máxima para estructuras de mampostería no debe exceder el 1% es decir el 0.01 de la altura total del piso. En la tabla 24 y 25 se muestran las derivas inelásticas máximas encontradas en la vivienda A (Figura 107 y 108) y en la tabla 26 y 27 se muestran las derivas inelásticas máximas encontradas en la vivienda B (Figura 109 y 110).

Tabla 24.

Derivas inelásticas en X, vivienda A.

Piso	Derivas inelásticas en X, %		
	Sx	Esp diseño X	Deriva max
3ro	0.61	0.71	1
2do	0.30	0.35	1
1ro	0.58	0.64	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

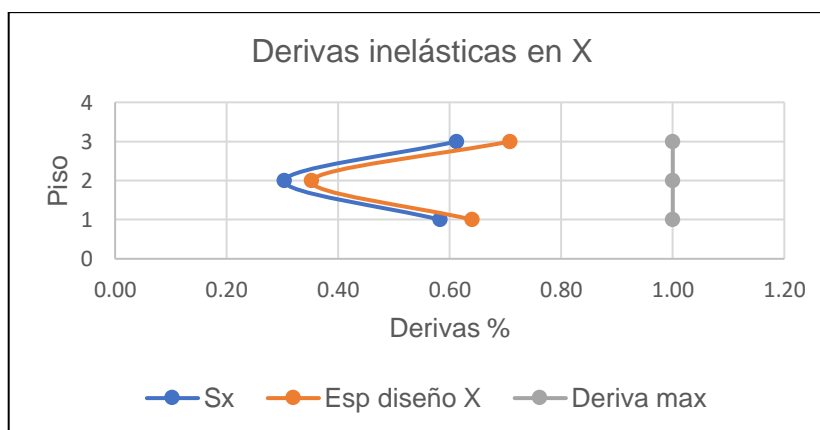


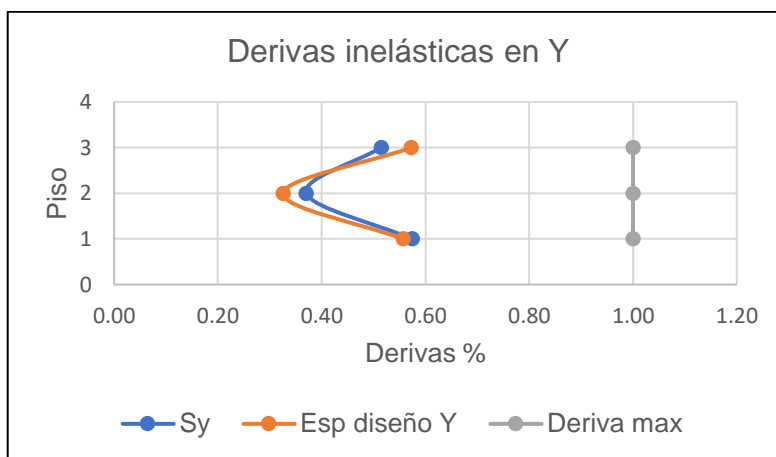
Figura 107. Derivas inelásticas en X, vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 25.*Derivas inelásticas en Y, vivienda A.*

Derivas inelásticas en Y, %			
Piso	Sy	Esp diseño Y	Deriva max
3ro	0.51	0.57	1
2do	0.37	0.33	1
1ro	0.57	0.56	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

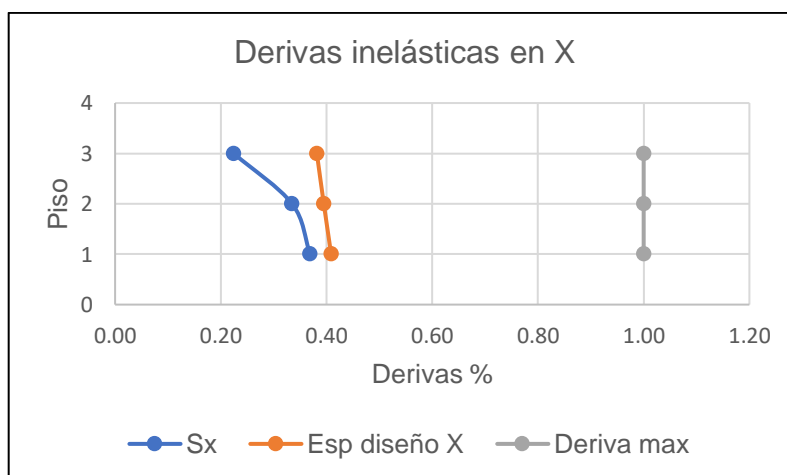
**Figura 108.** Derivas inelásticas en Y, vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 26.*Derivas inelásticas en X, vivienda B.*

Derivas inelásticas en X, %			
Piso	Sx	Esp diseño X	Deriva max
3ro	0.22	0.38	1
2do	0.33	0.39	1
1ro	0.37	0.41	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

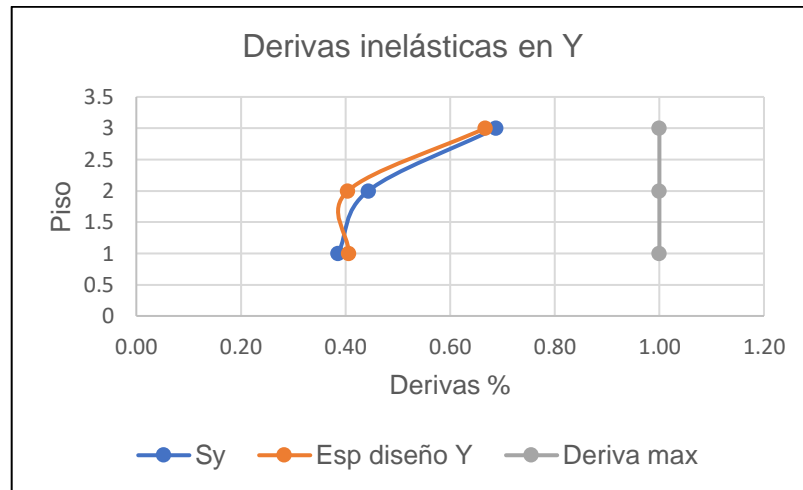
**Figura 109.** Derivas inelásticas en X, vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 27.*Derivas inelásticas en Y, vivienda B.*

Piso	Derivas inelásticas en Y, %		
	Sy	Esp diseño Y	Deriva max
3ro	0.69	0.67	1
2do	0.44	0.40	1
1ro	0.39	0.41	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

**Figura 110.** Derivas inelásticas en Y, vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Las dos viviendas no sobrepasan las derivas máximas permitidas por la NEC para estructuras de mampostería, se debe tomar en cuenta que la mampostería no es reforzada y no es mampostería de confinamiento, tan solo es mampostería de construcción informal por lo que no se puede garantizar un correcto comportamiento de ésta.

5.2.3. ESFUERZOS DEL SUELO

El esfuerzo admisible del suelo es de 18.02 T/m^2 y la presión máxima estática encontrada en la vivienda A es 8.18 T/m^2 (Figura 111) y en la vivienda B es 10.28 T/m^2 (Figura 112) correspondiente a la combinación de carga D+L (ACI, 2015). La presión máxima dinámica encontrada en la vivienda A es 9.2 T/m^2 (Figura 113) y 10.77 T/m^2 en la vivienda B (Figura 114) correspondiente a las combinaciones de carga $0.5^*(D+L+E)$ (NEC-15-SE-GC, 2014).

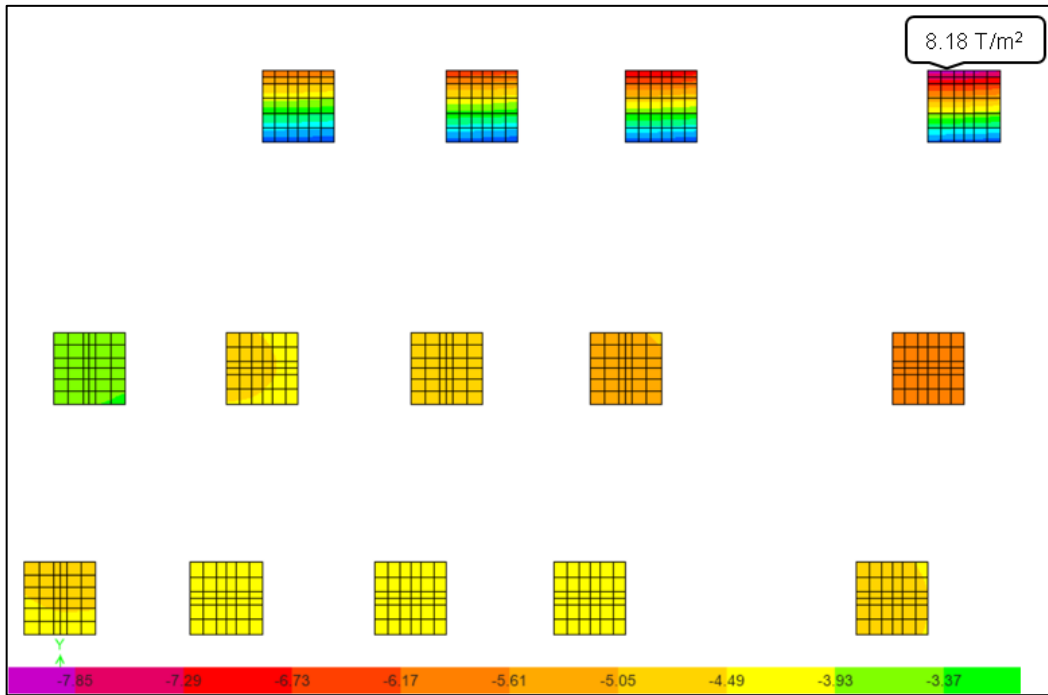


Figura 111. Presión estática del suelo vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.



Figura 112. Presión estática del suelo vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

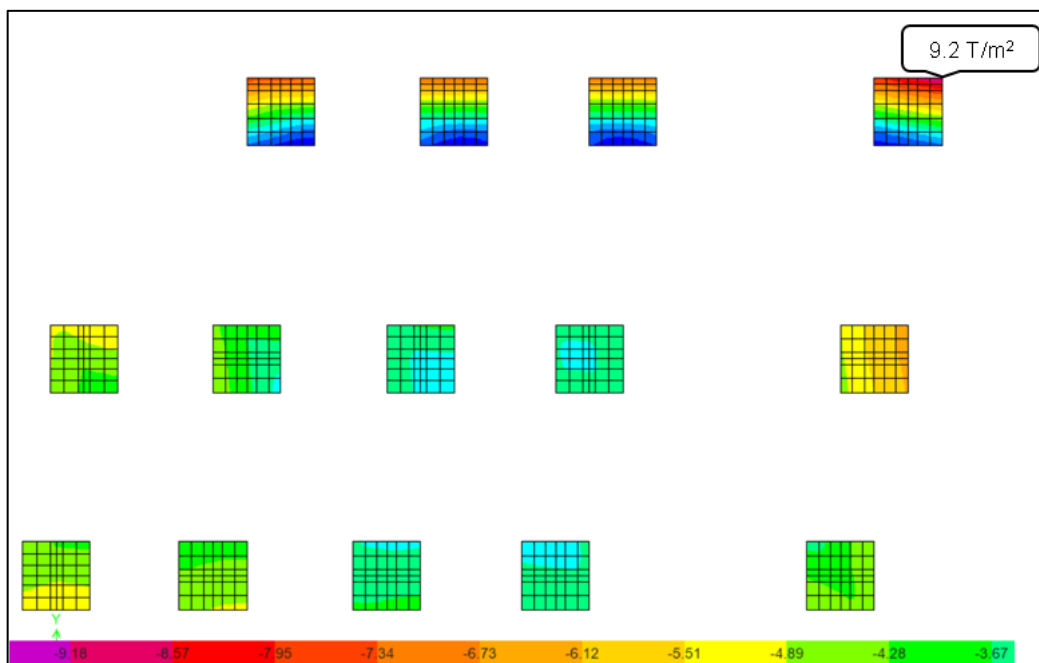


Figura 113. Presión dinámica del suelo vivienda A

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

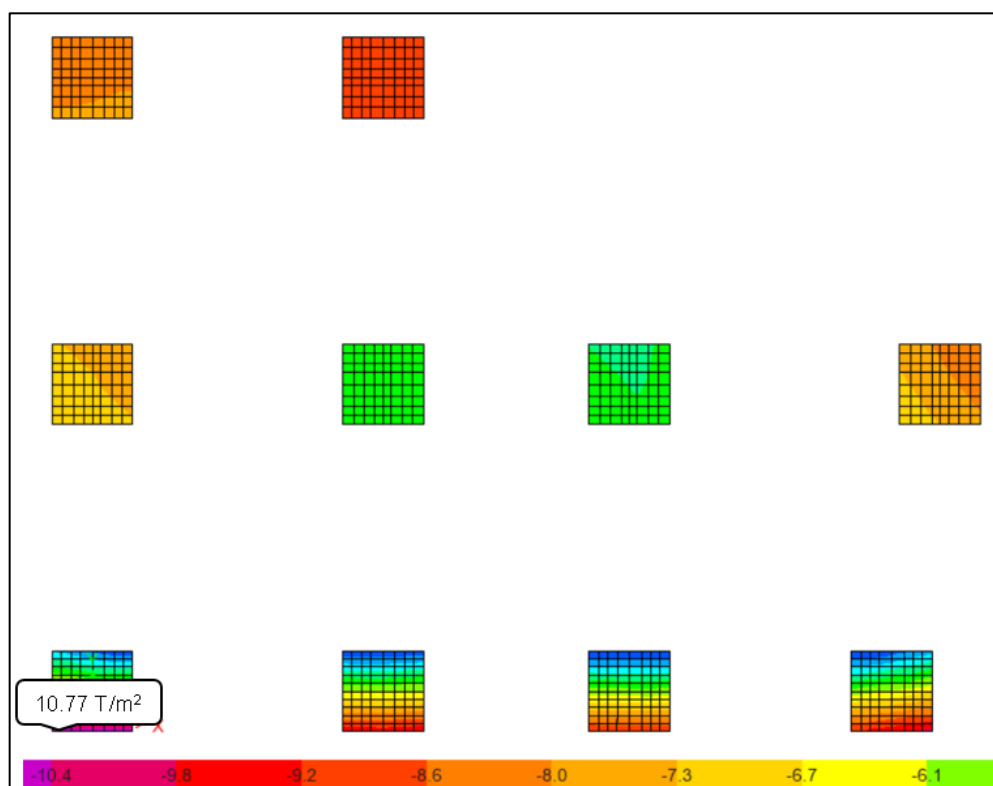


Figura 114. Presión dinámica del suelo vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El asentamiento máximo permitido por la NEC es de 2.5cm y el asentamiento máximo encontrado en la vivienda A es de 0.43 cm y en la vivienda B es de 0.50 cm. El punzonamiento ejercido en las zapatas se presenta en la tabla 28, donde el

esfuerzo por punzonamiento utilizable en la vivienda A y B es 6.61 T/m² y 7.98 T/m² respectivamente mientras las solicitaciones de la vivienda A y B es 2.14 T/m² y 1.33 T/m² respectivamente.

Tabla 28.

Esfuerzo de punzonamiento, viviendas actuales.

Zapata		Vivienda A	Vivienda B	
Lindero	ØVn	6.61	7.98	kg/cm ²
	Vu	3.89	4.70	T
	Vu	2.14	1.33	kg/cm ²
Central	ØVn	6.61	7.98	kg/cm ²
	Vu	4.54	5.94	T
	Vu	1.52	1.00	kg/cm ²

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Dado estos resultados en la cimentación no se tiene problemas en la misma ya que la cimentación de las dos viviendas no sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo, ni los asentamientos máximos permitidos por la NEC y no se tienen problemas respecto al punzonamiento.

5.2.4. DEFLEXIÓN DE LOSAS

La deflexión admisible de la vivienda A es 8.8 mm y la deflexión obtenida es 2.38 mm (Tabla 29 y Figura 115). La deflexión admisible de la vivienda B es 8.8 mm y la deflexión obtenida es 4.98 mm (Tabla 30 y Figura 116). La deflexión admisible se la determina de la siguiente fórmula:

$$\text{Deflexión admisible} = \frac{l}{480} \text{ (ACI, 2015)} \quad (14)$$

Donde,

l: Longitud de luz mayor.

Tabla 29.

Deflexión máxima de losa, vivienda A.

Vivienda A	
DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA	
Luz de mayor dimensión	4.22 [m]
Deflexión Admisible	8.79 [mm]
Deflexión calculada	2.38 [mm]

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

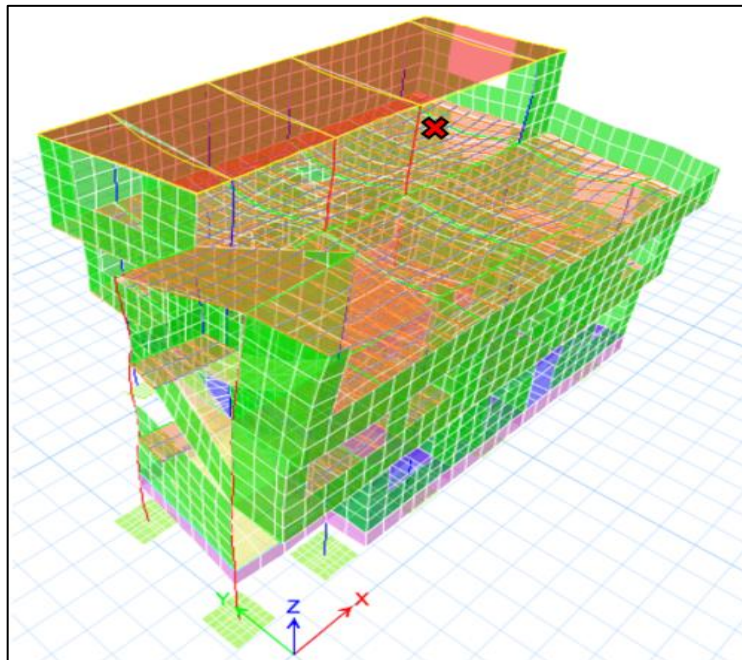


Figura 115. Deflexión máxima de losa, vivienda A.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 30.

Deflexión máxima de losa, vivienda B.

Vivienda B		
DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA		
Luz de mayor dimensión	4.2	[m]
Deflexión Admisible	8.75	[mm]
Deflexión calculada	4.98	[mm]

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

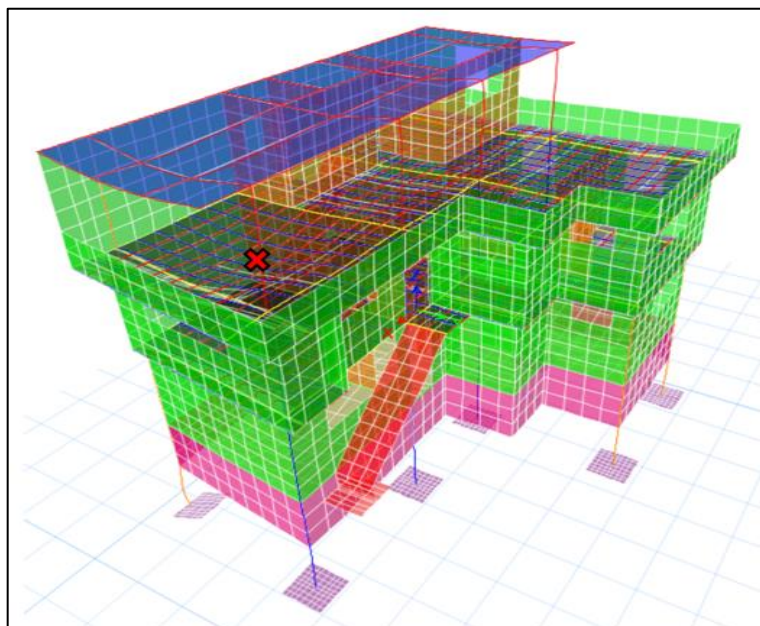


Figura 116. Deflexión máxima de losa, vivienda B.
Fuente: Elaborado por Castillo, C. & Castillo, J.

5.2.5. CUANTÍA EN VIGAS Y COLUMNAS

La NEC establece una cuantía del acero en columnas entre 1-3 % mientras el ACI lo establece entre 1-6 %. La demanda de acero en la vivienda A es de 3.46 % (Figura 117) y la capacidad es de 1.30 % (Tabla 31) mientras la demanda de acero en la vivienda B es de 3.37 % (Figura 118) y la capacidad es de 0.75 % (Tabla 31).

Tabla 31.

Cuantía de acero en columnas.

	Cuantía en columnas, %	
	Vivienda A	Vivienda B
NEC	1-3	
ACI	1-6	
Demanda	3.46	3.37
Capacidad	1.30	0.75

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

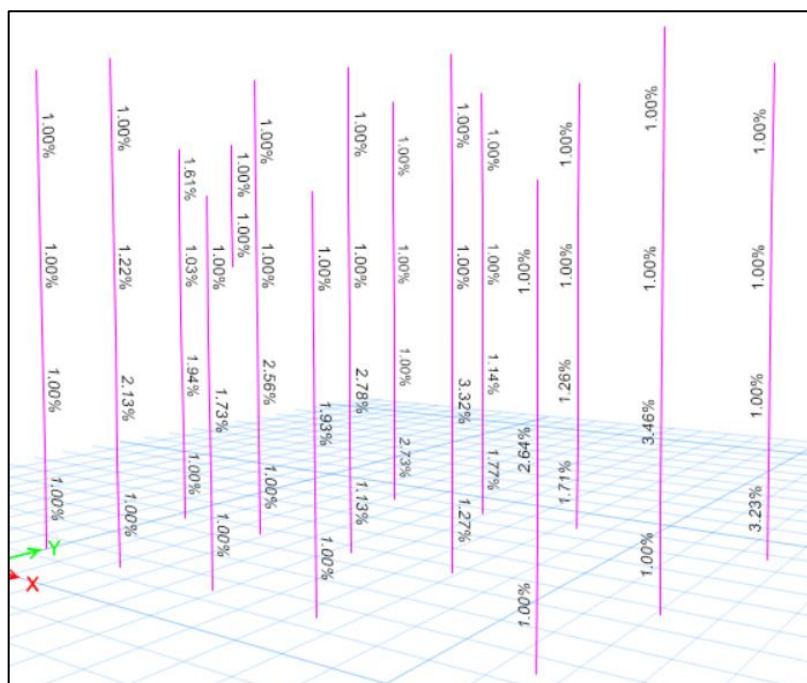


Figura 117. Demanda de acero en columnas, vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

% y la capacidad es de 0.43 % (Tabla 32) mientras la demanda de acero en la vivienda B es de 0.81 % y la capacidad es de 0.57 % (Tabla 32).

Tabla 32.

Cuantía de acero en vigas.

	Cuantía en vigas, %	
	Vivienda A	Vivienda B
Mínimo 1	0.33	
Mínimo 2	0.17	0.20
Máximo	2.50	
Demanda	0.55	0.81
Capacidad	0.43	0.57

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

La cuantía de acero en columnas de la vivienda A y B es insuficiente para cumplir la demanda de estas y la capacidad de la vivienda B es menor a lo requerido por las normas. La cuantía de acero en vigas de la vivienda A y B es insuficiente para cumplir la demanda de estas y se encuentra dentro de los mínimos y máximos requeridos por las normas.

5.2.6. RESISTENCIA A CORTE DE LA MAMPOSTERÍA

En el primer piso tan solo el 4 y 0 % de la mampostería de la vivienda A y B respectivamente cumplen la demanda a corte, en el segundo piso es el 18 y 3 % y en la cubierta es el 86 y 64 %, esto se puede observar en la tabla 33. En las tablas 34 y 35 se presentan los resultados de la resistencia a corte de la mampostería de las viviendas A y B respectivamente, cabe mencionar que para la obtención de todos estos resultados no se utilizaron los elementos Gap ya que se analizaron las viviendas por individual, el elemento Gap se utilizó sólo en el modelo de las viviendas unidas el cual fue utilizado para determinar el comportamiento modal de la estructura y a partir de las propiedades de sus materiales intervenir en el modelo de la vivienda A y en el modelo de la vivienda B, la figura 119 muestra cómo se obtuvieron las solicitaciones a corte de la mampostería.

La mayoría de las paredes en el primer y segundo piso no cumplen la demanda a corte y en el tercero la mayoría de las paredes cumplen la demanda a corte. Aunque se asuma que las paredes presenten una adecuada interacción entre

materiales se muestra que la capacidad a corte de estas no es suficiente para cumplir la demanda que estas requieren.

Debido a que el porcentaje de paredes que pueden soportar las solicitaciones en el primer piso es mucho menor a las paredes que pueden soportar las solicitaciones en el segundo piso se deduce que, ante la presencia de un sismo fallaran más paredes en el primer piso provocando que la estructura tenga un piso blando en el primer piso. En base al estado actual de la estructura se determina que la misma requiere un reforzamiento para cumplir con los requerimientos necesarios.

Tabla 33.

Porcentaje de mampostería que cumple la demanda a corte.

Piso	% de mampostería que cumple la demanda a corte	
	Vivienda A	Vivienda B
Piso 1	4%	0%
Piso 2	18%	3%
Cubierta	86%	64%

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

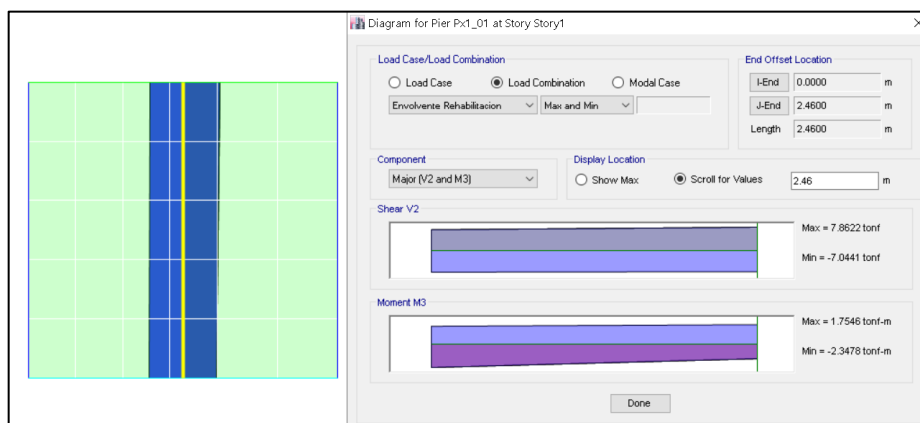


Figura 119. Solicitaciones a corte de mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 34.
Resistencia a corte de la mampostería, vivienda A.

SENTIDO	MAMPOSRERÍA	lw	b	Amw	Mu	Vu	d	MV*d	Vm	øVn	Vu<øVn
		[m]	[m]	[cm²]	[T-m]	[T]	[m]		[T]	[T]	
PISO 1											
X	Px1_01	2.57	0.15	3855	2.35	7.86	2.06	0.15	9.44	5.67	NO CUMPLE
	Px1_02	2.50	0.15	3750	2.44	9.74	2.00	0.13	9.19	5.51	NO CUMPLE
	Px1_03	4.22	0.15	6330	3.81	14.01	3.38	0.08	15.51	9.30	NO CUMPLE
	Px1_04	1.15	0.15	1725	1.16	1.25	0.92	1.01	2.11	1.27	OK
	Px1_05	2.57	0.15	3855	5.26	15.54	2.06	0.16	9.44	5.67	NO CUMPLE
	Px1_06	2.50	0.15	3750	5.45	16.94	2.00	0.16	9.19	5.51	NO CUMPLE
	Px1_07	4.22	0.15	6330	7.98	23.28	3.38	0.10	15.51	9.30	NO CUMPLE
	Px1_08	1.28	0.15	1920	1.51	10.71	1.02	0.14	4.70	2.82	NO CUMPLE
	Px1_09	1.00	0.15	1500	2.64	5.72	0.80	0.58	2.85	1.71	NO CUMPLE
	Px1_10	1.84	0.15	2760	2.99	8.08	1.47	0.25	6.67	4.00	NO CUMPLE
Y	Py1_01	3.20	0.15	4800	3.91	7.66	2.56	0.20	11.76	7.05	NO CUMPLE
	Py1_02	0.99	0.15	1485	1.46	5.10	0.79	0.36	3.33	2.00	NO CUMPLE
	Py1_03	1.37	0.15	2055	1.57	9.47	1.10	0.15	5.03	3.02	NO CUMPLE
	Py1_04	1.35	0.15	2025	5.35	5.39	1.08	0.92	2.74	1.64	NO CUMPLE
	Py1_05	0.99	0.15	1485	3.17	3.47	0.79	1.15	1.82	1.09	NO CUMPLE
	Py1_06	2.29	0.15	3435	9.58	12.20	1.83	0.43	7.33	4.40	NO CUMPLE
	Py1_07	3.15	0.15	4725	17.64	19.09	2.52	0.37	10.55	6.33	NO CUMPLE
	Py1_08	2.19	0.15	3285	2.64	5.72	1.75	0.26	7.88	4.73	NO CUMPLE
	Py1_09	0.99	0.15	1485	1.69	3.35	0.79	0.64	2.68	1.61	NO CUMPLE
	Py1_10	3.15	0.15	4725	13.9	19.02	2.52	0.29	11.13	6.68	NO CUMPLE
	Py1_11	1.35	0.15	2025	2.15	3.88	1.08	0.51	4.05	2.43	NO CUMPLE
	Py1_12	0.99	0.15	1485	2.56	4.54	0.79	0.71	2.50	1.50	NO CUMPLE
	Py1_13	1.60	0.15	2400	9.83	11.43	1.28	0.67	4.19	2.52	NO CUMPLE
	Py1_14	0.90	0.15	1350	3.37	6.28	0.72	0.75	2.20	1.32	NO CUMPLE
PISO 2											
X	Px2_01	3.47	0.15	5205	2.46	8.20	2.78	0.11	12.75	7.65	NO CUMPLE
	Px2_02	2.50	0.15	3750	3.21	8.52	2.00	0.19	9.19	5.51	NO CUMPLE
	Px2_03	4.67	0.15	7005	6.35	12.93	3.74	0.13	17.16	10.30	NO CUMPLE
	Px2_04	0.97	0.15	1455	0.44	0.81	0.78	0.70	2.48	1.49	OK
	Px2_05	1.43	0.15	2145	3.77	2.89	1.14	1.14	2.63	1.58	NO CUMPLE
	Px2_06	2.65	0.15	3975	3.79	4.01	2.12	0.45	8.38	5.03	OK
	Px2_07	1.13	0.15	1695	1.07	2.27	0.90	0.52	3.37	2.02	NO CUMPLE
	Px2_08	1.39	0.15	2085	1.59	3.10	1.11	0.46	4.34	2.61	NO CUMPLE
	Px2_09	4.46	0.15	6690	8.50	9.43	3.57	0.25	16.15	9.69	OK
	Px2_10	1.16	0.15	1740	1.03	5.04	0.93	0.22	4.26	2.56	NO CUMPLE
	Px2_11	0.96	0.15	1440	1.37	2.30	0.77	0.78	2.28	1.37	NO CUMPLE
	Px2_12	1.78	0.15	2670	4.02	10.35	1.42	0.27	6.36	3.82	NO CUMPLE
	Px2_13	1.88	0.15	2820	7.17	11.62	1.50	0.41	6.10	3.66	NO CUMPLE
	Px2_14	0.86	0.15	1290	1.53	2.72	0.69	0.82	1.95	1.17	NO CUMPLE
Y	Py2_01	1.17	0.15	1755	0.47	1.82	0.94	0.28	4.17	2.50	OK
	Py2_02	2.46	0.15	3690	6.46	15.70	1.97	0.21	9.04	5.42	NO CUMPLE
	Py2_03	1.05	0.15	1575	3.79	6.60	0.84	0.68	2.72	1.63	NO CUMPLE
	Py2_04	1.17	0.15	1755	0.71	2.04	0.94	0.37	3.90	2.34	OK
	Py2_05	1.37	0.15	2055	1.50	3.31	1.10	0.41	4.44	2.66	NO CUMPLE
	Py2_06	1.38	0.15	2070	1.50	3.55	1.10	0.38	4.57	2.74	NO CUMPLE
	Py2_07	1.47	0.15	2205	1.69	4.70	1.18	0.31	5.14	3.08	NO CUMPLE
	Py2_08	2.08	0.15	3120	1.64	6.05	1.66	0.16	7.64	4.59	NO CUMPLE
	Py2_09	1.42	0.15	2130	1.84	2.21	1.14	0.73	3.51	2.11	NO CUMPLE
	Py2_10	2.29	0.15	3435	6.44	13.56	1.83	0.26	8.26	4.95	NO CUMPLE
	Py2_11	2.85	0.15	4275	4.51	9.32	2.28	0.21	10.47	6.28	NO CUMPLE
	Py2_12	1.17	0.15	1755	1.83	3.15	0.94	0.62	3.21	1.93	NO CUMPLE
	Py2_13	1.37	0.15	2055	3.00	5.90	1.10	0.46	4.27	2.56	NO CUMPLE
	Py2_14	2.25	0.15	3375	2.74	8.67	1.80	0.18	8.27	4.96	NO CUMPLE
CUBIERTA											
X	Px3_01	4.17	0.15	6255	0.81	3.09	3.34	0.08	15.32	9.19	OK
	Px3_02	2.50	0.15	3750	1.63	3.81	2.00	0.21	9.19	5.51	OK
	Px3_03	4.92	0.15	7380	2.40	4.16	3.94	0.15	18.08	10.85	OK
	Px3_04	1.25	0.15	1875	0.46	1.36	1.00	0.34	4.27	2.56	OK
Y	Py3_01	1.42	0.15	2130	0.15	2.66	1.14	0.05	5.22	3.13	OK
	Py3_02	2.25	0.15	3375	3.97	5.11	1.80	0.43	7.19	4.31	NO CUMPLE
	Py3_03	2.25	0.15	3375	1.06	4.69	1.80	0.13	8.27	4.96	OK

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 35.
Resistencia a corte de la mampostería, vivienda B.

SENTIDO	MAMPOSTERÍA	lw	b	Amv	Mu	Vu	d	MVV*d	Vm	ØVn	Vu<ØVn
		[m]	[m]	[cm ²]	[T-m]	[T]	[m]		[T]	[T]	
PISO 1											
X	EJE 1: A-B-C-D	9.90	0.20	19800	47.07	38.74	7.92	0.15	49.47	29.68	NO CUMPLE
	EJE 14: B---	1.31	0.12	1572	1.5	1.83	1.05	0.78	2.52	1.51	NO CUMPLE
	EJE 2: A-G	2.25	0.12	2700	3.05	6.96	1.80	0.24	6.75	4.05	NO CUMPLE
	EJE 2: Q-N	1.31	0.20	2620	5.34	3.36	1.05	1.52	3.27	1.96	NO CUMPLE
	EJE 2: C---	0.46	0.20	920	0.59	2.38	0.37	0.67	1.64	0.98	NO CUMPLE
	EJE 2: O-E	1.10	0.20	2200	2.14	4.12	0.88	0.59	4.21	2.53	NO CUMPLE
	EJE 4: B-H	1.60	0.20	3200	1.83	7.42	1.28	0.19	8.00	4.80	NO CUMPLE
	Eje 3: A---	0.45	0.20	900	0.67	2.26	0.36	0.82	1.38	0.83	NO CUMPLE
	Eje 3: ---B	1.35	0.20	2700	4.29	9.57	1.08	0.42	5.94	3.56	NO CUMPLE
	EJE A: 1-13	1.40	0.20	2800	4.27	9.27	1.12	0.41	6.17	3.70	NO CUMPLE
Y	EJE A: 5-6	2.83	0.20	5660	16.94	21.10	2.26	0.35	13.00	7.80	NO CUMPLE
	EJE A: 11-3	0.95	0.20	1900	2.45	5.82	0.76	0.55	3.75	2.25	NO CUMPLE
	EJE G: ---2	1.87	0.12	2244	2.96	3.51	1.50	0.56	4.39	2.64	NO CUMPLE
	EJE B: 1---	0.93	0.12	1116	1.25	3.88	0.74	0.43	2.42	1.45	NO CUMPLE
	EJE B: ---14	0.93	0.12	1116	2.12	5.86	0.74	0.49	2.33	1.40	NO CUMPLE
	EJE B: 2-8	2.38	0.20	4760	6.79	13.55	1.90	0.26	11.64	6.99	NO CUMPLE
	EJE B: ---3	0.48	0.20	960	0.55	2.26	0.38	0.63	1.77	1.06	NO CUMPLE
	EJE H: 2-4	1.80	0.20	3600	3.31	7.00	1.44	0.33	8.42	5.05	NO CUMPLE
	EJE C: 1-14	3.27	0.12	3924	9.43	10.15	2.62	0.36	9.01	5.41	NO CUMPLE
	Eje F: 1-2	4.24	0.20	8480	9.9	24.61	3.39	0.12	21.19	12.71	NO CUMPLE
PISO 2											
X	EJE 1: A-B-C-D	10.65	0.20	21300	35.31	33.45	8.52	0.12	53.22	31.93	NO CUMPLE
	EJE 5: L-J	3.10	0.12	3720	3.05	6.96	2.48	0.18	9.29	5.58	NO CUMPLE
	EJE 2: Q-N	0.93	0.20	1860	5.34	3.36	1.38	1.15	2.32	1.39	NO CUMPLE
	EJE 2: C---	0.46	0.20	920	0.59	2.38	0.37	0.67	2.30	1.38	NO CUMPLE
	EJE 2: ---O	0.46	0.20	920	2.14	4.12	0.37	0.67	2.30	1.38	NO CUMPLE
	EJE 7: O-E	1.60	0.20	3200	1.40	3.10	1.28	0.35	7.36	4.42	Ok
	EJE 6: L-J	3.10	0.12	3720	5.99	7.26	2.48	0.33	8.68	5.21	NO CUMPLE
	Eje 8: M-N	1.53	0.20	3060	1.26	4.98	1.22	0.21	7.65	4.59	NO CUMPLE
	Eje 9: L---	1.75	0.20	3500	3.99	6.74	1.40	0.42	7.65	4.59	NO CUMPLE
	Eje 9: ---M	0.90	0.20	1800	1.63	3.44	0.72	0.66	3.25	1.95	NO CUMPLE
Y	EJE L: 1---	0.93	0.20	1860	1.92	4.56	0.74	0.57	3.63	2.18	NO CUMPLE
	EJE L: ---5---	1.40	0.20	2800	5.26	7.27	1.12	0.65	5.11	3.06	NO CUMPLE
	EJE L: ---10---	1.90	0.20	3800	7.70	10.10	1.52	0.50	7.82	4.69	NO CUMPLE
	EJE L: ---9	1.15	0.20	2300	3.31	6.47	0.92	0.56	4.53	2.72	NO CUMPLE
	EJE J: 5-7	1.88	0.12	2256	3.90	4.37	1.50	0.59	4.31	2.58	NO CUMPLE
	EJE J: 6-11	0.95	0.12	1140	0.72	1.02	0.76	0.93	1.56	0.93	NO CUMPLE
	EJE B: 1---	0.93	0.12	1116	6.79	13.55	0.74	0.67	1.99	1.19	NO CUMPLE
	EJE B: ---14	0.93	0.12	1116	0.55	2.26	0.74	0.33	2.61	1.57	NO CUMPLE
	EJE M: 2---	2.38	0.20	4760	5.95	8.41	1.90	0.37	10.80	6.48	NO CUMPLE
	EJE M: ---9	0.68	0.20	1360	1.46	4.44	0.54	0.60	2.57	1.54	NO CUMPLE
Y	EJE N: ---13	0.47	0.12	564	0.46	0.71	0.38	1.72	0.70	0.42	NO CUMPLE
	EJE N: ---14	0.47	0.12	564	0.83	1.06	0.38	2.08	0.70	0.42	NO CUMPLE
	EJE N: 2---	0.95	0.20	1900	1.68	3.44	0.76	0.64	3.48	2.09	NO CUMPLE
	EJE N: ---8	0.30	0.20	600	0.36	1.28	0.24	1.17	0.75	0.45	NO CUMPLE
	EJE C: 1---	2.33	0.12	2796	4.06	6.15	1.86	0.35	6.43	3.86	NO CUMPLE
	EJE C: ---2	0.93	0.12	1116	2.55	4.15	0.74	0.83	1.71	1.03	NO CUMPLE
	EJE C: 1-2	4.20	0.12	5040	3.13	8.46	3.36	0.11	12.59	7.56	NO CUMPLE
	Eje I: 1---	0.94	0.20	1880	2.29	4.77	0.75	0.64	3.45	2.07	NO CUMPLE
	Eje I: ---7	1.40	0.20	2800	3.36	5.54	1.12	0.54	5.58	3.35	NO CUMPLE
	CUBIERTA										
X	EJE 1: P-A-B-C-E	11.85	0.20	23700	11.59	10.12	9.48	0.12	57.83	34.70	Ok
	EJE 13: J---	0.98	0.12	1176	1.52	4.30	0.78	0.45	2.46	1.48	NO CUMPLE
	EJE 13: ---C	3.05	0.12	3660	2.64	4.12	2.44	0.26	8.75	5.25	Ok
	EJE 5: P-J	3.65	0.12	4380	0.80	2.38	2.92	0.12	10.69	6.41	Ok
	EJE 5: P---	0.95	0.12	1140	0.30	0.45	0.76	0.88	1.61	0.97	Ok
	EJE 5: ---J	0.90	0.12	1080	0.85	1.99	0.72	0.59	2.01	1.21	NO CUMPLE
	EJE 5: P-J	3.65	0.12	4380	3.16	2.86	2.92	0.38	9.66	5.80	Ok
	EJE 10: R-S	5.58	0.20	11160	1.22	0.32	4.46	0.85	16.20	9.72	Ok
	EJE 11: Q-R	1.50	0.20	3000	0.19	0.21	1.20	0.75	4.83	2.90	Ok
	EJE 12: P-Q	5.50	0.20	11000	1.63	0.07	4.40	5.29	13.21	7.92	Ok
Y	EJE P: 1-12	8.50	0.20	17000	2.09	3.90	6.80	0.08	41.48	24.89	Ok
	EJE P: 1---	0.93	0.20	1860	0.82	1.87	0.74	0.59	3.48	2.09	Ok
	EJE P: ---2	0.93	0.20	1860	1.27	2.04	0.74	0.84	2.75	1.65	NO CUMPLE
	EJE P: 1-2	2.80	0.20	5600	1.16	3.51	2.24	0.15	13.66	8.20	Ok
	EJE J: 1---	1.87	0.12	2244	1.26	5.20	1.50	0.16	5.48	3.29	NO CUMPLE
	EJE J: ---5	2.80	0.12	3360	3.61	4.50	2.24	0.36	7.52	4.51	Ok
	EJE Q: 11-12	1.60	0.20	3200	0.14	0.30	1.28	0.36	7.13	4.28	Ok
	EJE T: 1-13	0.47	0.12	564	0.35	0.65	0.38	1.43	0.68	0.41	NO CUMPLE
	EJE T: 1---	1.52	0.12	1824	0.13	0.35	1.22	0.31	4.23	2.54	Ok
	EJE R: 10-11	1.70	0.20	3400	0.30	0.27	1.36	0.82	5.13	3.08	Ok
Y	EJE C: 1-3	1.50	0.12	1800	1.10	3.25	1.20	0.28	4.25	2.55	NO CUMPLE
	EJE C: 1---	0.47	0.12	564	0.31	1.14	0.38	0.72	0.94	0.56	NO CUMPLE
	EJE C: ---3	0.59	0.12	708	0.59	1.74	0.47	0.72	1.18	0.71	NO CUMPLE
	EJE C: 1-3	1.50	0.12	1800	1.18	3.45	1.20	0.29	4.24	2.54	NO CUMPLE
	Eje S: 1-2-10	5.25	0.20	10500	2.21	1.09	4.20	0.48	21.42	12.85	Ok

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

CAPÍTULO 6.

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Se decide realizar un reforzamiento por medio de enchapado debido a que este sistema es poco invasivo, de fácil construcción y rigidiza la estructura a nivel de pórticos y no de elementos como es el caso del encamisado.

6.1. PARÁMETROS INICIALES DEL REFORZAMIENTO POR ENCHAPADO

Para el diseño por enchapado no se tomará la resistencia de la mampostería, únicamente se tomará la resistencia del enchape porque el efecto positivo de la mampostería artesanal de relleno es mínimo en comparación con los beneficios generales del hormigón con malla electrosoldada en conjunto y debido a que el comportamiento de la mampostería no es muy predecible, no se puede asegurar si las características de resistencia mínimas necesarias beneficiarán el desempeño de la estructura, además, de hecho, la mampostería no está debidamente conectada a las vigas, losas y columnas, por lo que la mampostería no funcionará como los elementos del sistema aporticado cuando se produzca un sismo, también cabe señalar que la mampostería al ser un elemento muy rígido no presenta ductilidad alguna, por lo que su tipo de falla es frágil, es decir que en su condición original no se comportará de igual manera que el pórtico, por lo tanto se considera que tiene un aporte estructural nulo (Andrade, 2017), por estas razones no se modelará la mampostería y su resistencia servirá como un factor de seguridad.

6.1.1. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES DE ENCHAPADO

El material de hormigón en obra debe tener una resistencia a la compresión de 180 kg/cm² mientras en el modelo se presenta una resistencia a la compresión de 100 kg/cm² (Placencia & Paredes, 2017), esto debido a las incertidumbres constructivas ya que se utiliza hormigón proyectado. El módulo de elasticidad es de 125000 kg/cm².

El espesor del enchape se establece entre 4 a 5 cm a cada lado de la mampostería, se descarta el enchape de 3cm ya que es complicado de obtener debido al armado de este.

La resistencia a la fluencia del acero para las mallas electrosoldadas es de 5000 kg/cm², estas mallas son utilizadas como acero de refuerzo y serán de ø4 mm @ 10 cm o ø5 mm @ 10 cm.

6.1.2. COMBINACIONES DE CARGA

La NEC-SE-RE establece nuevas combinaciones para la rehabilitación esto debido a que la combinación de las acciones gravitacionales y sísmicas son diferentes a las utilizadas en el diseño, a continuación, se muestran las combinaciones de carga para rehabilitación según los estándares establecidos en las normas (ASCE/SEI 41-17, 2017) y (NEC-15-SE-RE, 2014):

$$1.1 (D + 0.25L) + E \quad (17)$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E \quad (18)$$

Donde

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

E: Efectos de las fuerzas sísmicas.

6.1.3. CÁLCULO A CORTE

Los muros se pueden clasificar en muros altos, intermedios y bajos como se muestra en las siguientes fórmulas:

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 3 : \text{muros altos} \quad (19)$$

$$2 < \frac{h_w}{l_w} < 3 : \text{muros intermedios} \quad (20)$$

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 : \text{muros bajos} \quad (21)$$

Donde,

h_w : Altura del muro.

l_w : Largo del muro.

La resistencia a corte nominal V_n se determinará en base a la siguiente formula:

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y), \text{ (ACI, 2015)} \quad (22)$$

$$\alpha_c = 0.8, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \quad (23)$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \quad (24)$$

Donde:

V_n : Resistencia a corte nominal, kgf.

V_c : Resistencia a corte del hormigón, kgf.

V_s : Resistencia a corte del acero, kgf.

A_{cv} : Área bruta de hormigón, cm^2 .

α_c : Coeficiente de contribución del hormigón a corte.

λ : Factor de las propiedades mecánicas del hormigón, 1 para hormigón normal.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, kgf/cm^2 .

ρ_t : Relación de área entre el refuerzo longitudinal y la sección de hormigón.

f_y : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, kgf/cm^2 .

6.2. MODELACIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL CON REFORZAMIENTO

6.2.1. ESTIMACIÓN DE CARGAS DEL REFORZAMIENTO

La estimación de cargas del reforzamiento se ha realizado de la misma forma que la sección 5.1.1. (Estimación de cargas de la estructura actual). En la tabla 36 se muestra la carga muerta ejercida por la mampostería sobre la losa.

Tabla 36.*Carga de la mampostería sobre la losa.*

Carga de la mampostería sobre la losa [kg/m ²]		
Losa	Vivienda A	Vivienda B
primero	325	457
segundo	134	241

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El enchape varía en su espesor ya que existen espesores de enchape de 8 y 10 cm dependiendo de las solicitaciones de la estructura. La carga muerta del enchape por metro cuadrado del mismo se encuentra en la tabla 37.

Tabla 37.*Carga muerta del enchape por m².*

Carga muerta del enchape	
Enchape	[kg/m ²]
8 cm	192
10 cm	240

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

La distribución de fuerzas sísmicas para el modelo enchapado se encuentra en la tabla 38. El corte basal "V" es de 0.44088 respecto a la carga sísmica reactiva.

Tabla 38.*Distribución de fuerza sísmica.*

Piso	W _i [T]	h _i [m]	W _i *h _i ^k [T-m]	F _i [T]
Cubierta	19.17	7.65	146.6	16.7
2	128.99	5.10	657.9	74.7
1	172.38	2.55	439.6	49.9
Suma	320.54		1244.1	141.3
Corte basal	141.32			

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.2.2. CONFIGURACIÓN DEL ENCHAPE (MODELOS SEPARADOS)

Para la modelación del enchape se plantea un reforzamiento por separado en primera instancia, es decir, un reforzamiento para la vivienda A (Figura 120 y 121) y otro reforzamiento para la vivienda B (Figura 122 y 123) para determinar si una configuración de reforzamiento por enchapado para cada vivienda por individual es suficiente.

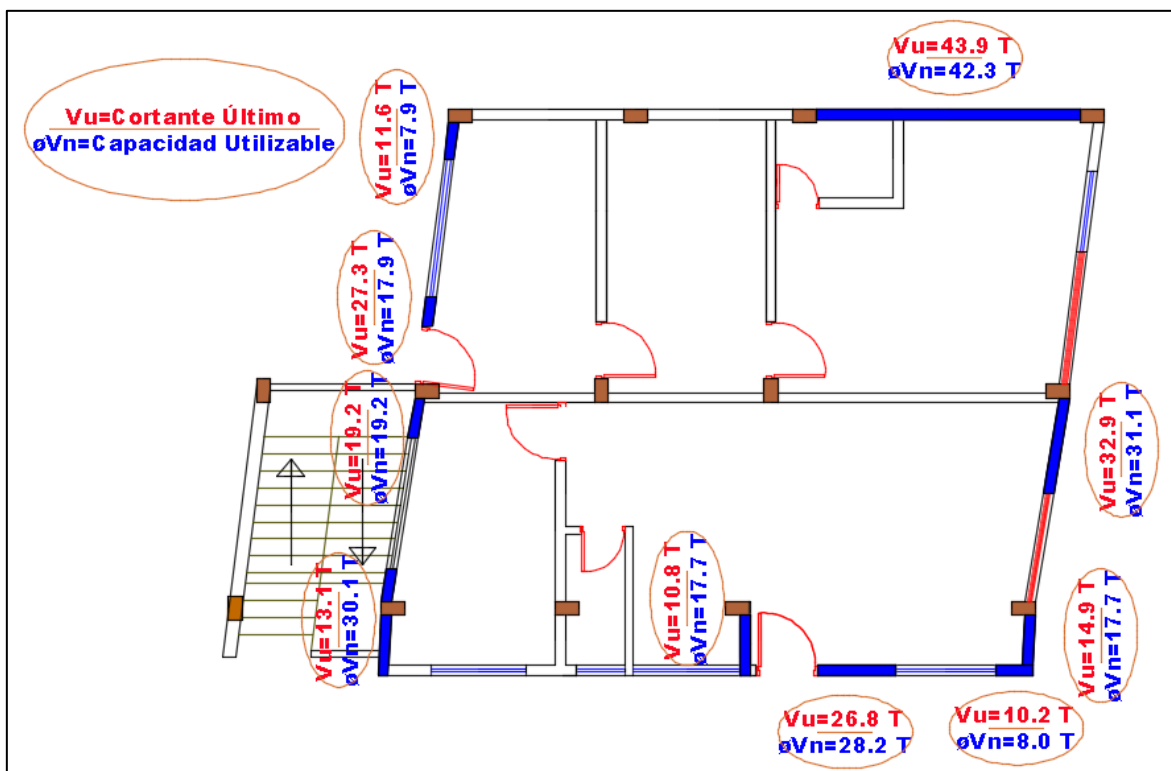


Figura 120. Enchape 1er piso, Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

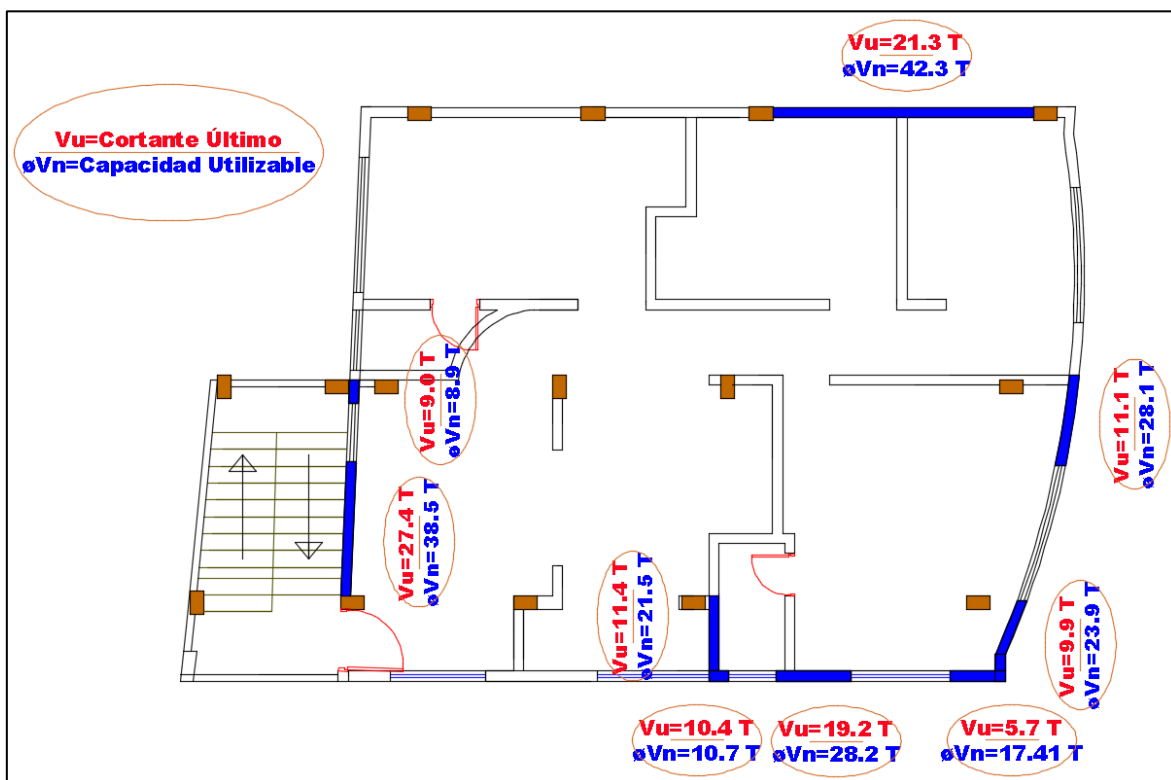


Figura 121. Enchape 2do piso, Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

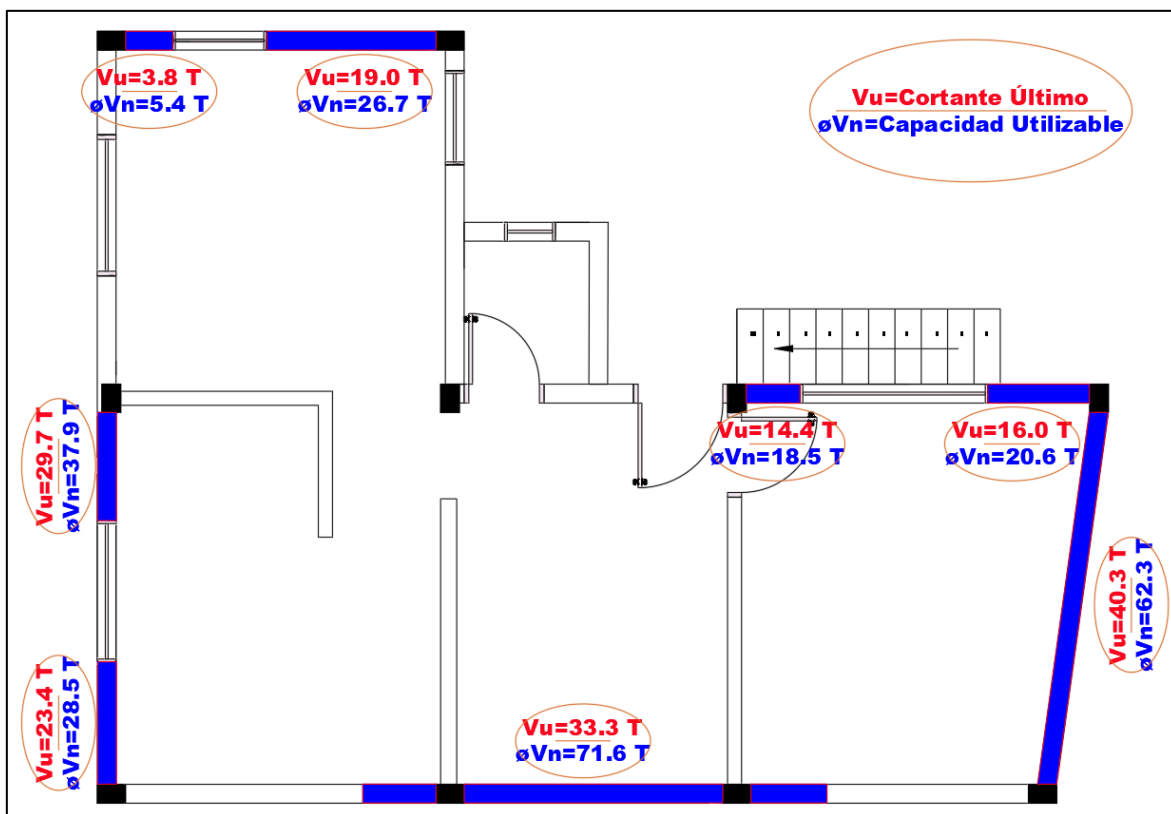


Figura 122. Enchape 1er piso, Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

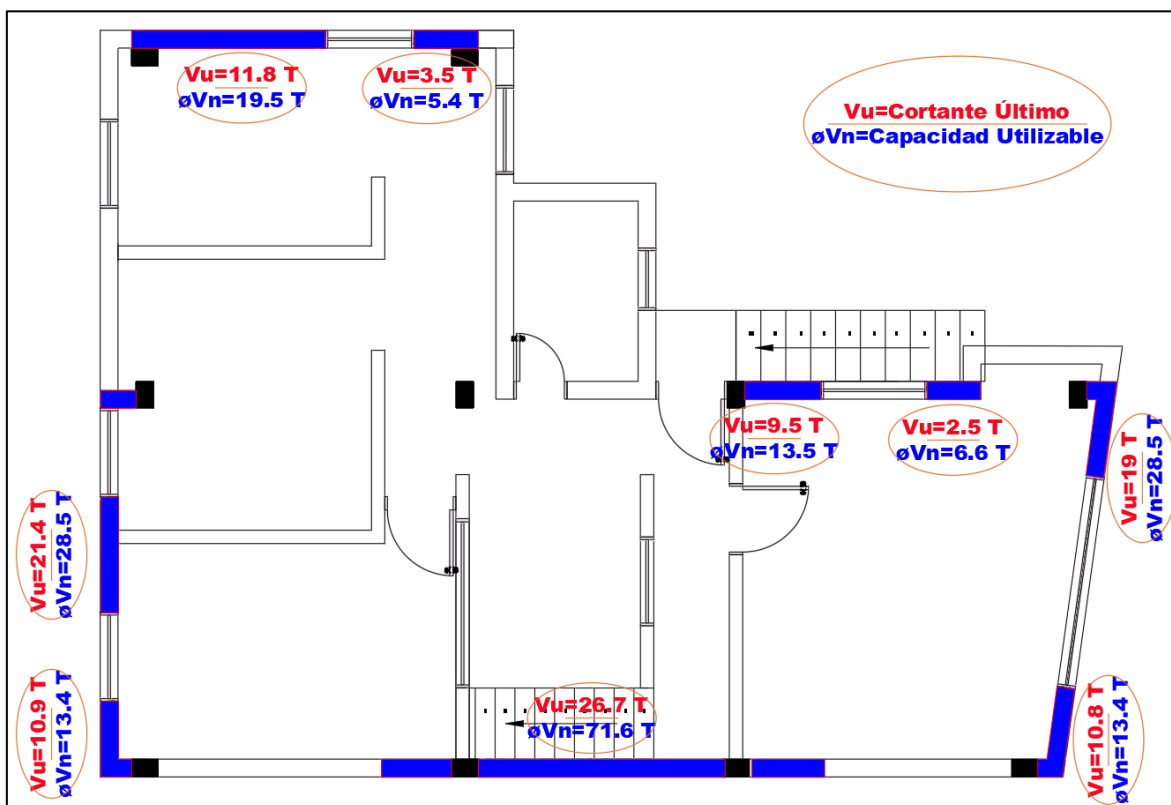


Figura 123. Enchape 2do piso, Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El armado y el hormigón del enchape utilizado en el modelo se lo hizo sin tomar en cuenta la mampostería por las razones descritas en la sección 6.1 (Parámetros iniciales del reforzamiento por enchapado), por lo tanto, se consideró únicamente el espesor del enchape sin ningún tipo de separación entre ellos, para ello se utilizó elementos tipo Shell y se asignaron “Piers” y “Spandrels” a cada muro para ingresar su respectivo armado, el detalle de la sección de enchape utilizada en el modelo se lo puede apreciar en la figura 124 y 125 para un muro sin abertura y con abertura respectivamente.

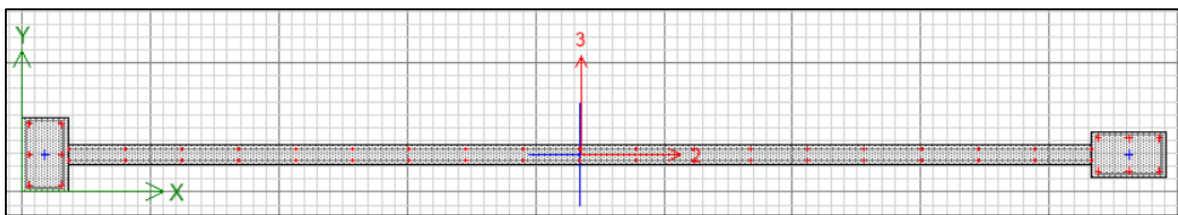


Figura 124. Armado de enchape, muro sin ventana, Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

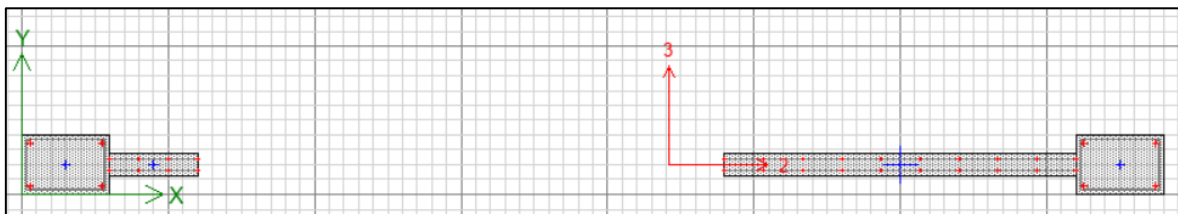


Figura 125. Armado de enchape, muro con ventana, Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Como se puede apreciar en la figura 125, se tomó en cuenta las ventanas existentes para cada pared al momento de modelar el enchape, esto para realizar un mejor análisis de la concentración de esfuerzos que actuarían en las mochetas (sección de pared generadas por presencia de ventanas o puertas) ya que son las zonas más críticas en paredes con aberturas.

Este análisis también se lo puede realizar considerando el espacio entre los enlucidos del enchape debido a la presencia de la mampostería; en un estudio reciente sobre este tipo de reforzamiento (enchapado de paredes) si consideraron este espaciamiento entre los enlucidos para el modelamiento y realizaron una comparación de concentración de esfuerzos en las columnas entre las dos alternativas y obtuvieron como resultado que la alternativa que cuenta con espaciamiento entre enlucidos tiene una mejor distribución y menor concentración

de esfuerzos debido a que al considerar el espaciamiento, el brazo de palanca que direcciona las fuerzas y momentos es menor comparado con la alternativa que no cuenta con espaciamiento entre los enlucidos (Chávez & Gómez, 2020), por lo tanto, para este caso se estaría analizando con la alternativa que no cuenta con espaciamiento entre enlucidos siendo el caso más crítico entre las dos alternativas por tener una concentración de esfuerzos mayores, por lo tanto al diseñar el reforzamiento con esfuerzos más altos se estaría dando mayor seguridad a las viviendas.

Una vez ingresado el armado de los enchapes y realizado el análisis a corte se encuentra que la vivienda A no presenta una configuración adecuada de paredes con continuidad en elevación en el sentido este-oeste (perpendicular al sentido de adosamiento) que sea favorable para la implementación del enchape ya que no cumple el chequeo a corte (Tabla 39), esto debido a sus volados a diferencia de la vivienda B ya que, esta si cuenta con varias opciones de paredes a enchapar en ambos sentidos y cumple el chequeo a corte (Tabla 40).

Tabla 39.
Chequeo a corte del enchape, Vivienda A.

SENTIDO	ENCHAPE	alfac	Vc	Vs	$\emptyset Vn$	Vu	Vu< $\emptyset Vn$	Vu/ $\emptyset Vn$ (%)
			(T)	(T)	(T)	(T)		
X	Px 1_1	0.80	13.5	42.9	42.3	43.9	NO	104%
	Px 2_1	0.80	13.5	42.9	42.3	21.3	ok	50%
	Px 1_2A	0.80	11.0	26.5	28.2	26.8	ok	95%
	Px 1_2B	0.53	2.4	8.2	8.0	10.2	NO	129%
	Px 2_2_A	0.80	4.0	10.2	10.7	10.4	ok	97%
	Px 2_2_B	0.80	11.0	26.5	28.2	19.2	ok	68%
	Px 2_2_C	0.80	6.9	16.3	17.4	5.7	ok	33%
Y	Py 1_1_A	0.80	11.6	28.6	30.1	13.1	ok	43%
	Py 1_1_B	0.80	7.3	18.4	19.2	19.2	ok	100%
	Py 2_1_A	0.80	14.6	36.7	38.5	27.4	ok	71%
	Py 2_1_B	0.80	3.7	8.2	8.9	9.1	NO	102%
	Py 1_2_A	0.61	5.5	18.4	17.9	27.3	NO	152%
	Py 1_2_B	0.53	2.4	8.2	7.9	11.6	NO	147%
	Py 1_3	0.53	5.2	18.4	17.7	10.8	ok	61%
	Py 2_3	0.53	6.2	22.5	21.5	11.4	ok	53%
	Py 1_4_A	0.53	5.2	18.4	17.7	14.9	ok	84%
	Py 1_4_B	0.55	8.8	32.7	31.1	32.9	NO	106%
	Py 2_4_A	0.80	9.4	22.5	23.9	9.9	ok	42%
	Py 2_4_B	0.80	11.0	26.5	28.1	11.1	ok	39%

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 40.
Chequeo a corte del enchape, Vivienda B.

SENTIDO	ENCHAPE	alfac	Vc	Vs	$\emptyset Vn$	Vu	Vu< $\emptyset Vn$	Vu/ $\emptyset Vn$ (%)
			(T)	(T)	(T)	(T)		
X	1: J-C P1	0.80	32.8	62.7	71.6	33.3	ok	47%
	1: J-C P2	0.80	32.8	62.7	71.6	26.7	ok	37%
	2: C-- P1	0.80	6.2	18.4	18.5	14.4	ok	78%
	2: --E P1	0.80	7.1	20.4	20.6	16.0	ok	77%
	2: C-- P2	0.80	6.2	11.8	13.5	9.5	ok	70%
	2: --E P2	0.53	2.2	6.5	6.6	2.5	ok	38%
	3: A-- P1	0.53	2.0	5.2	5.4	3.7	ok	69%
	3: --B P1	0.80	9.1	26.5	26.7	19.0	ok	71%
	3: A-- P2	0.80	9.1	17.0	19.5	11.8	ok	60%
	3: --B P2	0.53	2.0	5.2	5.4	3.5	ok	64%
Y	A: 1-13 P1	0.80	9.4	28.6	28.5	23.4	ok	82%
	A: 5-2 P1	0.80	9.4	41.1	37.9	29.7	ok	78%
	A: 1-13 P2	0.80	6.0	11.8	13.3	10.9	ok	82%
	A: 5-2 P2	0.80	9.4	28.6	28.5	21.4	ok	75%
	F: 1-2 P1	0.80	28.2	54.9	62.3	40.3	ok	65%
	I: 1-- P2	0.80	6.0	11.8	13.3	10.8	ok	81%
	I: --2 P2	0.80	9.4	28.6	28.5	19.0	ok	67%

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Debido a la mala configuración de paredes en el sentido Y de la vivienda A, no se puede implementar el enchapado para los modelos propuestos por lo que se presentan dos opciones de solución:

- Cambiar la arquitectura de las paredes en la vivienda A para que presente continuidad en elevación en las paredes a enchapar.
- Unir las dos viviendas, aprovechando las variedades de opciones de paredes que se pueden enchapar en la vivienda B.

Dada las dos opciones anteriores se opta por unir las dos viviendas. A continuación, se mencionan las razones por las que resulta más conveniente unir las dos viviendas y no cambiar la arquitectura de la vivienda A.

- La unión de las dos viviendas es menos invasiva en la arquitectura de la vivienda A ya que no se tendría que construir nuevas paredes y demoler paredes ya existentes resultando en menores costos de reforzamiento.
- No se tendría que intervenir excesivamente en la cimentación ya que las paredes existentes en la base de la vivienda A se encuentran

sobre muros, mas no sería el caso si se optara por cambiar la arquitectura en la vivienda A.

- Se eliminaría cualquier problema existente debido al golpeteo ya que las dos viviendas trabajarían en conjunto y no como dos estructuras por separado.

6.2.3. CONFIGURACIÓN DEL ENCHAPE (MODELO UNIDO)

Para la simulación de las dos viviendas unidas se colocará un solo diafragma por piso (Figura 126), esto provocara que todos los nodos de cada piso a la altura de la losa en las dos viviendas se deformen juntos, esto debido a que la rigidez en el plano es tan grande que dos nodos no se pueden mover entre sí (no se desarrolla alargamiento).

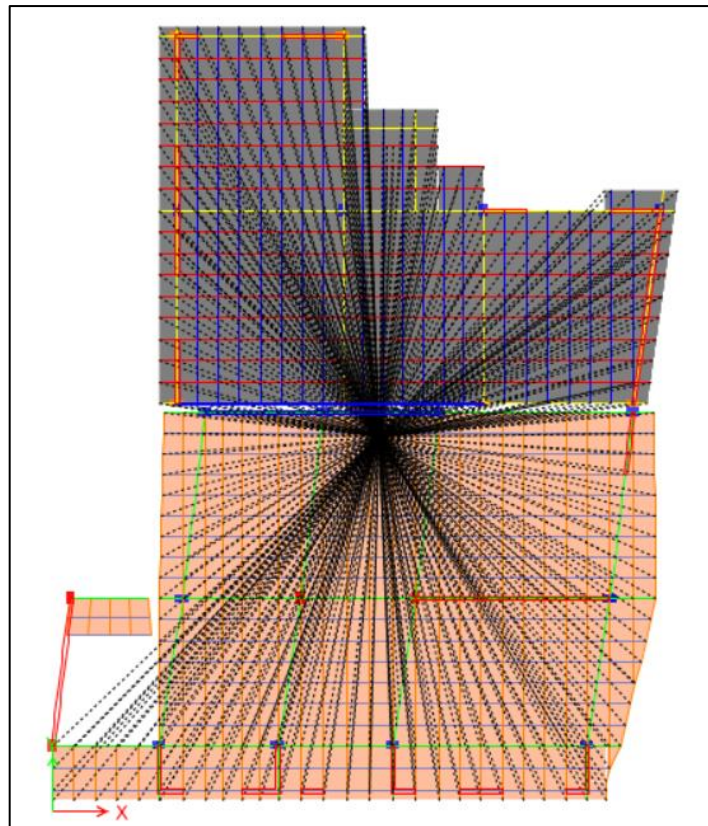


Figura 126. Diafragmas 1er piso.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El nuevo reforzamiento con enchape muestra una mejor distribución de paredes enchapadas lo cual se muestra en la figura 127 y cumple con el chequeo a corte que se presenta en el capítulo 6.3.4. Resistencia a Corte del Enchape.

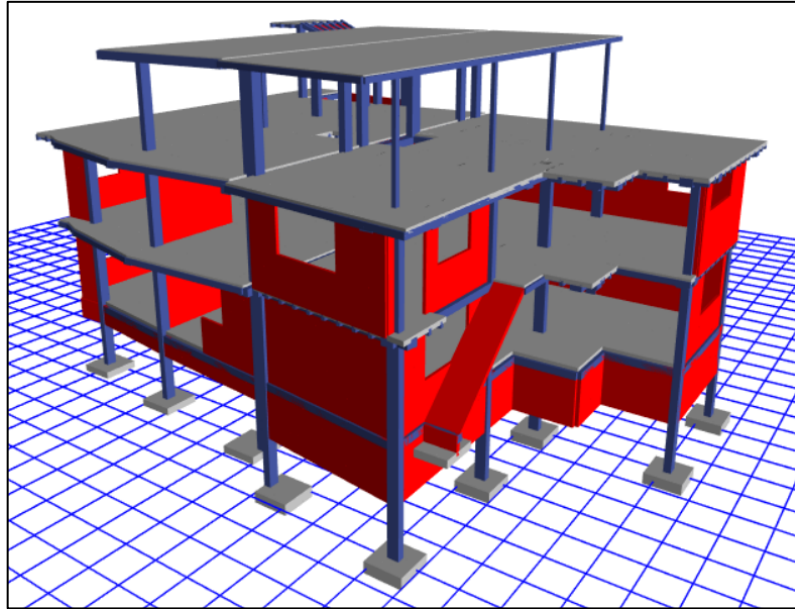


Figura 127. Enchape vivienda A y B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Para la unión de las losas de las dos viviendas se procede a unir las mismas por medio de placas de 30 cm x 30 cm x 1 cm y pernos de diámetro de 19 mm (en los planos se especifica la cantidad y posición de placas y pernos), esto se realizará en tres puntos en el primer piso y tres puntos en el segundo piso.

Diseño de placas

Fluencia a tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y * A_g \text{ (AISC, 2010)} \quad (25)$$

$$\phi_1 = 0.9, \text{ (LRFD)} \quad (26)$$

Ruptura a tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u * A_e \text{ (AISC, 2010)} \quad (27)$$

$$\phi_2 = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad (28)$$

Donde:

P_n : Resistencia a tracción, kgf.

F_y : Tensión de fluencia mínima de la placa, kgf/cm².

A_g : Área bruta del miembro, cm².

F_u : Tensión última mínima de la placa, kgf/cm².

A_e : Área neta efectiva, cm^2 .

ϕ_1 : Coeficiente de fluencia.

ϕ_2 : Coeficiente de Ruptura.

Diseño de pernos

Resistencia de tracción y corte de pernos y partes enroscadas:

$$R_n = F_n * A_b \text{ (AISC, 2010)} \quad (29)$$

$$\phi_3 = 0.75(LRFD) \quad (30)$$

Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos:

$$R_n = 1.2 * l_c * t * F_u \leq 2.4 * d * t * F_u \text{ (AISC, 2010)} \quad (31)$$

$$\phi_4 = 0.75(LRFD) \quad (32)$$

Donde:

R_n : Resistencia a tracción y corte, kgf.

F_n : Tensión de tracción o corte nominal, kgf/cm^2 .

A_b : Área bruta del perno, cm^2 .

F_u : Resistencia última mínima de la placa, kgf/cm^2 .

l_c : Distancia libre en dirección de la carga, entre borde y borde de perforación o borde de perforación y borde de material, cm.

t : Espesor del material conectado, cm.

ϕ_3 : Coeficiente de tracción y corte.

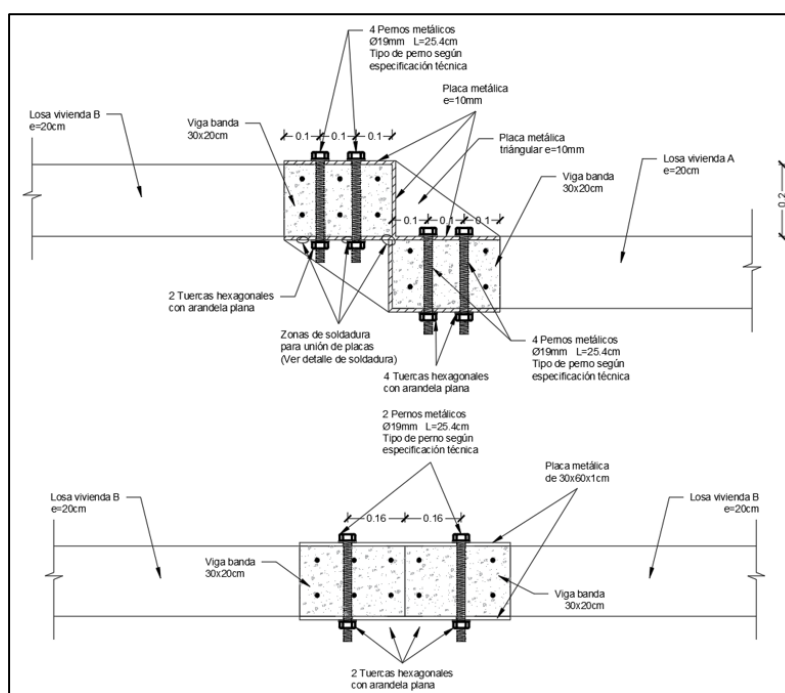
ϕ_4 : Coeficiente de aplastamiento.

La sollicitación y la capacidad de placas y pernos se observa en la tabla 41. En la figura 128 se muestra una configuración para las placas. La unión de las paredes adosadas por medio de las grapas y la unión de dos paredes colineales en la fachada frontal se tomarán como factor de seguridad para la unión de las dos viviendas.

Tabla 41.*Chequeo de la capacidad y sollicitación de placas y pernos.*

PUNTO	# Placas	Resistencia placas	# Pernos	Resistencia pernos	Solicitación
		T		T	T
1A	1	62.9	4	32.4	22.42
1B	1	62.9	4	32.4	16.5
1C	1	62.9	2	16.2	15.48
2A	2	125.73	2	32.4	32.37
2B	2	125.73	2	32.4	22.06
2C	2	125.73	2	32.4	6.38

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

**Figura 128.** Configuración de placa.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos corresponden a la modelación de las dos viviendas reforzadas por medio del enchape. Para garantizar la unión de las dos viviendas se procede a unir las losas de éstas.

6.3.1. MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración se presentan en la tabla 42. El primer modo de vibración es de 0.28 s con movimiento de traslación perpendicular al sentido del adosamiento. El segundo modo de vibración es de 0.24 s con movimiento de

traslación paralelo al sentido del adosamiento. En el tercer modo de vibración es de 0.19 s en el que se presenta torsión.

Tabla 42.

Modos de vibración.

Participación de masa modal					
Modo	Periodo [s]	UX	UY	RZ	Movimiento
1	0.283	0.000	0.713	0.024	Traslación
2	0.243	0.594	0.012	0.187	Traslación
3	0.186	0.223	0.019	0.624	Rotación

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3.2. DERIVAS

Las derivas máximas que plantea la NEC son del 1% es decir el 0.01 de la altura total del piso y este no debe ser excedido por ningún piso. En la tabla 43 y 44 se muestran las derivas inelásticas máximas encontradas (Figura 129 y 130).

Tabla 43.

Derivas inelásticas en X.

Piso	Derivas inelásticas en X %	
	Sx	Deriva max
3ro	0.29	1
2do	0.38	1
1ro	0.40	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

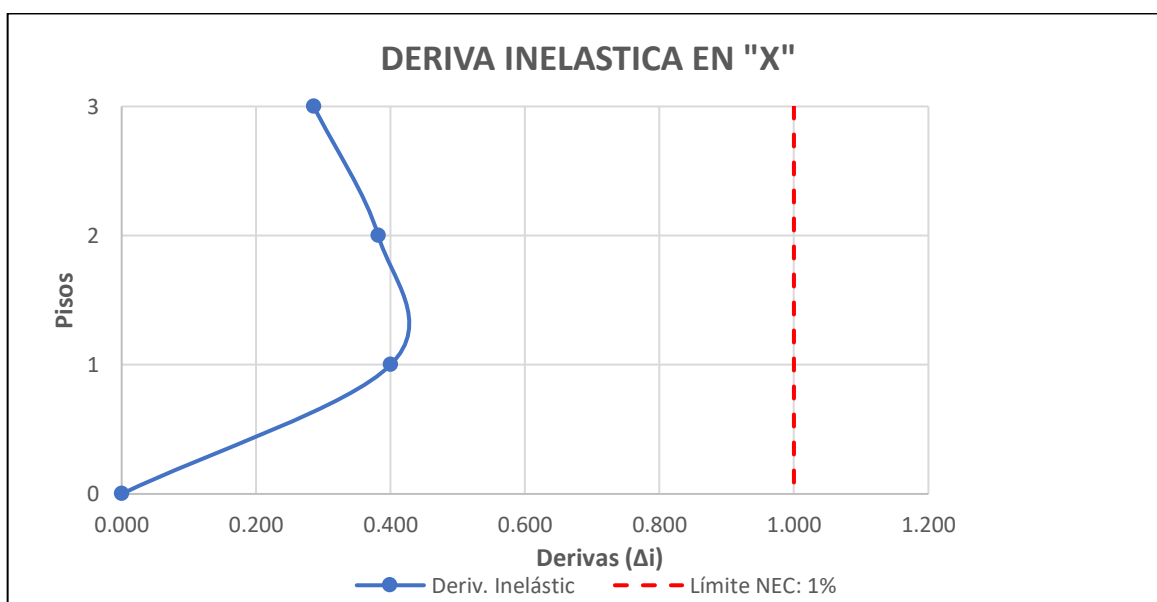


Figura 129. Derivas inelásticas en X.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 44.
Derivas inelásticas en Y.

Derivas inelásticas en Y %		
Piso	Sy	Deriva max
3ro	0.43	1
2do	0.54	1
1ro	0.52	1

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

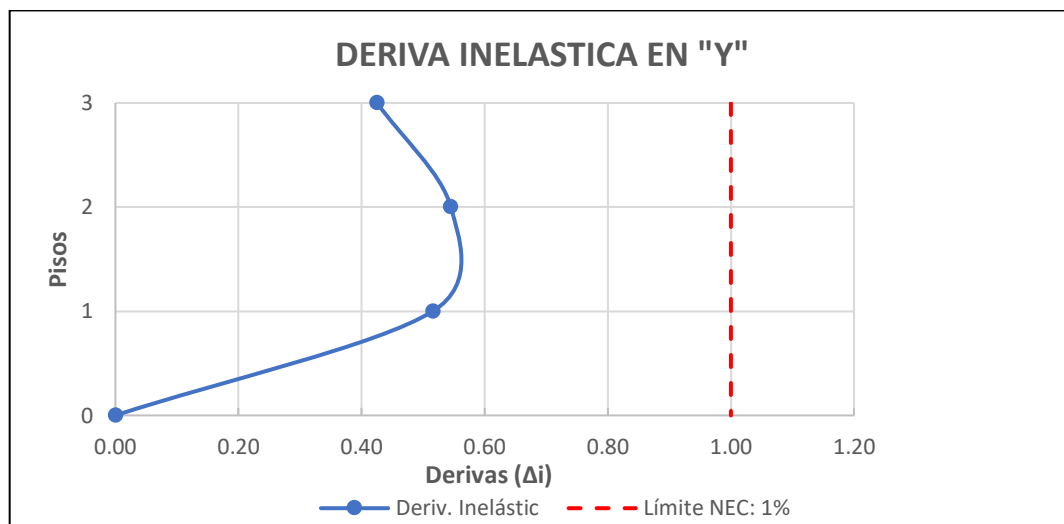


Figura 130. Derivas inelásticas en Y.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Las viviendas no sobrepasan las derivas máximas permitidas por la NEC para estructuras de mampostería reforzada.

6.3.3. ESFUERZOS DEL SUELO

El esfuerzo admisible del suelo es de 18.02 T/m² y la presión máxima estática encontrada en la vivienda A es 6.58 T/m² (Figura 131) y en la vivienda B es 13.76 T/m² (Figura 132) correspondiente a la combinación de carga D+L (ACI, 2015). La presión máxima dinámica encontrada en la vivienda A es 6.47 T/m² (Figura 133) y 9.47 T/m² en la vivienda B (Figura 134) correspondiente a las combinaciones de carga 0.5*(D+L+E) (NEC-15-SE-GC, 2014).

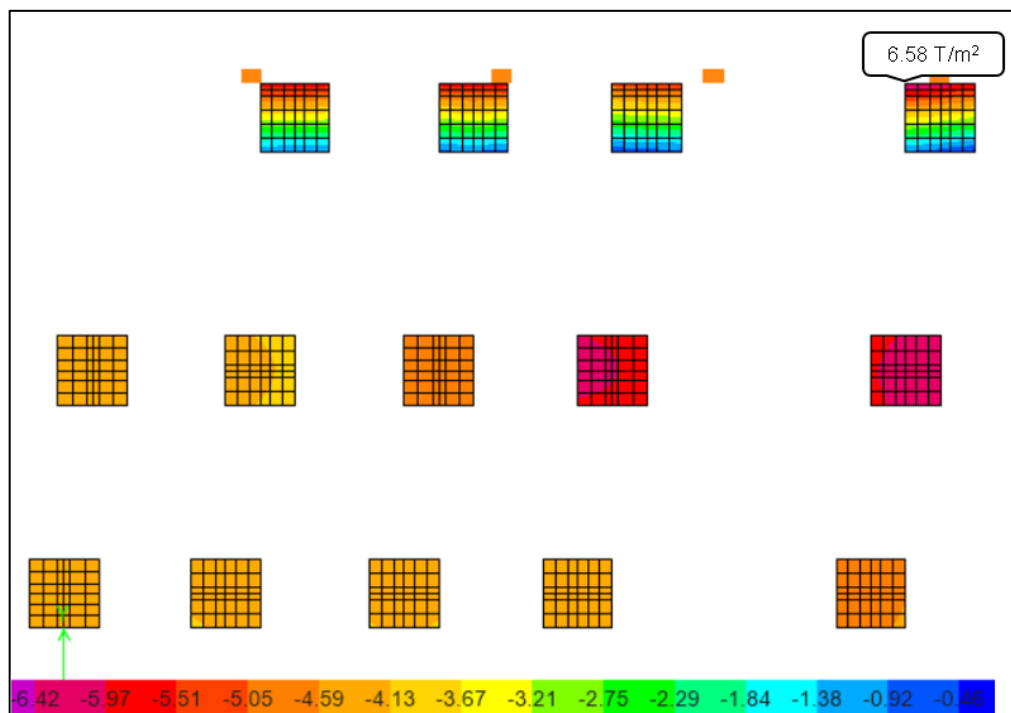


Figura 131. Presión estática del suelo vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

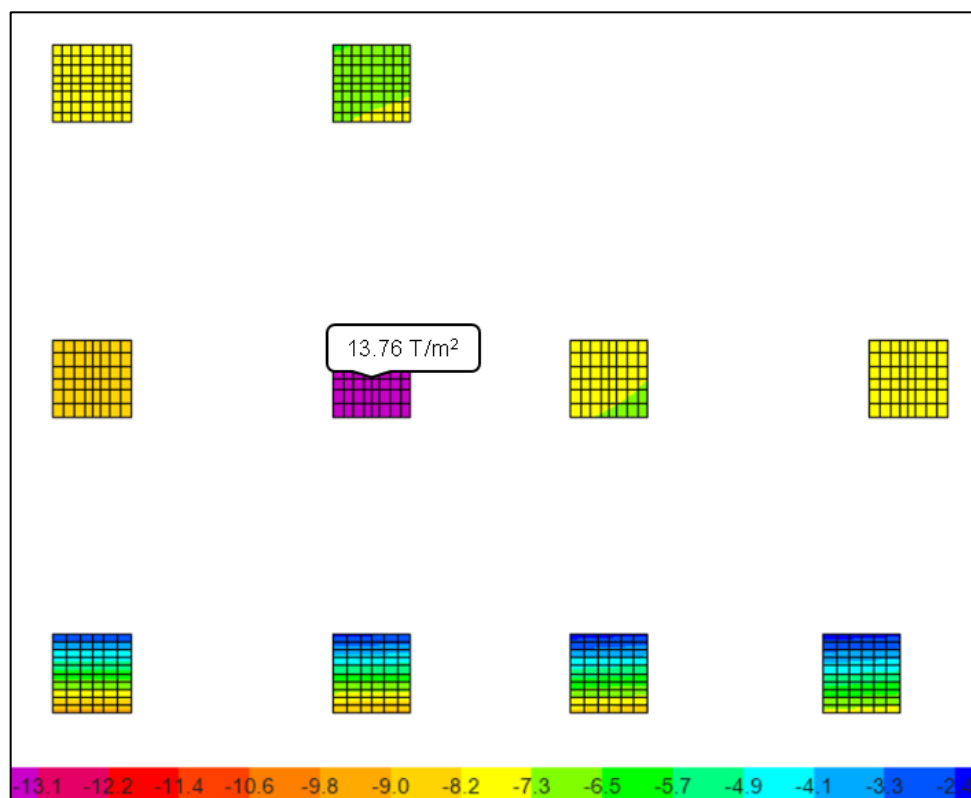


Figura 132. Presión estática del suelo vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

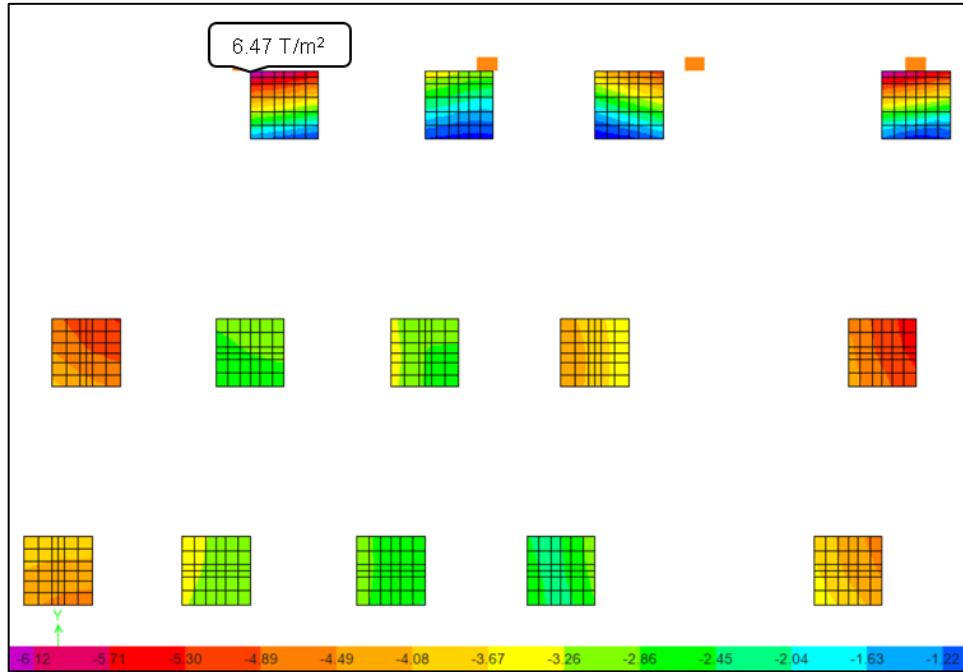


Figura 133. Presión dinámica del suelo vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

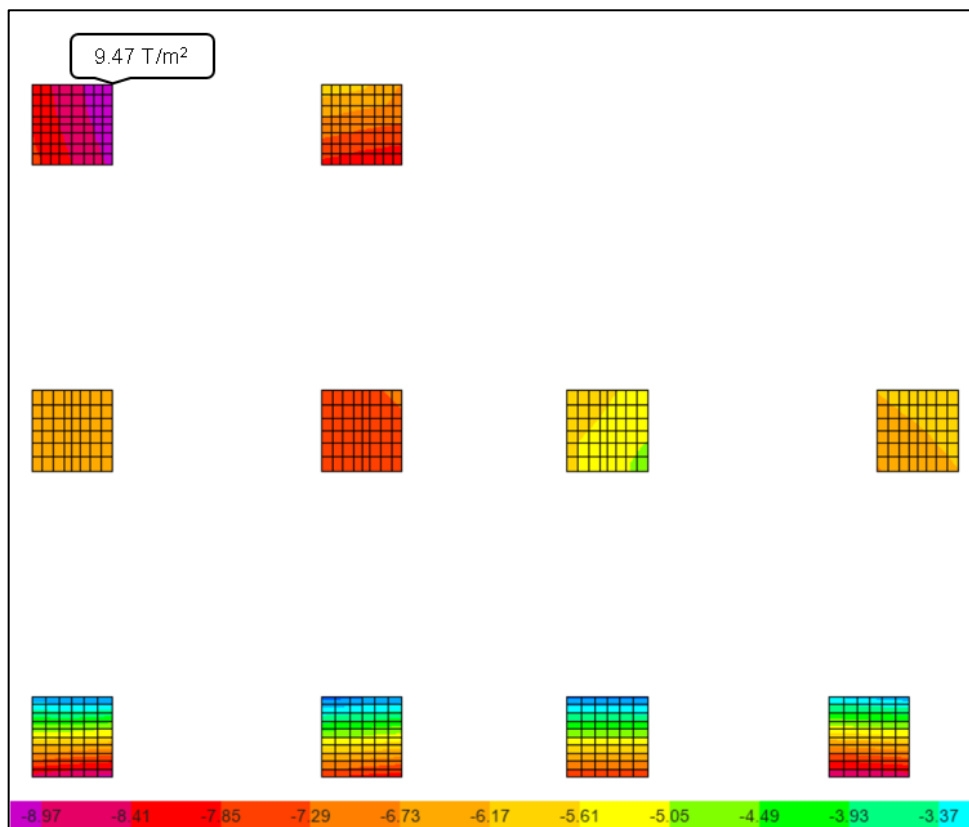


Figura 134. Presión dinámica del suelo vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

El asentamiento máximo permitido por la NEC es de 2.5cm y el asentamiento máximo encontrado en la vivienda A es de 0.31 cm y en la vivienda B es de 0.63 cm. El punzonamiento ejercido en las zapatas se presenta en la tabla 45, donde el esfuerzo por punzonamiento utilizable en la vivienda A y B es 6.61 T/m² y 7.98 T/m² respectivamente mientras las solicitaciones de la vivienda A y B es 4.64 T/m² y 1.58 T/m² respectivamente.

Tabla 45.

Esfuerzo de punzonamiento, viviendas actuales.

Zapata		Vivienda A	Vivienda B	
Lindero	ØVn	6.61	7.98	kg/cm ²
	Vu	2.92	4.36	T
	Vu	1.61	1.24	kg/cm ²
Central	ØVn	6.61	7.98	kg/cm ²
	Vu	4.64	9.37	T
	Vu	1.55	1.58	kg/cm ²

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Dado estos resultados en la cimentación no se tiene problemas en la misma ya que la cimentación de las dos viviendas no sobrepasa el esfuerzo admisible del suelo, ni los asentamientos máximos permitidos por la NEC y no se tienen problemas respecto al punzonamiento.

6.3.4. RESISTENCIA A CORTE DEL ENCHAPE

En las tablas 46, 47 y 48 se presentan los resultados de la resistencia a corte del enchape. El enchape requiere mallas de ø4mm @ 10 cm y ø5mm@ 10 cm en el primer y segundo piso. Las figuras 135,136, 137 y 138 se muestran la demanda y la capacidad a corte de las paredes enchapadas en valores como en porcentaje.

Tabla 46.
Tipo de muro.

SENTIDO	MAMPOSTERÍA	hw (m)	lw (m)	hw/lw	Tipo	
X	1": B-J P1	1.48	0.51	2.90	Muros Intermedios	
	1": --C P1	0.50	0.90	0.56	Muros cortos	
	1": C`-C`` P1	0.50	0.60	0.83	Muros cortos	
	1": D-- P1	2.46	0.50	4.92	Muros cortos	
	1": --G-- P1	1.48	0.92	1.61	Muros cortos	
	1": --E P1	1.48	0.46	3.22	Muros cortos	
	1': B-- P2	1.54	0.51	3.02	Muros cortos	
	1': --C P2	1.54	1.25	1.23	Muros cortos	
	1': --D P2	0.50	0.50	1.00	Muros cortos	
	1': D-- P2	0.51	1.88	0.27	Muros cortos	
	1': --E P2	1.54	0.46	3.35	Muros cortos	
	3: D"-E P1	2.46	4.22	0.58	Muros cortos	
	3: --E P1	2.57	2.75	0.93	Muros cortos	
	4: B"--D" P1	2.46	9.29	0.26	Muros cortos	
	7: O--J P1	2.46	9.90	0.25	Muros cortos	
	5: G-- P1	1.48	0.93	1.59	Muros cortos	
	5: --K P1	1.48	1.20	1.23	Muros cortos	
	5: O--J P2	2.57	0.40	6.43	Muros largos	
	5: G-- P2	1.54	0.93	1.66	Muros cortos	
	5: E--E" P2	1.54	0.46	3.35	Muros largos	
	5: K-- P2	2.57	0.30	8.57	Muros largos	
	6: J-- P1	1.48	0.45	3.29	Muros largos	
	6: --H P1	1.48	1.35	1.10	Muros cortos	
	6: O--J P2	2.57	0.50	5.14	Muros largos	
	17: J-- P2	1.03	1.35	0.76	Muros cortos	
	17: --H P2	1.03	0.45	2.29	Muros Intermedios	
	Y	AV: 2-3 P1-P2	5.03	3.23	1.56	Muros cortos
		B: 1"-2 P1	2.46	1.00	2.46	Muros Intermedios
C: 1"-2 P1		2.46	1.17	2.10	Muros Intermedios	
D: 1"-2 P1		2.46	1.17	2.10	Muros Intermedios	
E: 1"-2 P1		2.46	1.17	2.10	Muros Intermedios	
BV: --4 P1		0.98	2.27	0.43	Muros cortos	
BV: --4 P1 Mo		1.48	1.35	1.10	Muros cortos	
J: 4-- P1		1.48	1.40	1.06	Muros cortos	
J: --5-- P1		1.48	2.83	0.52	Muros cortos	
J: --6 P1		1.48	0.95	1.56	Muros cortos	
J: 6--17 P2		2.57	0.20	12.85	Muros largos	
O: 7-- P2		1.54	0.93	1.66	Muros cortos	
O: 18--13 P2		1.54	1.40	1.10	Muros cortos	
O: 5--8 P2		1.54	2.10	0.73	Muros cortos	
O: --6 P2		1.54	1.10	1.40	Muros cortos	
L: 7-5 P1		2.46	4.24	0.58	Muros cortos	
V: 7-- P2		1.54	0.94	1.64	Muros cortos	
V: --5 P2		1.54	1.54	1.00	Muros cortos	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 47.
Acero de refuerzo del enchape.

SENTID	MAMPOSTERÍA	ESPESO (cm)	mall #	fi m	@ c	As (cm2)	Pt mín	As mín (cm2/m)	AS>Asmí n	
X	1": B-J P1	8	2	5	10	1.96	0.002	1.02	ok	
	1": --C P1	8	2	5	10	3.53	0.002	1.80	ok	
	1": C`-C`` P1	8	2	5	10	2.36	0.002	1.20	ok	
	1": D-- P1	8	2	5	10	1.96	0.002	1.00	ok	
	1": --G-- P1	8	2	4	10	2.26	0.002	1.84	ok	
	1": --E P1	8	2	4	10	1.00	0.002	0.92	ok	
	1": B-- P2	8	2	4	10	1.26	0.002	1.02	ok	
	1": --C P2	8	2	4	10	3.01	0.002	2.50	ok	
	1": --D P2	8	2	4	10	1.26	0.002	1.00	ok	
	1": D-- P2	8	2	4	10	4.52	0.002	3.76	ok	
	1": --E P2	8	2	4	10	1.00	0.002	0.92	ok	
	3: D"-E P1	8	2	4	10	10.55	0.002	8.44	ok	
	3: --E P1	8	2	4	10	6.78	0.002	5.50	ok	
	4: B"--D" P1	4	1	4	10	11.56	0.002	9.29	ok	
	7: O--J P1	4	1	4	10	12.43	0.002	9.90	ok	
	5: G-- P1	8	2	4	10	2.26	0.002	1.86	ok	
	5: --K P1	8	2	4	10	3.01	0.002	2.40	ok	
	5: O--J P2	8	2	4	10	1.00	0.002	0.80	ok	
	5: G-- P2	8	2	4	10	2.26	0.002	1.86	ok	
	5: E--E" P2	8	2	4	10	1.00	0.002	0.92	ok	
	5: K-- P2	8	2	4	10	0.75	0.002	0.60	ok	
	6: J-- P1	8	2	4	10	1.00	0.002	0.90	ok	
	6: --H P1	8	2	4	10	3.27	0.002	2.70	ok	
	6: O--J P2	8	2	4	10	1.26	0.002	1.00	ok	
	17: J-- P2	8	2	4	10	3.27	0.002	2.70	ok	
	17: --H P2	8	2	4	10	1.00	0.002	0.90	ok	
	Y	AV: 2-3 P1-P2	8	2	4	10	8.04	0.002	6.46	ok
		B: 1"-2 P1	8	2	4	10	2.51	0.002	2.00	ok
C: 1"-2 P1		8	2	4	10	2.76	0.002	2.34	ok	
D: 1"-2 P1		8	2	4	10	2.76	0.002	2.34	ok	
E: 1"-2 P2		8	2	4	10	2.76	0.002	2.34	ok	
BV: --4 P1		8	2	5	10	8.64	0.002	4.54	ok	
BV: --4 P1 Mo...		8	2	5	10	5.10	0.002	2.70	ok	
J: 4-- P1		8	2	5	10	5.50	0.002	2.80	ok	
J: --5-- P1		8	2	5	10	10.99	0.002	5.66	ok	
J: --6 P1		8	2	5	10	3.53	0.002	1.90	ok	
J: 6--17 P2		8	2	5	10	0.79	0.002	0.40	ok	
O: 7-- P2		8	2	5	10	3.53	0.002	1.86	ok	
O: 18--13 P2		8	2	5	10	5.50	0.002	2.80	ok	
O: 5--8 P2		8	2	5	10	8.24	0.002	4.20	ok	
O: --6 P2		8	2	5	10	4.32	0.002	2.20	ok	
L: 7-5 P1		8	2	4	10	10.55	0.002	8.48	ok	
V: 7-- P2		8	2	4	10	2.26	0.002	1.88	ok	
V: --5 P2		8	2	4	10	3.77	0.002	3.08	ok	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 48.
Resistencia a corte del enchape.

SENTIDO	MAMPOSTERÍA	Pt	alfac	Vc	Vs	ØVn	Vu	Vu<ØVn	Vu/ØVn (%)	
				(T)	(T)	(T)	(T)			
X	1": B-J P1	0.00481	0.53	2.16	9.81	8.98	5.17	ok	58%	
	1": --C P1	0.00491	0.80	5.76	17.66	17.57	15.36	ok	87%	
	1": C'-C'' P1	0.00491	0.80	3.84	11.78	11.71	9.13	ok	78%	
	1": D-- P1	0.00491	0.53	2.12	9.81	8.95	4.64	ok	52%	
	1": --G-- P1	0.00307	0.74	5.46	11.30	12.57	4.87	ok	39%	
	1": --E P1	0.00273	0.53	1.95	5.02	5.23	2.24	ok	43%	
	1': B-- P2	0.00308	0.53	2.16	6.28	6.33	2.31	ok	37%	
	1': --C P2	0.00301	0.80	8.00	15.07	17.30	10.45	ok	60%	
	1': --D P2	0.00314	0.80	3.20	6.28	7.11	4.43	ok	62%	
	1': D-- P2	0.00301	0.80	12.03	22.61	25.98	22.92	ok	88%	
	1': --E P2	0.00273	0.53	1.95	5.02	5.23	2.98	ok	57%	
	3: D"-E P1	0.00313	0.80	27.01	52.75	59.82	43.40	ok	73%	
	3: --E P1	0.00308	0.80	17.60	33.91	38.63	9.97	ok	26%	
	4: B"--D" P1	0.00311	0.80	29.73	57.78	65.63	31.11	ok	47%	
	7: O--J P1	0.00314	0.80	31.68	62.17	70.39	40.40	ok	57%	
	5: G-- P1	0.00304	0.75	5.58	11.30	12.67	10.88	ok	86%	
	5: --K P1	0.00314	0.80	7.68	15.07	17.06	14.37	ok	84%	
	5: O--J P2	0.00314	0.53	1.70	5.02	5.04	1.99	ok	39%	
	5: G-- P2	0.00304	0.72	5.33	11.30	12.47	8.63	ok	69%	
	5: E--E" P2	0.00273	0.53	1.95	5.02	5.23	2.81	ok	54%	
	5: K-- P2	0.00314	0.53	1.27	3.77	3.78	2.46	ok	65%	
	6: J-- P1	0.00279	0.53	1.91	5.02	5.20	4.15	ok	80%	
	6: --H P1	0.00302	0.80	8.64	16.33	18.73	16.54	ok	88%	
	6: O--J P2	0.00314	0.53	2.12	6.28	6.30	5.28	ok	84%	
	17: J-- P2	0.00302	0.80	8.64	16.33	18.73	13.19	ok	70%	
	17: --H P2	0.00279	0.53	1.91	5.02	5.20	3.12	ok	60%	
	Y	AV: 2-3 P1-P2	0.00311	0.77	19.87	40.19	45.05	13.53	ok	30%
		B: 1"-2 P1	0.00314	0.53	4.24	12.56	12.60	8.07	ok	64%
C: 1"-2 P1		0.00295	0.53	4.96	13.82	14.08	10.83	ok	77%	
D: 1"-2 P1		0.00295	0.53	4.96	13.82	14.08	12.03	ok	85%	
E: 1"-2 P2		0.00295	0.53	4.96	13.82	14.08	10.30	ok	73%	
BV: --4 P1		0.00475	0.80	14.53	43.18	43.28	23.40	ok	54%	
BV: --4 P1 Mo		0.00472	0.80	8.64	25.51	25.61	22.90	ok	89%	
J: 4-- P1		0.00491	0.80	8.96	27.48	27.33	20.69	ok	76%	
J: --5-- P1		0.00485	0.80	18.11	54.95	54.80	47.13	ok	86%	
J: --6 P1		0.00465	0.77	5.84	17.66	17.63	7.37	ok	42%	
J: 6--17 P2		0.00491	0.53	0.85	3.93	3.58	1.73	ok	48%	
O: 7-- P2		0.00475	0.72	5.33	17.66	17.24	12.33	ok	71%	
O: 18--13 P2		0.00491	0.80	8.96	27.48	27.33	20.58	ok	75%	
O: 5--8 P2		0.00491	0.80	13.44	41.21	40.99	36.64	ok	89%	
O: --6 P2		0.00491	0.80	7.04	21.59	21.47	18.30	ok	85%	
L: 7-5 P1		0.00311	0.80	27.14	52.75	59.92	46.43	ok	77%	
V: 7-- P2		0.00301	0.73	5.45	11.30	12.57	10.59	ok	84%	
V: --5 P2		0.00306	0.80	9.86	18.84	21.52	20.02	ok	93%	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

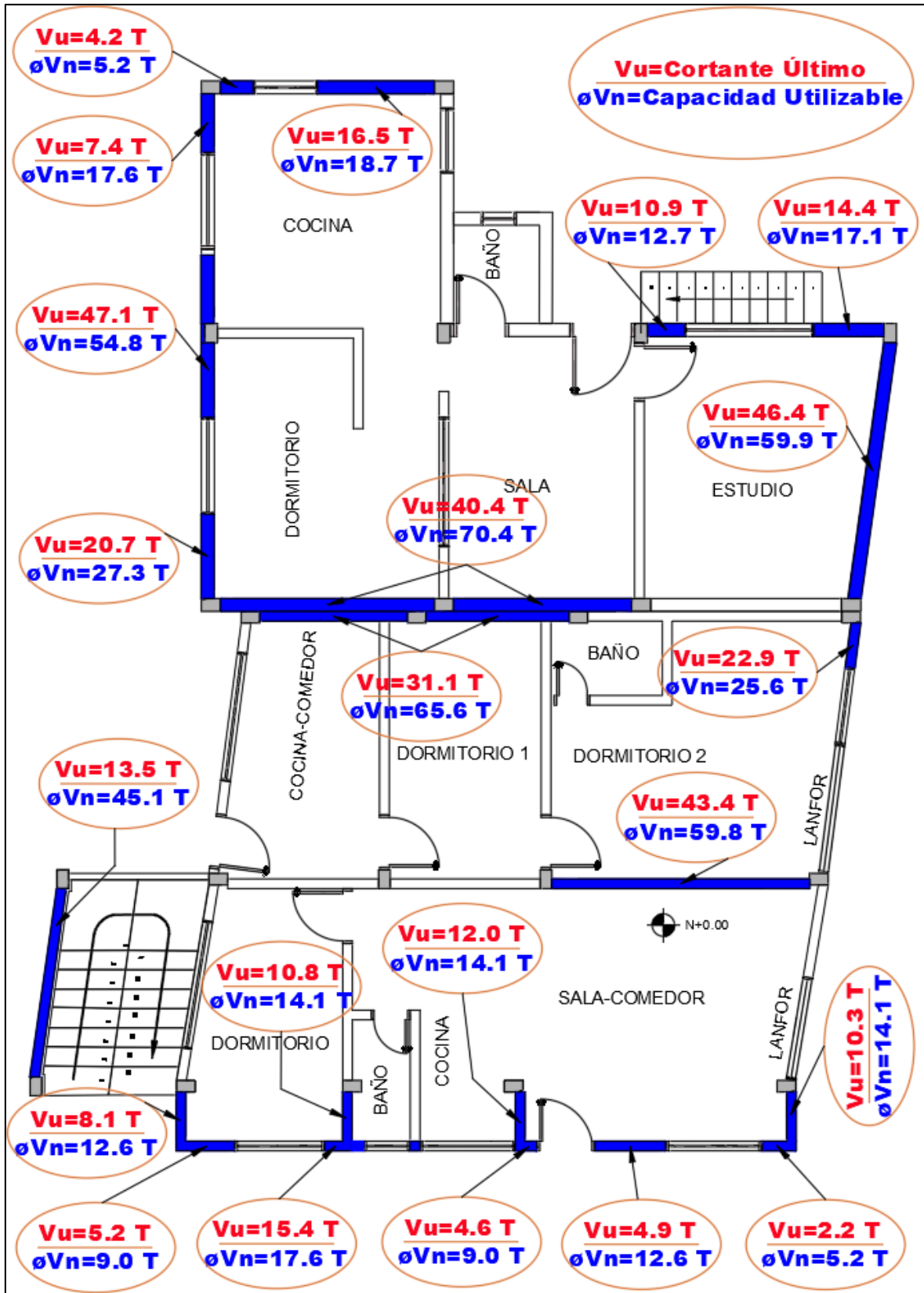


Figura 135. Enchape 1er piso (Corte: Demanda/Capacidad).

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

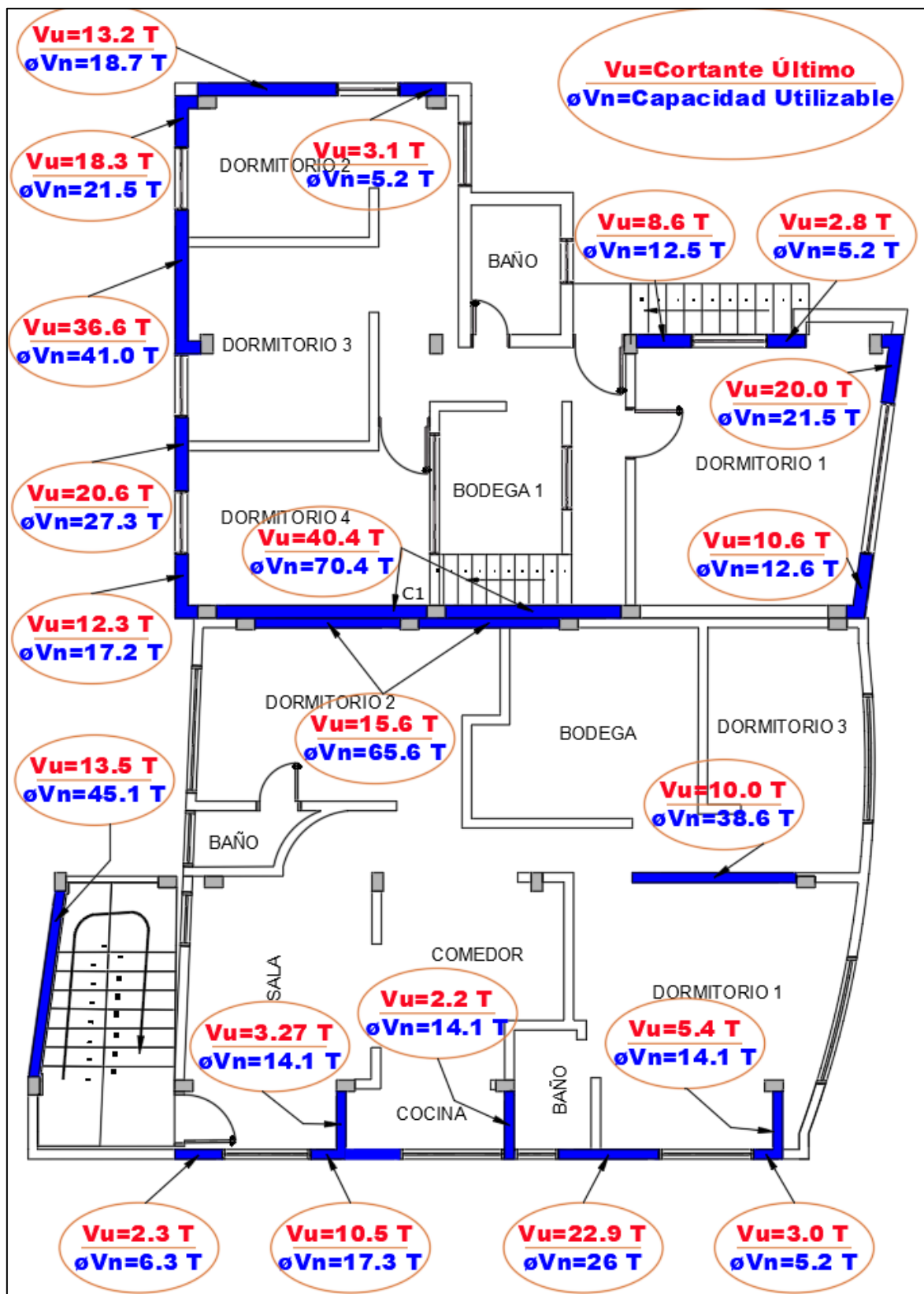


Figura 136. Enchape 2do piso (Corte: Demanda/Capacidad).

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

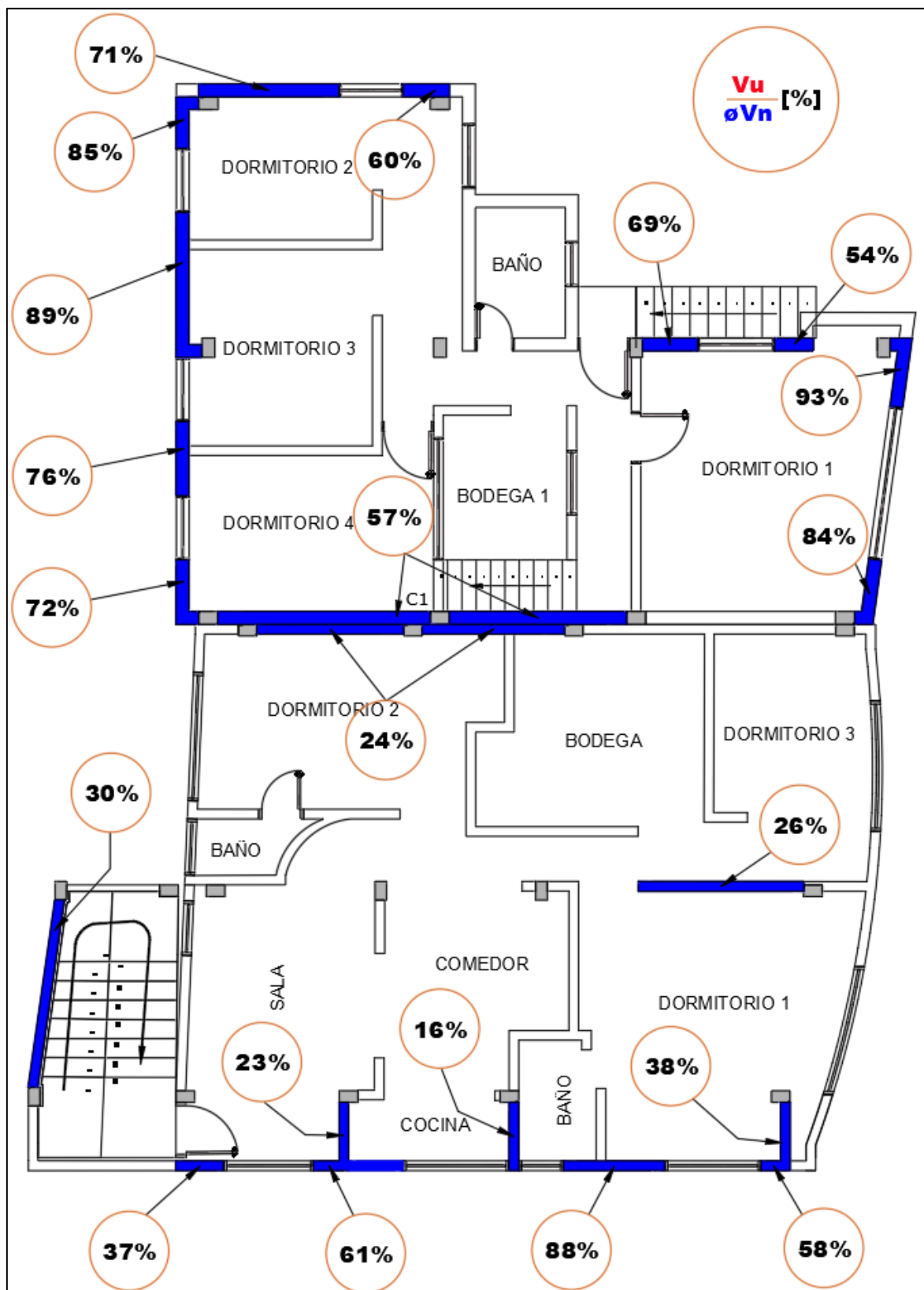


Figura 138. Enchape 2do piso (Relación: Demanda/Capacidad).

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3.5. RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN DEL ENCHAPE

Debido a que se tienen muros altos se requiere chequear el comportamiento de estos a flexo compresión. Los resultados de demanda/capacidad se muestran en la tabla 49. Los resultados de D/C de paredes en sentido X se muestran en las figuras 139, 140, 141, 142, 143 y 144. Los resultados de D/C de paredes en sentido Y se muestran en las figuras 145, 146, 147 y 148.

Tabla 49.

Resistencia a corte del enchape.

	MAMPOSTERÍA		D/C			MAMPOSTERÍA		D/C			
SENTIDO	PISO 1				SENTIDO	PISO 2					
X	1": B-C P1	0.42	OK	X	1` : B-C P2	0.21	OK	X	1` : B-C P2-Mochetas	0.28	OK
	1": B-C P1-Mocheta	0.52	OK		1` : C-D P2	0.32	OK		1` : C-D P2-Mochetas	0.42	OK
	1": C-D-- P1	0.38	OK		1` : D-E P2	0.30	OK		3: G-E` P2	0.47	OK
	1": C-D-- P1-Mochet	0.24	OK		1` : G-E P2-Mochetas	0.21	OK		4: B"-U" P2	0.85	OK
	1": C-D-- P1-Mochet	0.29	OK		1` : G-E P2-Mochetas	0.39	OK		7: J-G P2	0.64	OK
	1": G-E P1	0.25	OK		3: G-E` P2	0.47	OK		7: E"-- P2	0.66	OK
	1": G-E P1-Mocheta	0.33	OK		4: B"-U" P2	0.85	OK		5: O-J P2	0.47	OK
	3: M-E` P1	0.68	OK		7: J-G P2	0.64	OK		5: G-E P2	0.40	OK
	4: B"-U" P1	0.76	OK		7: E"-- P2	0.66	OK		5: G-E P2-Mochetas	0.39	OK
	7: J-G P1	0.69	OK		5: O-J P2	0.47	OK		5: F-- P2	0.69	OK
	5: G-K P1	0.50	OK		6: O-J P2	0.69	OK		17: J-H P2	0.35	OK
	5: G-K P1-Mocheta	0.40	OK		17: J-H P2-Mochetas	0.73	OK		AV: 2-3 P2	0.25	OK
	6: J-H P1	0.38	OK		AV: 2-3 P2	0.25	OK		C: 1`-2 P2	0.21	OK
	6: J-H P1-Mocheta	0.43	OK		C: 1`-2 P2	0.21	OK		D: 1`-2 P2	0.23	OK
Y	AV: 2-3 P1	0.66	OK	Y	E: 1`-2 P2	0.58	OK	Y	E: 1`-2 P2	0.33	OK
	B: 1`-2 P1	0.53	OK		BV: 4-- P1	0.46	OK		O: 7-5 P2	0.14	OK
	C: 1`-2 P1	0.56	OK		BV: 4-- P1 Mocheta	0.50	OK		O: 7-5 P2 Mochetas	0.40	OK
	D: 1`-2 P1	0.53	OK		J: 7-5 P1	0.35	OK		O: 5-11 P2	0.24	OK
	E: 1`-2 P1	0.58	OK		J: 7-5 P1 Mocheta	0.21	OK		O: 5-11 P2 Mochetas	0.44	OK
	BV: 4-- P1	0.46	OK		J: 5-11 P1	0.27	OK		V: 7-5 P2	0.14	OK
	BV: 4-- P1 Mocheta	0.50	OK		J: 5-11 P1 Mocheta	0.40	OK		V: 7-5 P2 Mochetas	0.27	OK
	J: 7-5 P1	0.35	OK		L: 7-5 P1	0.84	OK				
	J: 7-5 P1 Mocheta	0.21	OK								
	J: 5-11 P1	0.27	OK								
J: 5-11 P1 Mocheta	0.40	OK									

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

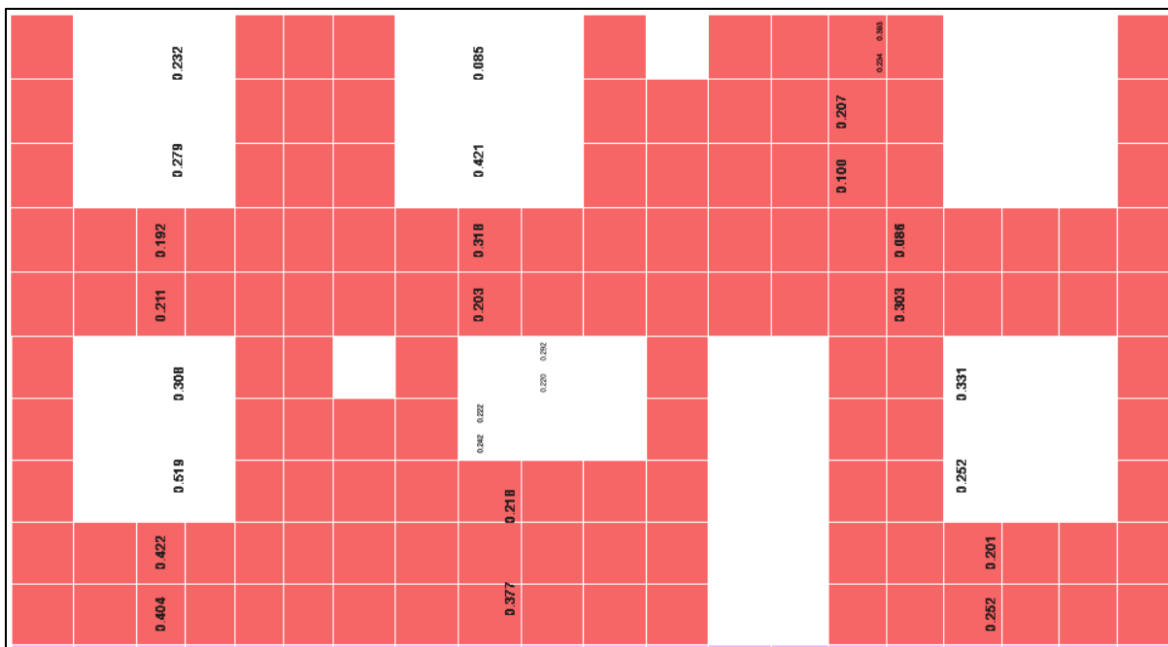


Figura 139. Flexo-compresión en X, 1.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

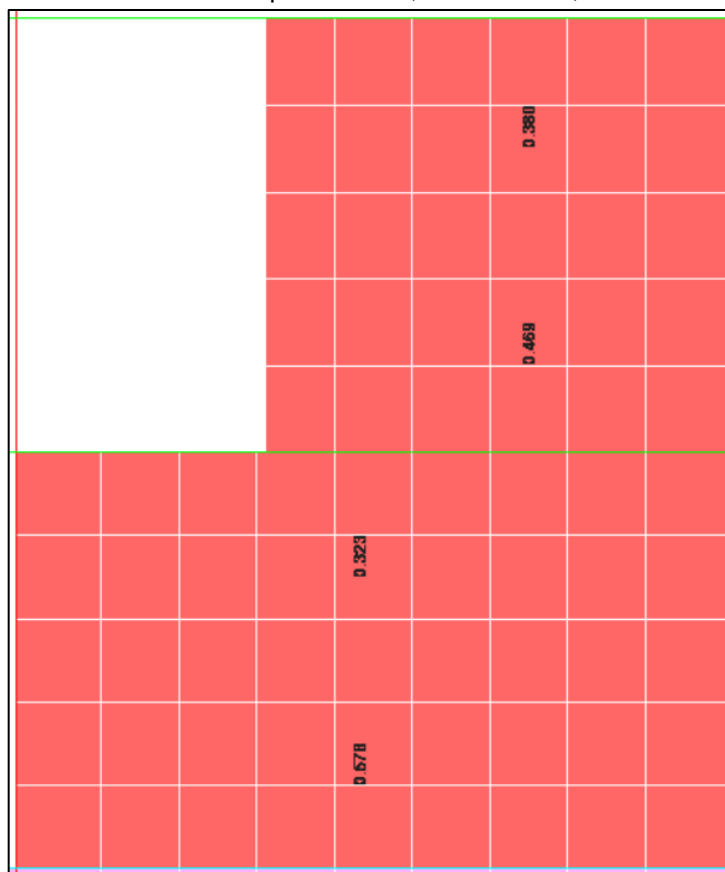


Figura 140. Flexo-compresión en X, 2.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

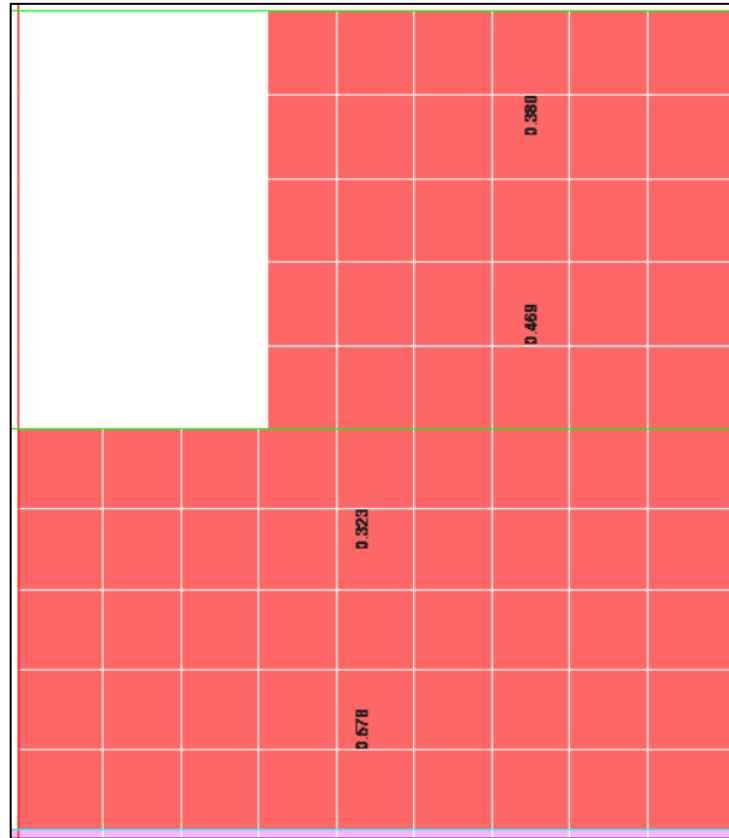


Figura 141. Flexo-compresión en X, 3.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

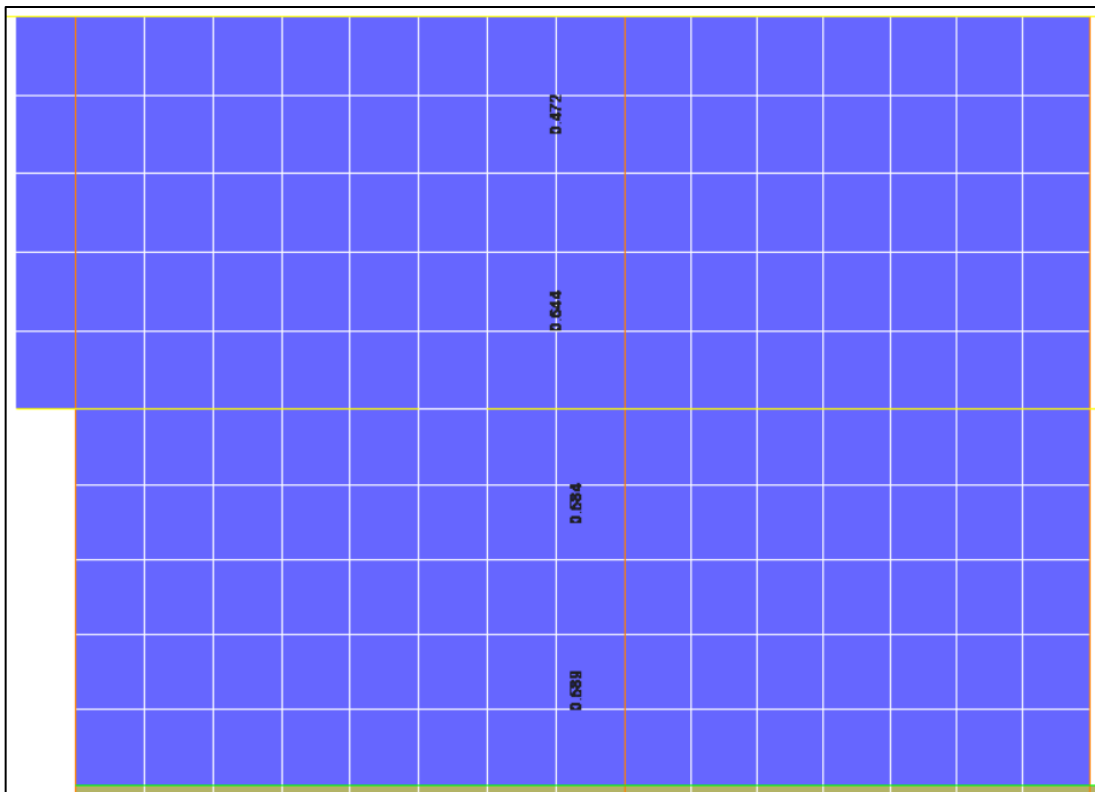


Figura 142. Flexo-compresión en X, 4.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

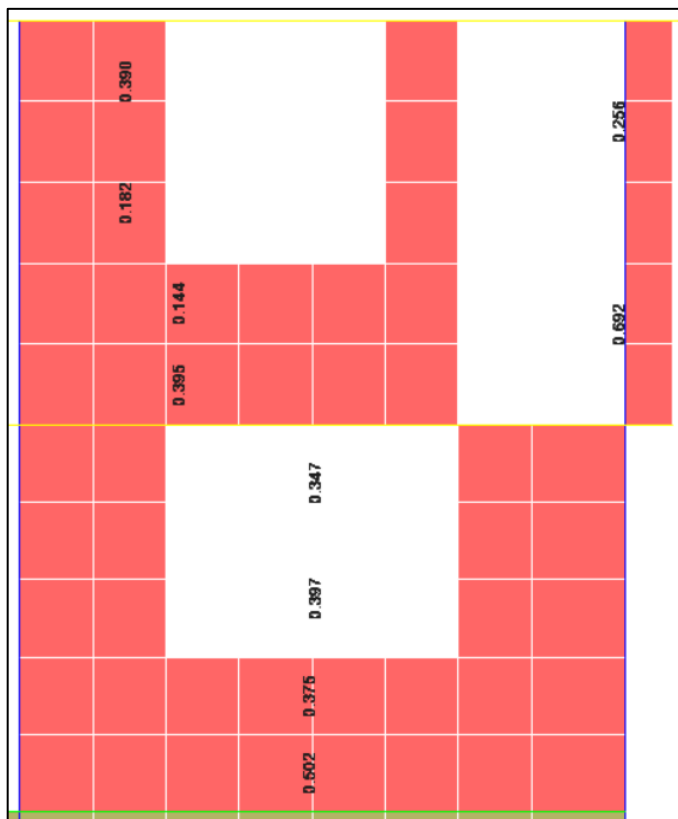


Figura 143. Flexo-compresión en X, 5.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

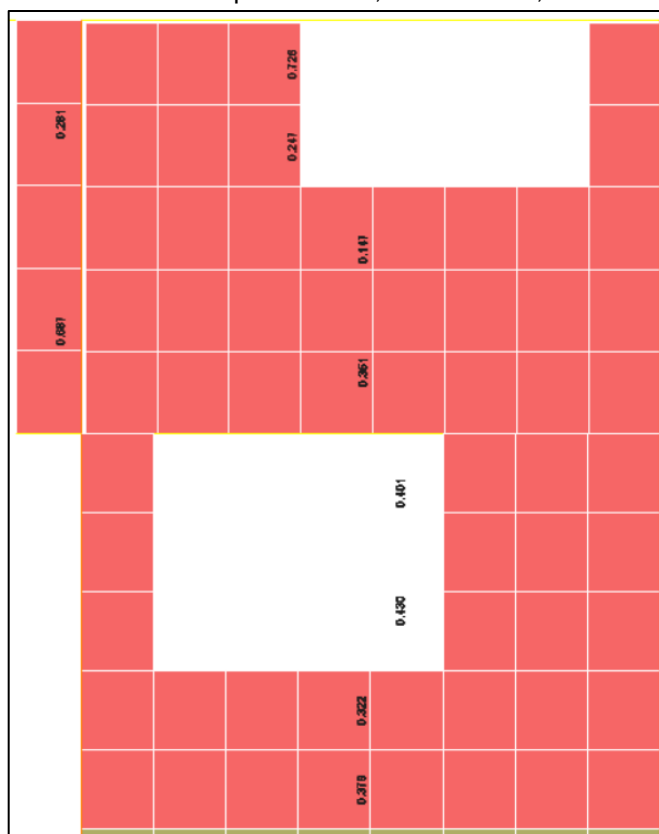


Figura 144. Flexo-compresión en X, 6.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

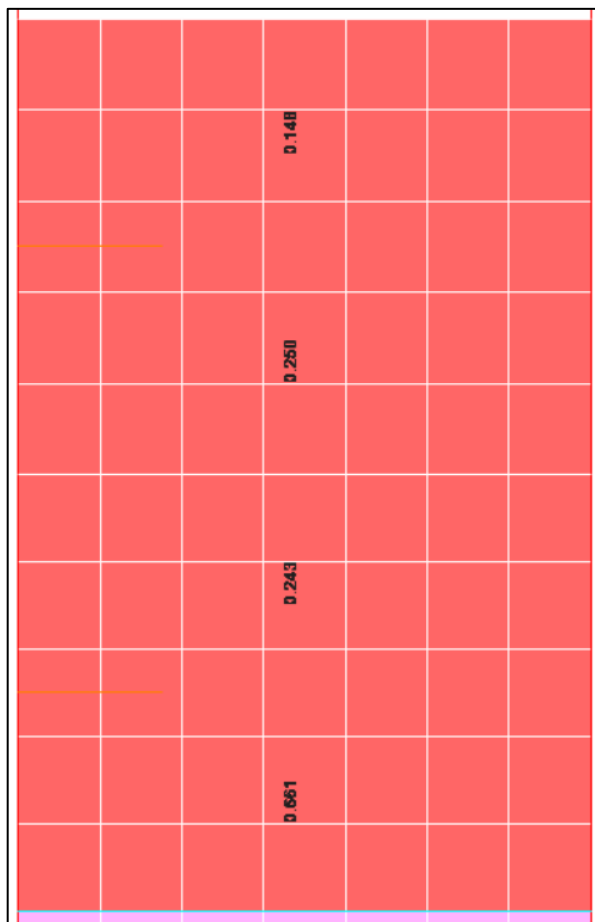


Figura 145. Flexo-compresión en Y, 1.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

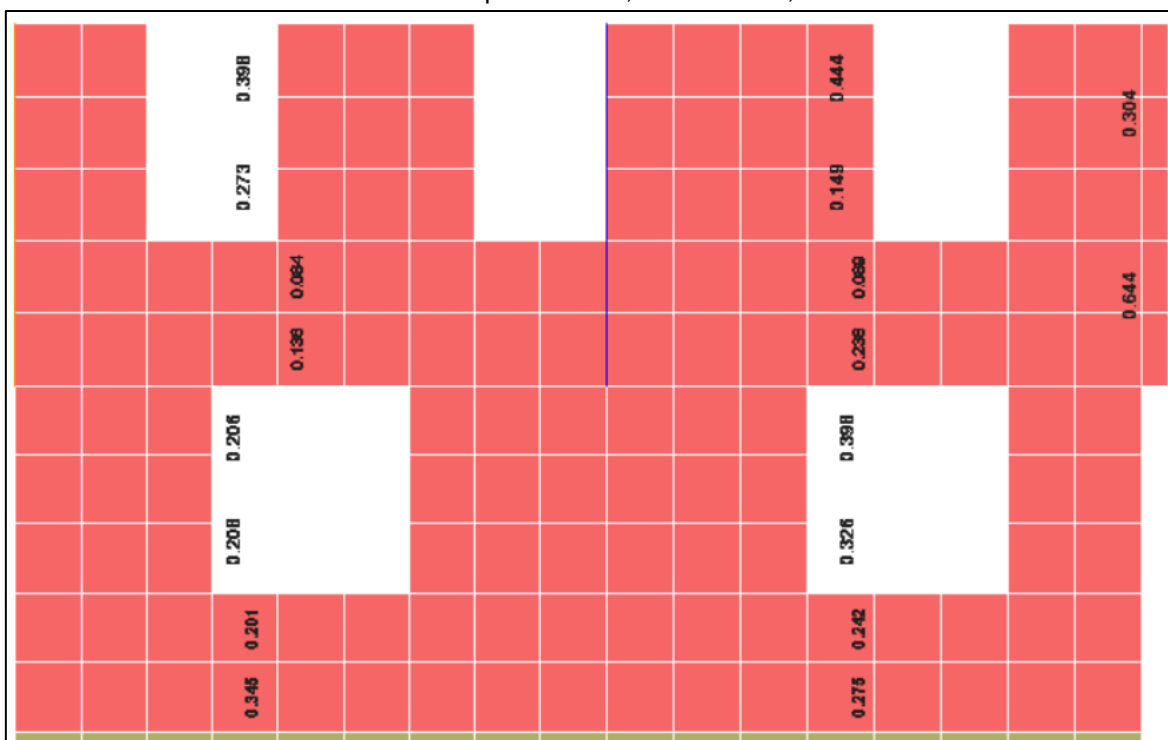


Figura 146. Flexo-compresión en Y, 2.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

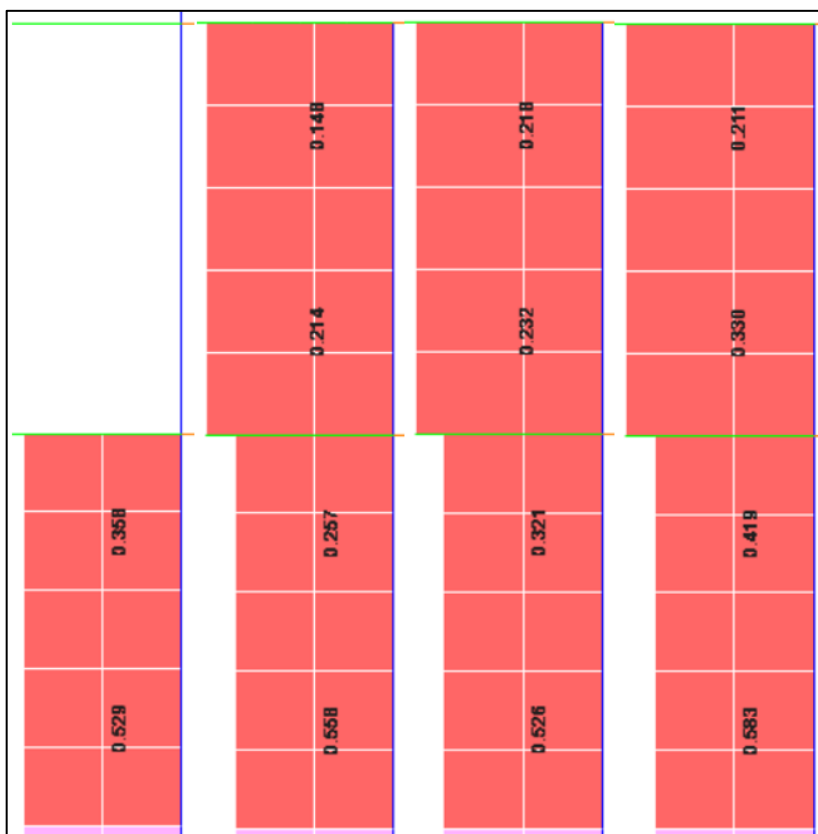


Figura 147. Flexo-compresión en Y, 3.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

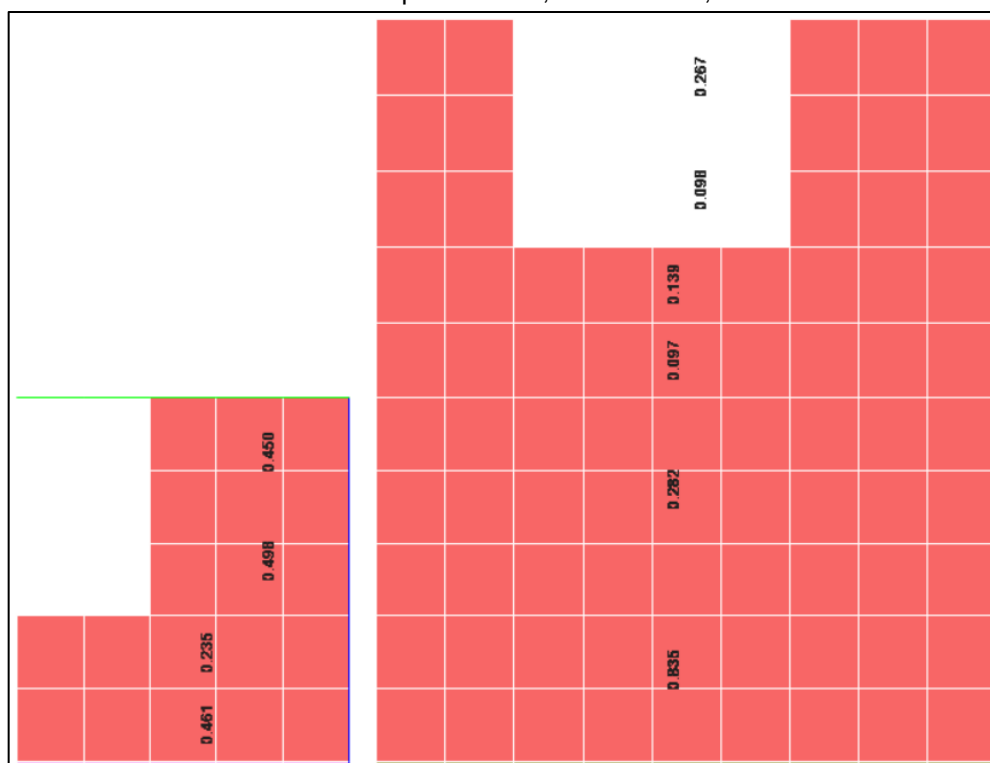


Figura 148. Flexo-compresión en Y, 4.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3.6. VERIFICACIÓN Y COPARACIÓN DE ACERO CON DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO: “GENERAL REINFORCING” Y “SIMPLIFIED C & T DESING”

Se realizó una comparación del diseño del acero para los muros enchapados mediante dos opciones de diseño que tiene el software ETABS, la primera opción fue con “General Reinforcing” que permite el diseño por flexión y a corte de todo el muro como si fuera una gran columna y la segunda opción con “Simplified C & T Desing” que permite el diseño de los cabezales del muro por flexión y el diseño de todo el muro a corte (Silvestre & Music, 2018). Según la comparación de los resultados obtenidos con estas dos opciones de diseño se observó que el análisis con la opción 1 era más crítica en algunos muros y con la opción 2 era más crítica en otros.

En la figura 149 y 150 se puede apreciar el incremento del acero en los muros más críticos y en las tablas 50 y 51 se muestra los aceros requeridos por las dos opciones de diseño y el acero colocado en los muros que se tuvo problemas tanto en sentido X como en sentido Y.

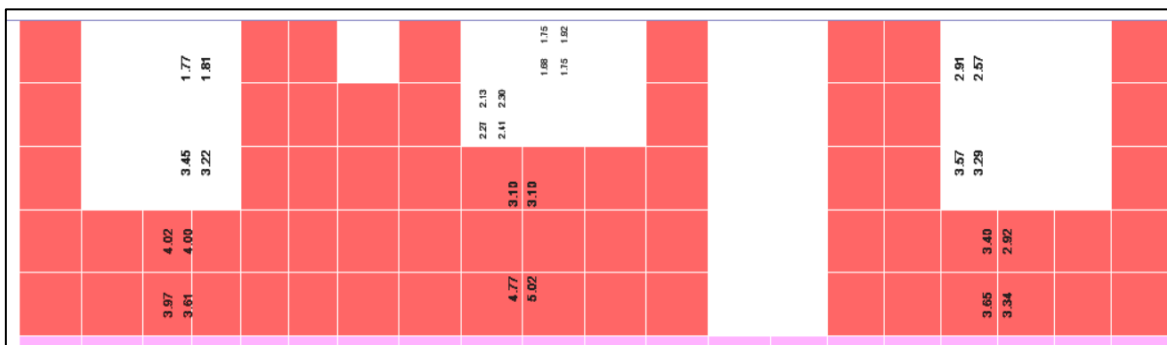


Figura 149. Simplified C & T Desing en X, 1.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

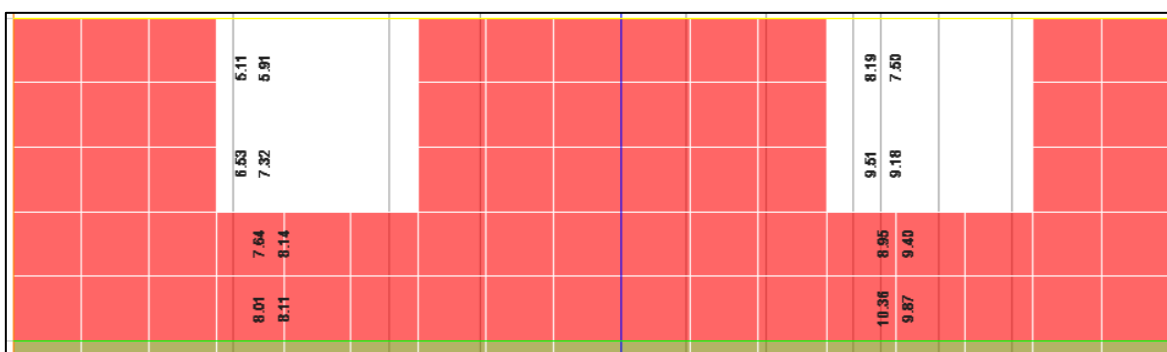


Figura 150. Simplified C & T Desing en Y, 2.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 50.

Acero colocado en muros enchapados-sentido X, según el diseño por "Simplified C & T Desing".

MUROS ENCHAPADOS EN SENTIDO X					
Número de Piso	MÉTODO DE DISEÑO			Acero colocado corregido	Acero colocado corregido > Acero por Simplified C & T Desing
	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2			
	General Reinforcing	Simplified C & T Desing			
#	Área requerida, [cm ²]	Área requerida, [cm ²]		[cm ²]	
MURO EJE 1: A-D					
1	2.76	1.77	1.81	8.23	CUMPLE
	3.84	3.45	3.22	8.23	CUMPLE
	5.16	4.02	4	10.75	CUMPLE
	5.16	3.97	3.61	10.75	CUMPLE
MURO EJE 1: G-J					
1	5.6	2.91	2.57	8.79	CUMPLE
	5.6	3.57	3.29	8.79	CUMPLE
	5.52	3.4	2.92	11.32	CUMPLE
	5.52	3.65	3.34	11.32	CUMPLE
MURO EJE 3: H-K					
2	6.36	0.96	1.49	14.14	CUMPLE
	6.36	3.65	3.92	14.14	CUMPLE
1	10.27	8.74	7.55	31.42	CUMPLE
	10.27	15.38	14.36	31.42	CUMPLE
MURO EJE 5: C-I					
2	10.27	3.1	3.95	29.13	CUMPLE
	17.84	8.25	9.13	29.13	CUMPLE
1	15.13	10.16	12.78	34.54	CUMPLE
	16.72	16.16	17.58	34.54	CUMPLE
MURO EJE 6: O-R					
2	4.18	1.93	2.07	10.75	CUMPLE
	4.18	2.43	2.6	10.75	CUMPLE
	6.97	2.68	1.46	15.28	CUMPLE
	6.97	3.28	2.34	15.28	CUMPLE
1	6.78	9.52	7.16	23.56	CUMPLE
	6.87	11.87	9.2	23.56	CUMPLE
	9.94	12.54	10.4	25.79	CUMPLE
	11.52	14.38	11.3	25.79	CUMPLE
MURO EJE 7: M-N					
1	6.19	8.62	8.89	20.99	CUMPLE
	8.64	9.98	10.5	20.99	CUMPLE
	9.79	9.46	9.95	23.2	CUMPLE
	9.79	10.25	10.52	23.2	CUMPLE

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 51.

Acero colocado en muros enchapados-sentido Y, según el diseño por “Simplified C & T Desing”.

MUROS ENCHAPADOS EN SENTIDO Y					
Número de Piso	MÉTODO DE DISEÑO			Acero colocado corregido	Acero colocado corregido > Acero por Simplified C & T Desing
	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2			
	General Reinforcing	Simplified C & T Desing			
#	Área requerida, [cm ²]	Área requerida, [cm ²]		[cm ²]	
MURO EJE S: 2-3					
2	9.66	3.26	3.26	26.46	CUMPLE
	9.66	4.76	5.05	26.46	CUMPLE
1	9.66	5.67	5.28	26.46	CUMPLE
	16.74	12.62	13.44	26.46	CUMPLE
MURO EJE M: 5-6					
1	7.44	8.19	7.5	20.68	CUMPLE
	7.44	9.51	9.18	20.68	CUMPLE
	10.2	8.95	9.4	24.33	CUMPLE
	10.2	10.36	9.87	24.33	CUMPLE
MURO EJE P: 5-6					
1	11.17	6.64	6.68	36.78	CUMPLE
	22.13	17.89	18.38	36.78	CUMPLE

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3.7. VERIFICACIÓN DE ACERO EN VIGAS DE ACOPLA

Debido a la presencia de puertas y ventanas en los muros enchapados se generaron pequeñas secciones de muro que se comportan como vigas de acople, estas vigas de acople son vigas de gran peralte que conectan muros estructurales y pueden proporcionar rigidez y disipación de energía (ACI, 2015), también van a tener mucho corte haciéndolas bastante críticas es por ello que también se debe chequear el acero longitudinal que requieren estas vigas de acople, para realizar el respectivo chequeo se asignó a cada viga de acople un “Spandrel” que representa dicho elemento, en la figuras 151 y 152 se puede apreciar el acero longitudinal que requieren dos de todas las vigas de acople generadas en las dos viviendas de estudio y en las tablas 52 y 53 se muestra el chequeo del acero longitudinal de todas las vigas de acople tanto en sentido X como en sentido Y.

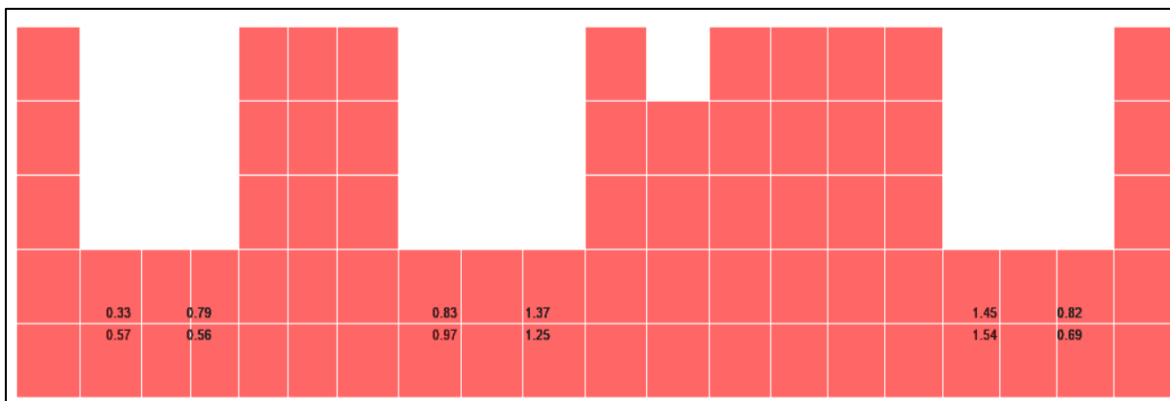


Figura 151. Vigas de acople en X, Vivienda A.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

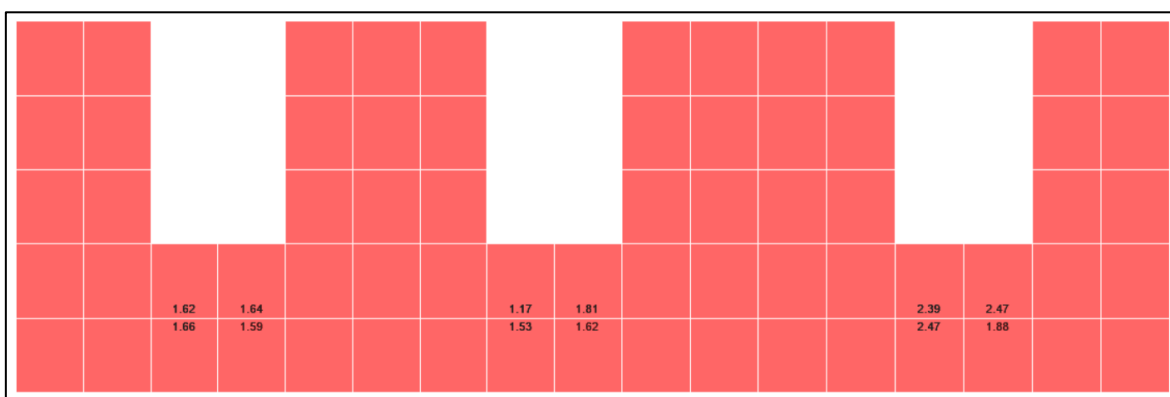


Figura 152. Vigas de acople en Y, Vivienda B.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 52.

Acero colocado en vigas de acople, sentido X.

VIGAS DE ACOPLA EN SENTIDO X				
Spandrel	Acero Longitudinal		Acero colocado	Acero colocado >= Acero longitudinal
	[cm ²]			
#	Izquierdo	Derecho	[cm ²]	
S1	1.1	1.44	5.1	CUMPLE
S2	1.75	1.5	5.66	CUMPLE
S3	1.39	0.93	3.39	CUMPLE
S4	0.9	0.79	3.39	CUMPLE
S5	1.8	2.62	3.96	CUMPLE
S6	2.99	1.51	3.39	CUMPLE
S7	1.56	2.05	7.35	CUMPLE
S8	2.3	0.97	3.96	CUMPLE
S9	1.22	2.1	4.52	CUMPLE
S10	2.22	1.34	4.52	CUMPLE

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 53.*Acero colocado en vigas de acople, sentido Y.*

VIGAS DE ACOPLA EN SENTIDO Y				
Spandrel	Acero Longitudinal		Acero colocado	Acero colocado >= Acero longitudinal
	[cm²]			
#	Izquierdo	Derecho	[cm²]	
S11	2.5	3.01	5.66	CUMPLE
S12	2.98	1.79	5.66	CUMPLE
S13	3.28	3.23	5.09	CUMPLE
S14	2.7	3.43	5.09	CUMPLE
S15	4.86	4.35	5.09	CUMPLE
S16	4.37	4.94	6.22	CUMPLE

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.3.8. VERIFICACIÓN Y COMPARACIÓN DE ACERO ENTRE DOS ALTERNATIVAS DE MODELAMIENTO PARA EL ENCHAPE DE PAREDES

La presencia de la mampostería en el enchapado hace que los enlucidos del enchape se encuentren separados a una distancia específica entre ellos el cuál puede afectar el comportamiento de toda la pared enchapada por lo tanto es importante analizar este efecto, es por ello que también se modelaron todos los enchapes considerando el espaciamiento entre enlucidos por la presencia de la mampostería y se comparó el acero requerido con los dos tipos de enchape (enchape de paredes con espaciamiento entre enlucidos y enchape de paredes sin espaciamiento entre enlucidos) para el modelamiento como se puede apreciar en las imágenes 153 y 155 y sus respectivos armados y espaciamentos por la mampostería en las figuras 154 y 156 a modo de ejemplo tanto en sentido X como en sentido Y, en la tabla 54 se muestran los resultados obtenidos de dicho análisis para todos los muros en sentido X y en la tabla 55 para todos los muros en sentido Y y se comparó los aceros con los dos tipos de enchapes (con y sin espaciamiento entre enlucidos).

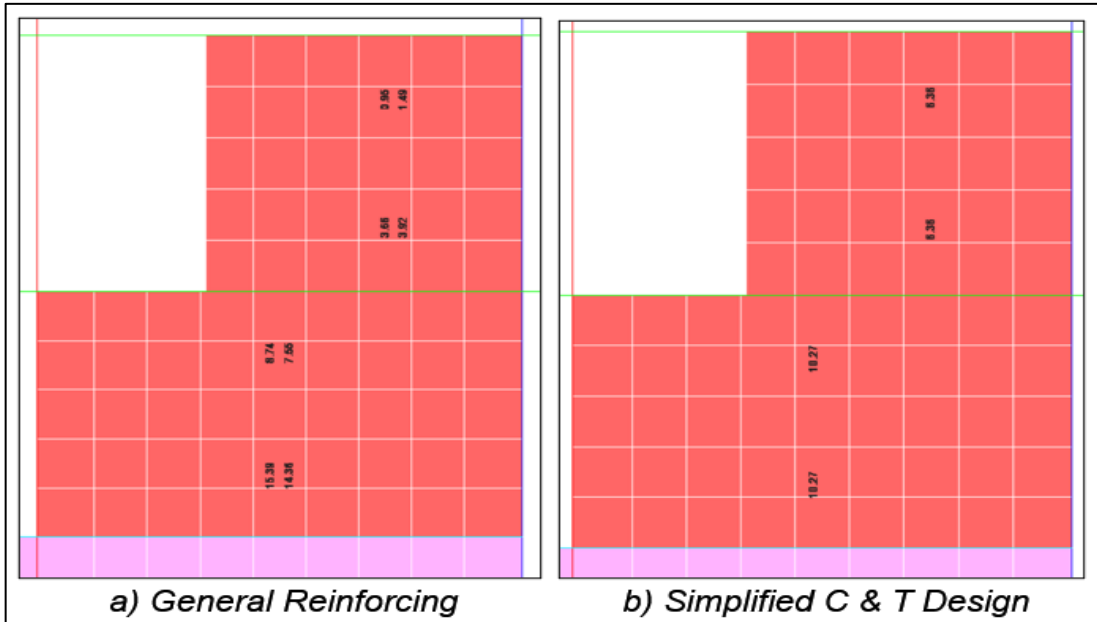


Figura 153. General Reinforcing VS Simplified C & T Design en X.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

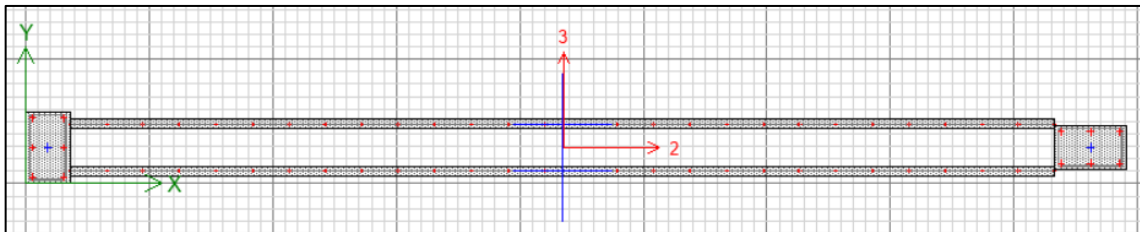


Figura 154. Armado de enchape con espaciamento, muro sin ventana.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

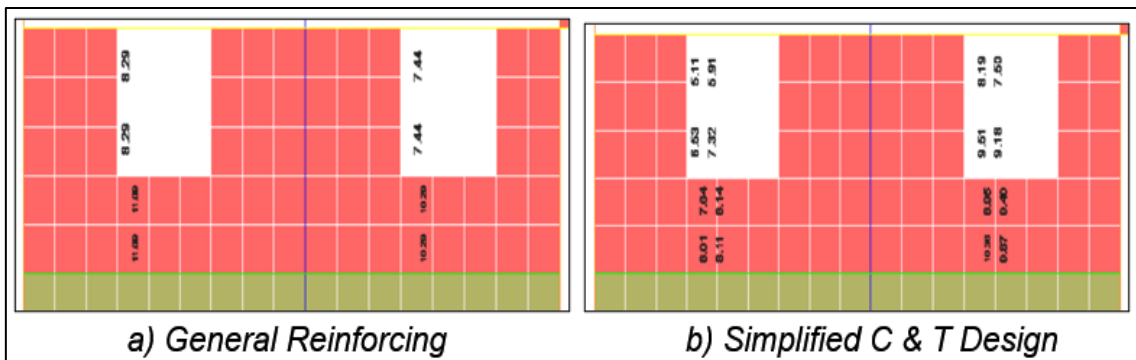


Figura 155. General Reinforcing VS Simplified C & T Design en Y.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

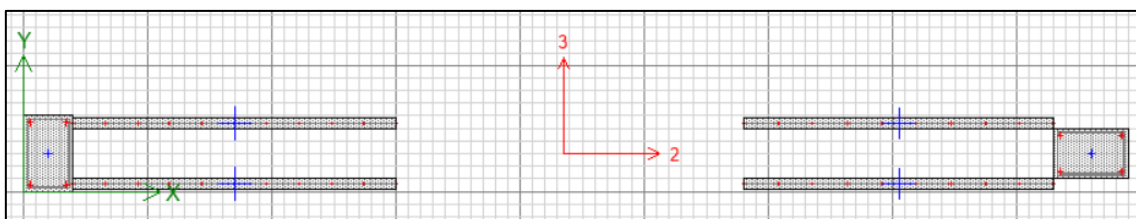


Figura 156. Armado de enchape con espaciamento, muro con ventana.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 54.
Comparación de acero requerido para enchapes con y sin espaciamiento, Sentido X.

Número de Piso	PAREDES ENCHAPADAS SIN ESPACIAMIENTO POR MAMPOSTERÍA			PAREDES ENCHAPADAS CON ESPACIAMIENTO POR MAMPOSTERÍA			Acero colocado [cm²]	Acero colocado>= Acero por los 2 métodos de diseño	variación de acero considerando espaciamiento
	MÉTODO DE DISEÑO			MÉTODO DE DISEÑO					
	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2		OPCIÓN 1	OPCIÓN 2				
	General Reinforcing	Simplified C & T Desing		General Reinforcing	Simplified C & T Desing				
#	[cm²]	[cm²]		[cm²]	[cm²]				
	MURO EJE 1: A-D			MURO EJE 1: A-D					
1	2.76	1.77	1.81	2.76	1.78	1.82	8.23	CUMPLE	0%
	3.84	3.45	3.22	3.88	3.46	3.23	8.23	CUMPLE	
	5.16	4.02	4	5.16	4.03	4.01	10.75	CUMPLE	0%
	5.16	3.97	3.61	5.16	3.98	3.62	10.75	CUMPLE	
2	1.28	0.85	0.29	2	0.36	0.32	5.66	CUMPLE	15%
	1.93	1.43	1.1	2.85	1.57	1.33	5.66	CUMPLE	
	5.16	1.19	0.98	5	1.9	1.49	10.75	CUMPLE	-3%
	5.16	0.82	0.72	5	0.27	0.43	10.75	CUMPLE	
	MURO EJE 1: D-G			MURO EJE 1: D-G					
1	2	1.75	1.92	2	1.75	1.92	5.66	CUMPLE	0%
	2	1.68	1.75	2	1.68	1.75	5.66	CUMPLE	
	3	2.13	2.3	3	2.13	2.31	7.92	CUMPLE	6%
	3	2.27	2.11	3	2.27	2.41	7.92	CUMPLE	
	6	3.1	3.1	6	3.11	3.1	13.02	CUMPLE	0%
	6	4.77	5.02	6	4.78	5.02	13.02	CUMPLE	
2	2	0.36	0.32	2	0.36	0.32	5.66	CUMPLE	0%
	2.83	1.57	1.33	2.85	1.57	1.33	5.66	CUMPLE	
	5	1.89	1.49	5	1.9	1.49	10.75	CUMPLE	0%
	5	0.27	0.42	5	0.27	0.43	10.75	CUMPLE	
	MURO EJE 1: G-J			MURO EJE 1: G-J					
1	5.6	2.91	2.57	2.76	2.91	2.57	8.79	CUMPLE	0%
	5.6	3.57	3.29	2.76	3.57	3.29	8.79	CUMPLE	
	5.52	3.4	2.92	5.52	3.4	2.92	11.32	CUMPLE	0%
	5.52	3.65	3.34	5.52	3.65	3.34	11.32	CUMPLE	
2	4.68	0.48	0.6	4.68	0.48	0.6	11.32	CUMPLE	0%
	4.68	0.88	0.93	4.68	0.88	0.93	11.32	CUMPLE	
	5.68	1.01	0.93	5.68	1.02	0.93	13.02	CUMPLE	0%
	5.68	0.95	1.28	5.68	0.95	1.28	13.02	CUMPLE	
	8.44	1.49	1.16	8.44	1.49	1.17	18.11	CUMPLE	0%
	8.44	1.65	1.53	8.44	1.65	1.53	18.11	CUMPLE	
	MURO EJE 3: H-K			MURO EJE 3: H-K					
1	10.27	8.74	7.55	10.27	8.74	7.55	31.42	CUMPLE	0%
	10.27	15.38	14.36	10.27	15.38	14.36	31.42	CUMPLE	
2	6.36	0.96	1.49	6.36	0.95	1.49	14.14	CUMPLE	0%
	6.36	3.65	3.92	6.36	3.66	3.92	14.14	CUMPLE	
	MURO EJE 4: C-I			MURO EJE 4: C-I					
1	16.29	1.6	1.89	14.53	1.6	1.86	26.3	CUMPLE	-34%
	22.6	4.63	4.87	14.94	4.64	4.88	26.3	CUMPLE	
2	18.17	6.78	7.61	14.24	6.8	7.62	26.3	CUMPLE	0%
	14.44	11.37	11.94	9.03	11.36	11.95	26.3	CUMPLE	
	MURO EJE 5: C-I			MURO EJE 5: C-I					
1	15.13	10.16	12.78	10.84	10.11	12.75	34.54	CUMPLE	1%
	16.72	16.16	17.58	20.56	16.1	17.99	34.54	CUMPLE	
2	10.27	3.1	3.95	10.27	3.01	3.9	29.13	CUMPLE	33%
	17.84	8.25	9.13	23.66	8.2	9.1	29.13	CUMPLE	
	MURO EJE 6: O-R			MURO EJE 6: O-R					
1	6.78	9.52	7.16	6.78	4.79	3.6	23.56	CUMPLE	-47%
	6.87	11.87	9.2	6.87	6.04	5.05	23.56	CUMPLE	
	9.94	12.54	10.4	9.94	5.58	3.95	25.79	CUMPLE	0%
	11.52	14.38	11.3	11.64	14.41	11.3	25.79	CUMPLE	
2	4.18	1.93	2.07	4.18	0.85	1.26	10.75	CUMPLE	-17%
	4.18	2.43	2.6	4.18	1.56	1.74	10.75	CUMPLE	
	6.97	2.68	1.46	6.97	2.68	1.46	15.28	CUMPLE	0%
	6.97	3.28	2.34	6.97	3.29	2.34	15.28	CUMPLE	
	MURO EJE 7: M-N			MURO EJE 7: M-N					
1	6.19	8.62	8.89	6.19	3.71	3.46	16.97	CUMPLE	-53%
	8.64	9.98	10.5	6.19	4.72	4.84	16.97	CUMPLE	
	9.79	9.46	9.95	9.79	5.12	5.55	23.2	CUMPLE	0%
	9.79	10.25	10.52	9.79	10.25	10.53	23.2	CUMPLE	
2	6.88	0.87	1.47	3.6	0.87	1.47	9.06	CUMPLE	-48%
	3.6	0.93	0.9	3.6	0.93	0.9	9.06	CUMPLE	
	7.2	1.25	0.86	7.2	1.25	0.86	15.28	CUMPLE	0%
	7.2	1.65	2.94	7.2	1.65	2.95	15.28	CUMPLE	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Tabla 55.

Comparación de acero requerido para enchapes con y sin espaciamiento, Sentido Y.

Número de Piso	PAREDES ENCHAPADAS SIN ESPACIAMIENTO POR MAMPOSTERÍA			PAREDES ENCHAPADAS CON ESPACIAMIENTO POR MAMPOSTERÍA			Acero colocado [cm ²]	Acero colocado>= Acero por los 2 métodos de diseño	variación de acero considerando espaciamiento
	MÉTODO DE DISEÑO			MÉTODO DE DISEÑO					
	OPCIÓN 1	OPCIÓN 2		OPCIÓN 1	OPCIÓN 2				
General Reinforcing	Simplified C & T Desing		General Reinforcing	Simplified C & T Desing					
#	[cm ²]	[cm ²]		[cm ²]	[cm ²]				
	MURO EJE S: 2-3			MURO EJE S: 2-3					
1	9.66	5.67	5.28	9.85	5.67	5.28	26.46	CUMPLE	0%
	16.74	12.62	13.44	16.95	12.62	13.44	26.46	CUMPLE	
2	9.66	3.26	3.26	9.85	3.26	3.26	26.46	CUMPLE	0%
	9.66	4.76	5.05	9.85	4.76	5.05	26.46	CUMPLE	
	MURO EJE A: 1-2			MURO EJE A: 1-2					
1	2.95	0.3	2.58	2.95	0.3	2.58	10.75	CUMPLE	0%
	4.34	4.42	3.78	4.3	4.42	3.78	10.75	CUMPLE	
	MURO EJE D: 1-2			MURO EJE D: 1-2					
1	2.95	0.41	1.3	2.95	0.41	1.3	10.75	CUMPLE	0%
	5.82	4.53	4.38	5.81	4.53	4.38	10.75	CUMPLE	
2	3.31	0.37	0.77	3.31	0.37	0.77	11.88	CUMPLE	0%
	3.31	0.35	0.75	3.31	0.35	0.75	11.88	CUMPLE	
	MURO EJE G: 1-2			MURO EJE G: 1-2					
1	2.95	0.5	1.5	2.95	0.5	1.5	10.75	CUMPLE	0%
	5.43	3.97	3.89	5.41	3.97	3.89	10.75	CUMPLE	
2	3.31	0.33	0.66	3.31	0.33	0.25	11.88	CUMPLE	0%
	3.31	0.38	0.88	3.31	0.38	0.88	11.88	CUMPLE	
	MURO EJE J: 1-2			MURO EJE J: 1-2					
1	3.59	1.22	2.99	3.54	1.22	2.99	10.75	CUMPLE	0%
	5.89	5.34	5.04	5.88	5.34	5.04	10.75	CUMPLE	
2	3.31	0.45	0.25	3.31	0.45	0.25	11.88	CUMPLE	0%
	3.5	2.16	1.59	3.5	2.16	1.59	11.88	CUMPLE	
	MURO EJE P: 3-4			MURO EJE P: 3-4					
1	3.69	0.63	0.43	3.73	0.63	0.43	12.45	CUMPLE	0%
	5.65	5.2	4.78	5.78	5.2	4.78	12.45	CUMPLE	
	5.5	2.81	3.48	5.55	2.81	3.48	19.8	CUMPLE	0%
	6.74	3.75	5.84	6.78	3.75	5.84	19.8	CUMPLE	
	MURO EJE M: 5-6			MURO EJE M: 5-6					
1	7.44	8.19	7.5	7.44	8.19	7.5	20.68	CUMPLE	0%
	7.44	9.51	9.18	7.44	9.51	9.18	20.68	CUMPLE	
	10.2	8.95	9.4	10.29	8.95	9.4	24.33	CUMPLE	0%
	10.2	10.36	9.87	10.29	10.36	9.87	24.33	CUMPLE	
2	5.7	0.92	1.08	5.7	0.92	1.08	12.45	CUMPLE	0%
	5.7	1.26	1.43	5.7	1.26	1.43	12.45	CUMPLE	
	7.6	1.13	0.52	7.6	1.13	0.52	16.41	CUMPLE	0%
	7.6	1.24	0.7	7.6	1.24	0.7	16.41	CUMPLE	
	MURO EJE P: 5-6			MURO EJE P: 5-6					
1	11.17	6.64	6.68	11.19	6.64	6.68	36.78	CUMPLE	0%
	22.13	17.89	18.38	21.75	17.89	18.38	36.78	CUMPLE	
2	4.71	1.3	1.17	4.71	1.3	1.17	10.75	CUMPLE	0%
	4.71	1.58	1.16	4.71	1.58	1.16	10.75	CUMPLE	
	8.49	2.05	2.03	8.49	2.05	2.03	16.98	CUMPLE	0%
	8.49	1.34	0.79	8.49	1.34	0.79	16.98	CUMPLE	

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

En base a los resultados se pudo apreciar lo siguiente:

- El acero requerido en las paredes enchapadas en sentido X, se presentó que en la mayoría de los casos no existieron cambios en cuanto al requerimiento de acero en los antepechos, pero si se presentaron variaciones en paredes completas y en mochetas. En los casos donde se presentó variación, el acero requerido considerando espaciamiento aumentó

hasta un 33% en una pared, pero se presentaron 3 casos donde el acero requerido disminuía a la mitad. En general el acero requerido para el sentido X cuando se considera espaciamiento disminuyó en un 8 %.

- El acero requerido en las paredes enchapadas en sentido Y, se presentó que no existieron cambios en cuanto al requerimiento de acero. En general el acero requerido para el sentido Y cuando se considera espaciamiento no varió.
- En general el acero requerido en los muros considerando el espaciamiento entre los enchapes, hizo que este sea menor excepto por unas pocas excepciones comparados con los muros en los cuales no se consideró el espaciamiento entre enchapes. En los casos donde el requerimiento de acero fue mayor, este ya era ampliamente cubierto por el acero colocado.

Por lo tanto, en función a los resultados obtenidos se puede decir que la alternativa que no cuenta con espaciamiento entre enlucidos (el acero colocado por esta opción cubre ambas alternativas de diseño) es el caso más crítico entre las dos alternativas por tener una concentración de esfuerzos mayores y requerir mayor acero en las paredes de las viviendas en estudio, por lo tanto, al diseñar el reforzamiento con esfuerzos más altos se estaría dando mayor seguridad a las viviendas.

6.3.9. ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se analizó la concentración de esfuerzos en columnas entre los dos tipos de enchapes de paredes es decir considerando y sin considerar el espaciamiento entre enlucidos de los enchapes debido a la presencia de la mampostería, se obtuvo como resultados que la concentración de esfuerzos en estos elementos estructurales (columnas) entre los dos tipos de enchapes varió muy poco como se puede apreciar en las figuras 157 y 158 para enchapes sin espaciamiento y con espaciamiento respectivamente, siendo un poco más estrictos en esta comparación de esfuerzos se observó que esta concentración de esfuerzos fue un poco menor en las columnas en donde los enchapes contaban con espaciamiento entre enlucidos, esto se puede evidenciar en la columna encerrada en rojo en donde cuenta con un respectivo esfuerzo representada por el color rosado (figura 157) y

dicho esfuerzo se menora pintándose de amarillo al considerar el espaciamiento entre enlucidos debido a la mampostería (figura 158).

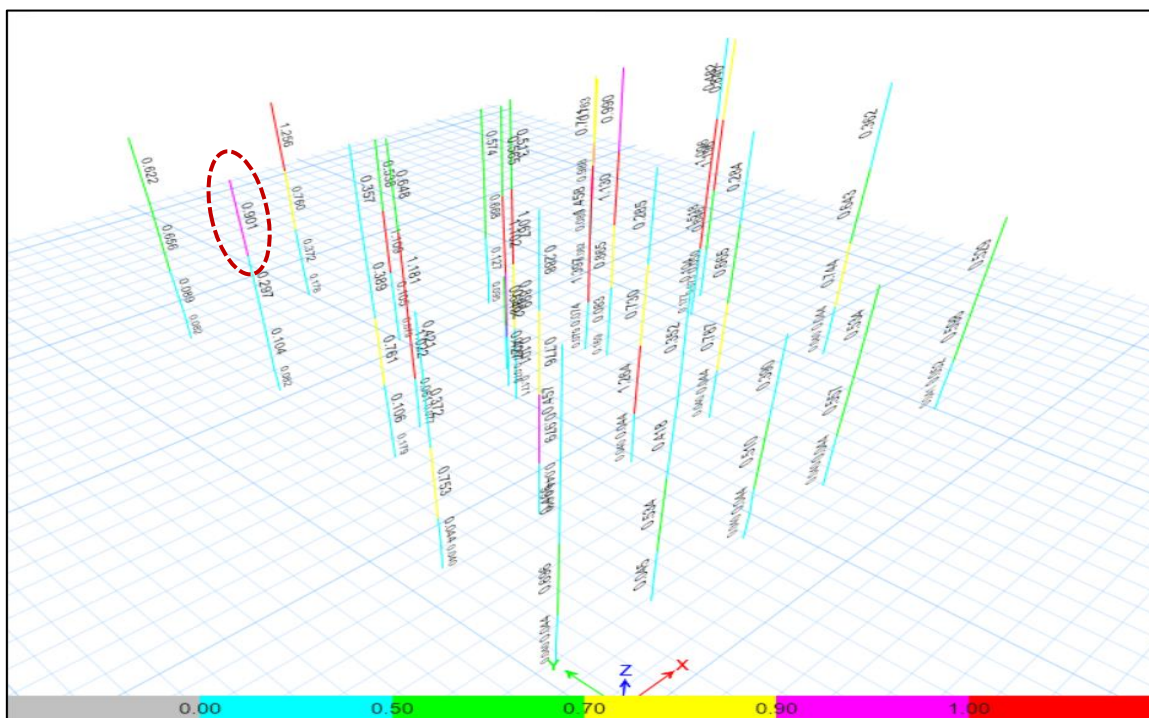


Figura 157. Concentración de esfuerzos sin considerar espaciamiento entre enlucidos por presencia de la mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

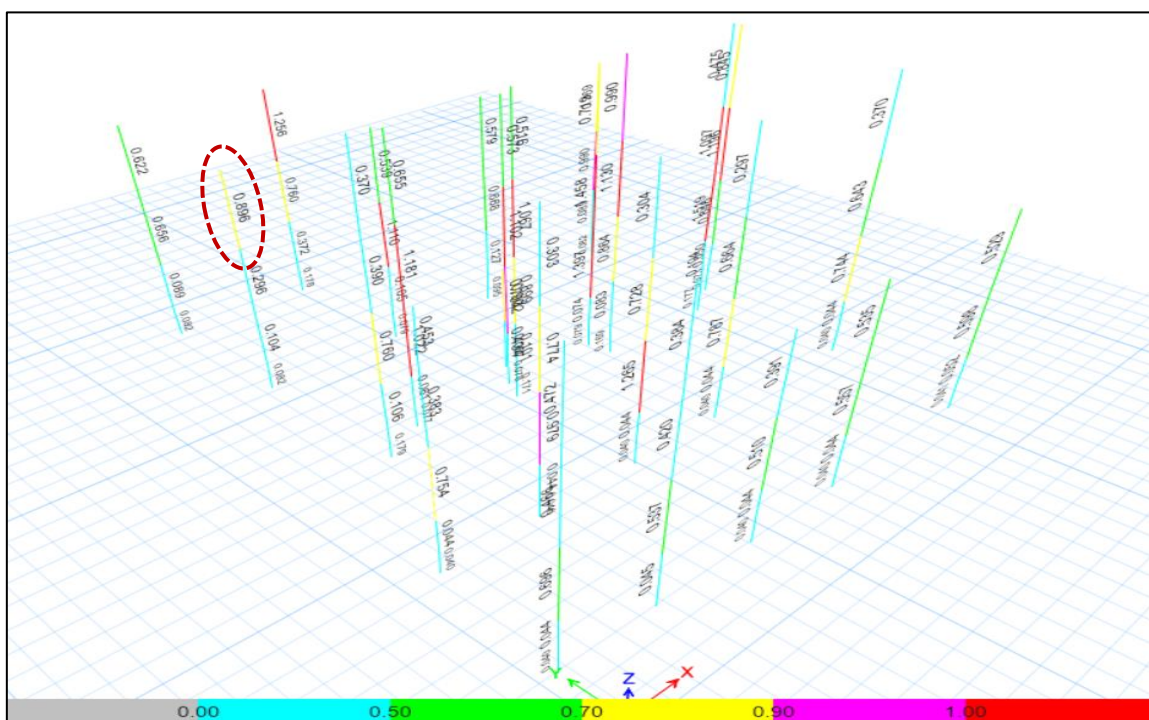


Figura 158. Concentración de esfuerzos considerando espaciamiento entre enlucidos por presencia de la mampostería.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.4. PRESUPUESTO REFERENCIAL Y GENERACIÓN DE PLANOS

6.4.1. PRESUPUESTO REFERENCIAL

Para desarrollar este presupuesto se tomó como referencia los precios de los materiales indicados en la "Revista de la Cámara de la Industria de la Construcción" (CAMICON) actualizados. El análisis de precios unitarios se lo realizó en el programa "PUNIS V10", por lo tanto, el precio indicado en el presupuesto para cada rubro considera: equipo, mano de obra, materiales y transporte.

El presupuesto referencial del reforzamiento de las dos viviendas es de 6734.92 dólares. El costo por metro cuadrado de enchape es de 17.87 dólares/m² cada lado de pared y el costo por metro cuadrado de construcción es de 17.96 dólares/m². El presupuesto referencial se presenta a continuación en la tabla 56, y corresponde a materiales, equipos y mano de obra necesarios para el reforzamiento.

Tabla 56.
Presupuesto referencial.

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	Desbroce y limpieza de paredes	m ²	377.00	0.74	278.98
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2.1	Excavación manual suelo natural	m ³	2.80	9.49	26.57
3	CIMENTOS				
3.1	Hormigón ciclópeo sin encofrado f'c=180kg/cm ²	m ³	2.80	95.14	266.39
4	ESTRUCTURA PRINCIPAL (ENCHAPE)				
4.1	Malla electrosoldada R-126 (6.25x2.40) Ø4.0mm 10x10	m ²	182	4.49	817.18
4.2	Malla electrosoldada R-196 (6.25x2.40) Ø5.0mm 10x10	m ²	195	6.62	1,290.90
4.3	Varilla de refuerzo fy=4200 kg/cm ² Ø6mm para grapas	kg	165.00	0.54	89.10
4.4	Varilla de refuerzo fy=4200 kg/cm ² Ø8mm para conectores	kg	678.00	0.54	366.12
4.5	Varilla de refuerzo fy=4200 kg/cm ² Ø12mm para anclajes	kg	85.00	0.54	45.90
4.6	Anclaje de conectores con epóxico de alta resistencia	u	20.00	20.28	405.60
4.7	Acero estructural, A-36. incluye montaje manual (Placas metálicas)	kg	40.00	2.00	80.00
5	REVESTIMIENTO Y MAMPOSTERÍA				
5.1	Mampostería bloque liviano e=20cm	m ²	5.00	7.62	38.10
5.2	Mampostería bloque liviano e=15cm	m ²	20.00	7.49	149.80
5.3	Enlucido vertical (paleteado) mortero 1:6 e=4cm	m ²	377.00	7.64	2,880.28
			TOTAL		6,734.92

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

6.4.2. GENERACIÓN DE PLANOS

Los detalles completos de los planos se encuentran en los anexos. A continuación, se detalla el armado del enchape (los conectores, refuerzos adicionales y diagonales son \varnothing 8 mm mientras las grapas son \varnothing 6 mm):

- El acero de refuerzo (Figura 159), corresponde a mallas de \varnothing 4 mm @ 10 cm y \varnothing 5 mm @ 10 cm, el traslape es de 60 cm.
- Conectores horizontales tipo I (Figura 159), miden 65 cm, 15cm introducido en la columna y 50 cm libre, distribuidos cada 30 cm.
- Conectores verticales tipo I (un lado libre, Figura 159), miden 65 cm, 15 cm introducido en la losa y 50 cm libre, distribuidos cada 30 cm.

- Conectores verticales tipo I (dos lados libres, Figura 159), miden 120 cm, 20 cm introducido en la losa y 50 cm libre cada lado, distribuidos cada 30 cm.
- Conectores verticales tipo U (Figura 159), son introducidos desde la losa y abrazan ambos lados de la pared con 50 cm libre de cada lado, la sección horizontal debe estar en contacto con la losa (se debe retirar el recubrimiento de losa dejando una sección tipo canal en la que se coloque la sección horizontal del conector tipo U), distribuidos cada 30 cm.
- Refuerzo adicional tipo I (Figura 160), se coloca alrededor de secciones vacías (puertas y ventanas) también se debe colocar este refuerzo en diagonal en las esquinas inferiores de las ventanas con 50 cm libres de cada lado excepto en los casos en los que se pueda anclar en la losa. Este refuerzo se coloca debido a la concentración de esfuerzos en las esquinas.
- Refuerzo diagonal (Figura 160), son refuerzos adicionales que se coloca en las paredes que presenten una mayor D/C (demanda/capacidad) generalmente se lo coloca en mochetas (secciones de pared), su objetivo es reforzar las paredes que presentan una mayor probabilidad de fallo debido a que las solicitaciones de la pared son más cercanas a la capacidad de estas.
- Conectores tipo V (Figura 159), se colocan en la base del primer piso (contrapiso) y del segundo piso (losa), deben estar introducidos 10 cm en el contrapiso o losa con 20 cm de cada lado libres distribuidos con un espaciamiento de 1 m.
- Grapas (Figura 161), el espaciamiento horizontal y vertical es de 40 cm en forma de zigzag, máximo a 40cm del borde de la pared. En los bordes de puertas y ventanas espaciados cada 20 cm y a 10 cm del borde.
- Cimentación del enchape (Figura 162), en la base de las paredes enchapadas de la vivienda A (en el lado exterior) se realiza una extensión del enchape a 30 cm x 35 cm dentro del suelo reforzado por la misma malla.
- Chaflán de paredes (Figura 163), se presenta en los pequeños volados y es una extensión de la malla para conectar el enchape del primer y segundo piso, con una pendiente de 1:2.
- Chaflán de columna (Figura 164), se presenta en los grandes volados, es una extensión de la columna hacia el borde de la losa la cual debe incluir el

armado con 3 varillas longitudinales de \varnothing 12 mm y estribos \varnothing 8 mm, con una pendiente 1:2. No es necesario colocar chaflán.

- Conexiones de losa (Figura 165), se las realiza con placas A36 de 60 cm x 30 cm x 1 cm y pernos de diámetro: 1 1/8" (19 mm).

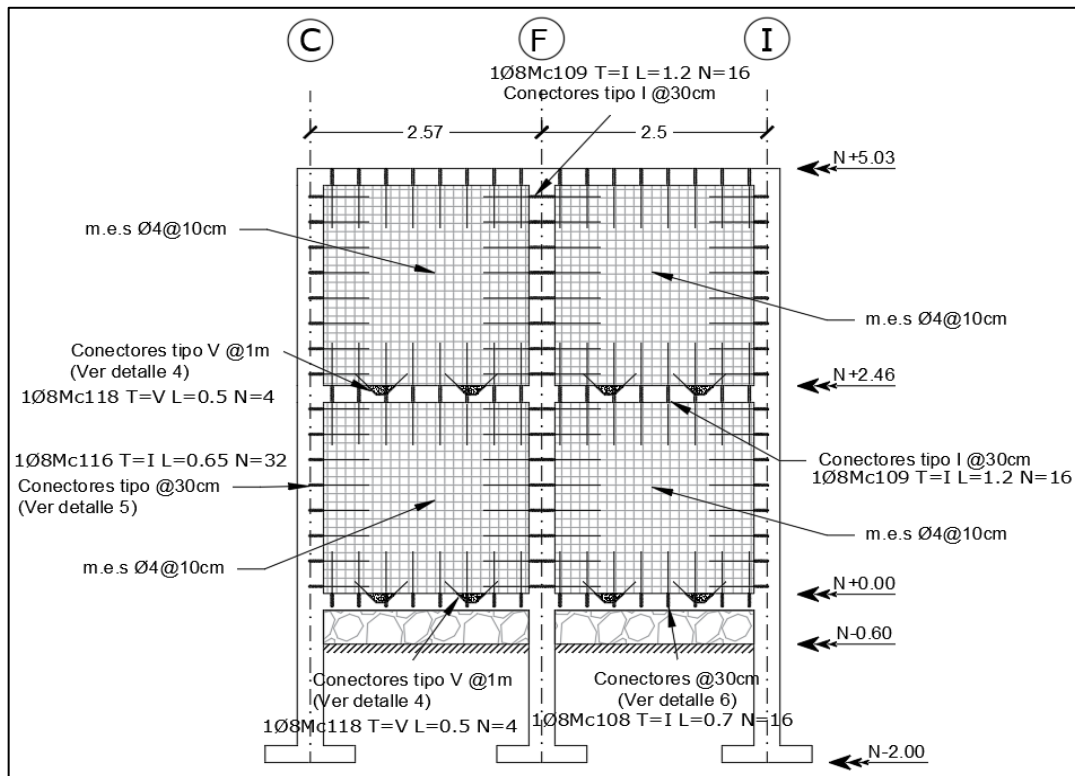


Figura 159. Armado del enchape, 1.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

Los conectores tipo I son muy importantes para el anclaje de las mallas a las vigas y columnas, para determinar un espaciado adecuado de estos conectores es importante tener en cuenta una continuidad de áreas entre la malla que se va a anclar y los conectores que se van a usar para una correcta transmisión de esfuerzos, entonces se debe colocar conectores tipo I de 8 mm de diámetro cada 30 cm aproximadamente para transmitir los esfuerzos de las mallas de \varnothing 4 mm y \varnothing 5 mm @ 10 cm hacia los pórticos manteniendo la misma área entre los dos componentes aproximadamente. Con respecto a los conectores tipo V se los espació cada uno a 1 m entre ellos ya que estos conectores sirven solamente para una mejor adherencia entre la malla y el bisel de 10 cm de profundidad, realmente este bisel realizado es el que va a trabajar ya que va a impedir el deslizamiento de la malla electrosoldada al momento de que el mortero se introduzca en este bisel y se endurezca.

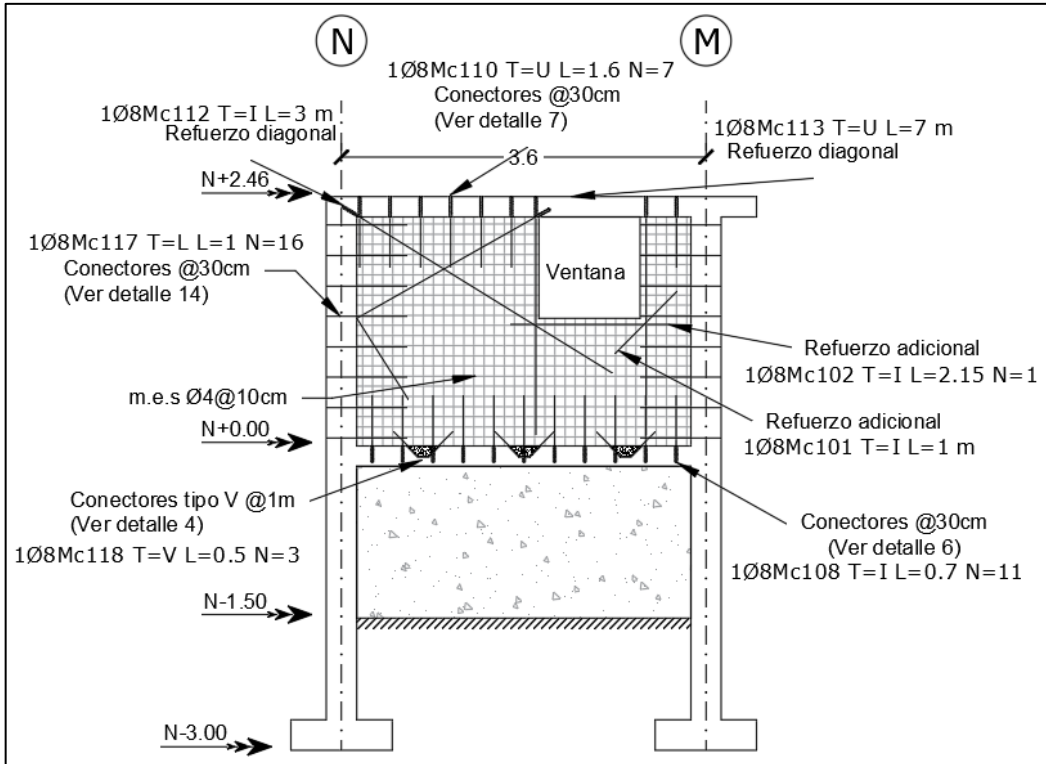


Figura 160. Armado del enchape, 2.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

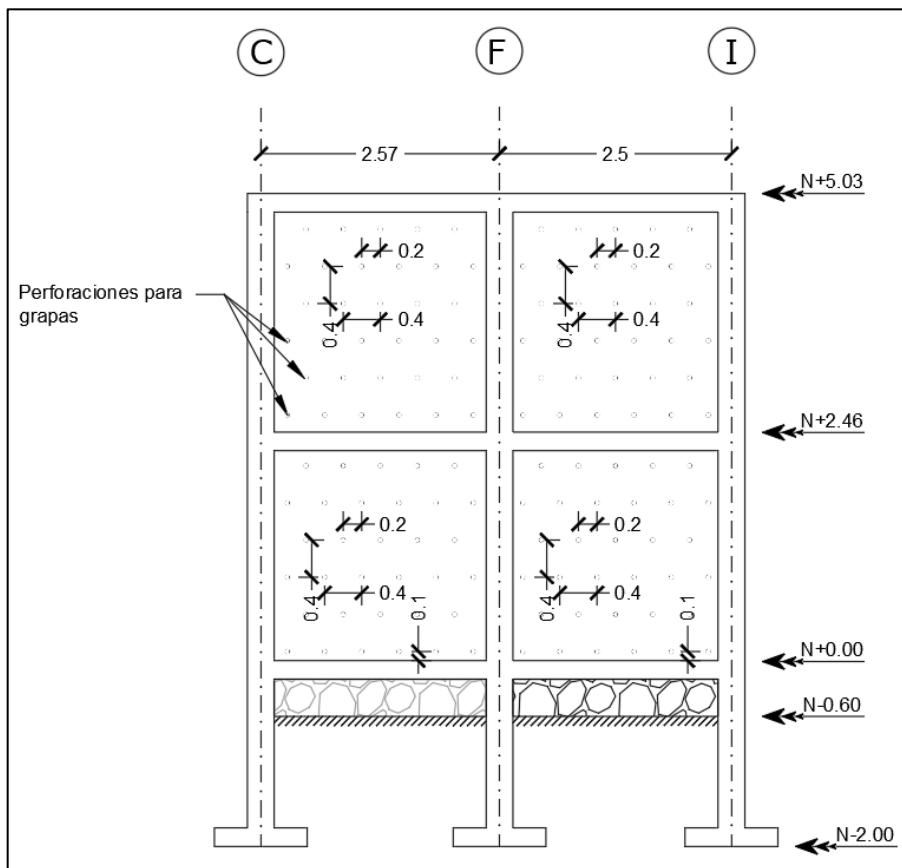


Figura 161. Armado del enchape, 3.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

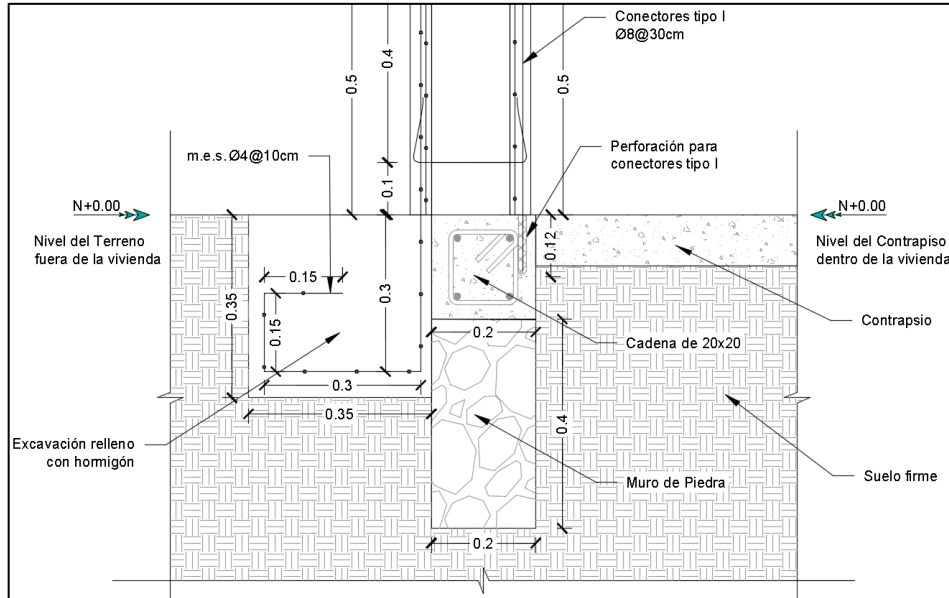


Figura 162. Armado del enchape, 4.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

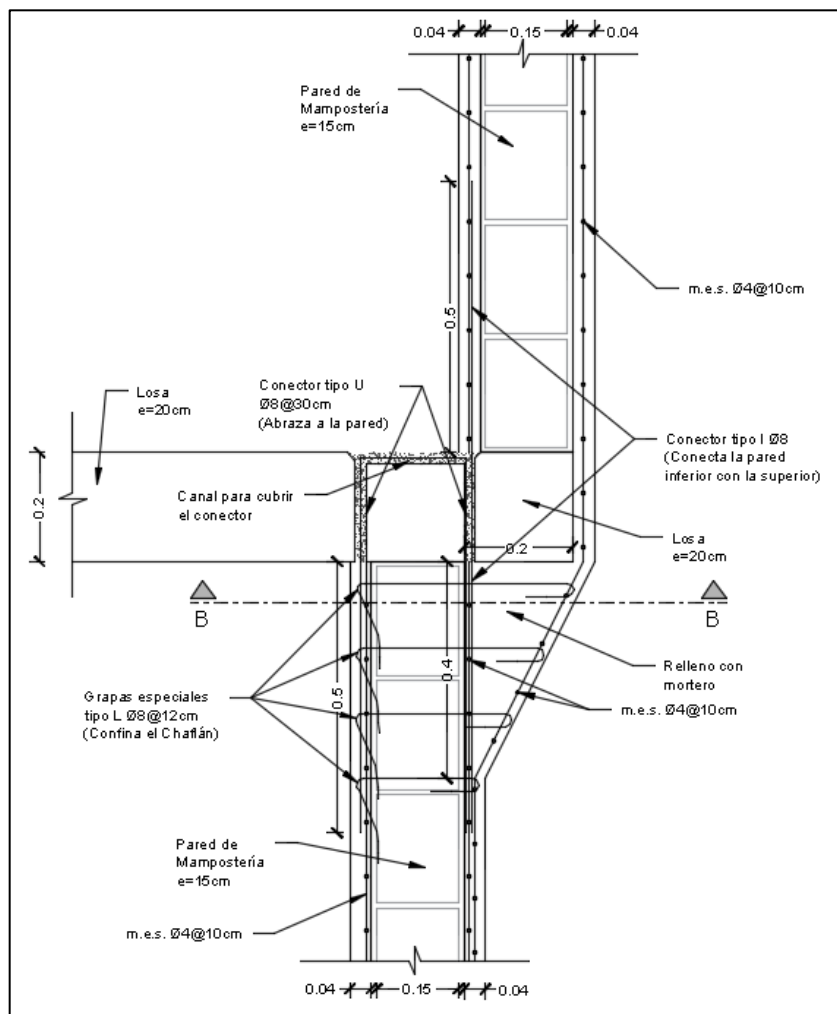


Figura 163. Armado del enchape, 5.

Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

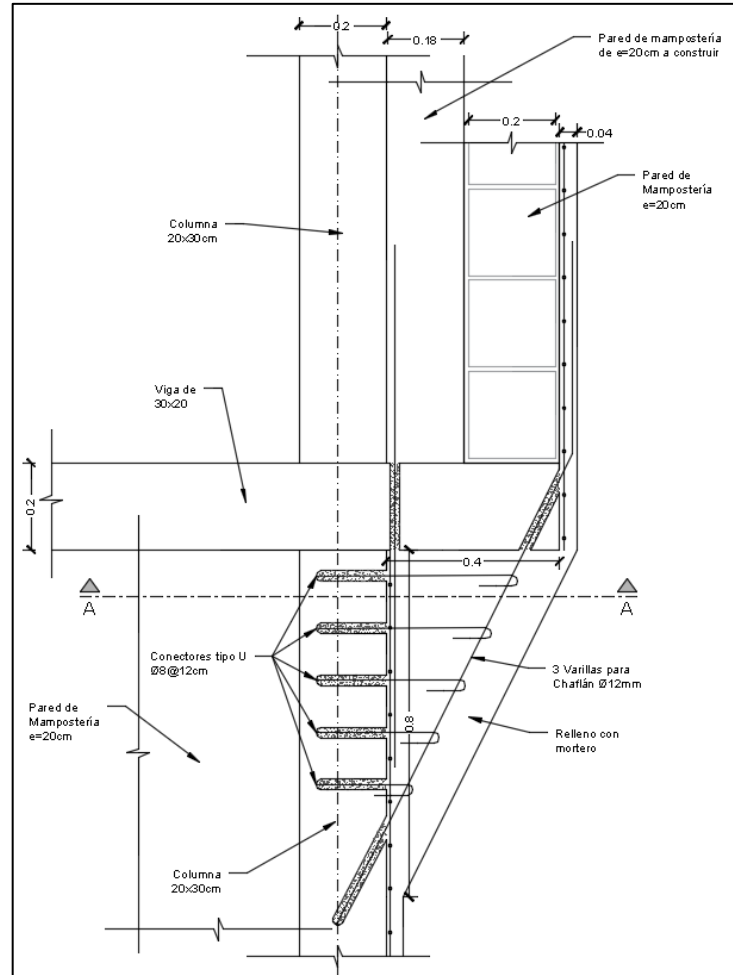


Figura 164. Armado del enchape, 6.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

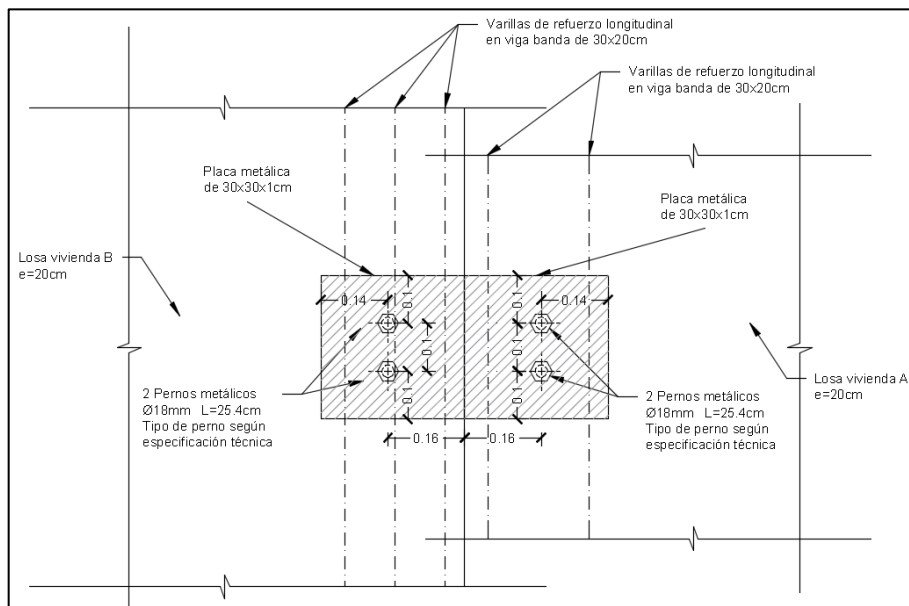


Figura 165. Armado del enchape, 7.
Elaborado por: Castillo, C. & Castillo, J.

CAPÍTULO 7.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- En base al resultado de la inspección y evaluación sísmica de estructuras existentes establecido por la NEC se determina que, ambas viviendas presentan una alta vulnerabilidad y requieren una evaluación especial realizada por un profesional en diseño estructural.
- Se considera válido utilizar los elementos Shell sin elementos de conexión en la modelación de la mampostería para su revisión a corte, siempre y cuando se lo realice bajo las consideraciones de la metodología pertinente en donde el módulo de elasticidad de la mampostería resulta ser la mitad del módulo de elasticidad usado en metodologías más complejas donde se utiliza elementos de conexión.
- El modelo computacional con mampostería presenta un adecuado comportamiento del periodo fundamental de la estructura el cual no fue necesario calibrar ya que coincidió con el resultado del ensayo de vibración ambiental, por lo que no se necesitó modificar las propiedades de la mampostería.
- Del modelo computacional y el ensayo de vibración ambiental se determina que al no existir una junta constructiva se da un periodo de vibración conjunto en dirección perpendicular al sentido de adosamiento, es decir que ambas estructuras presentan un movimiento simultáneo al interactuar entre ellas.
- La resistencia a corte de la mayoría de la mampostería en los dos primeros pisos de las dos viviendas es insuficiente para resistir las sollicitaciones a corte de estas, además, ante la presencia de un evento sísmico se tendría la generación de un piso blando en el primer piso, por lo que se determina que las dos viviendas requieren ser reforzadas.
- Se realiza un reforzamiento por medio de enchapado debido a que este sistema es poco invasivo, de fácil construcción y rigidiza la estructura a nivel de pórticos y no de elementos como es el caso del encamisado.

- Debido a la mala configuración de paredes de la vivienda A se opta por unir las dos viviendas, de esta manera no se interviene en la arquitectura de las dos viviendas, se cuenta con una mejor distribución de paredes a enchapar, no se tendría que intervenir excesivamente en la cimentación de la vivienda A y se evita cualquier problema de golpeteo.
- La estructura enchapada presenta un buen comportamiento sísmico ya que los dos primeros modos de vibración están en traslación y el tercero en torsión, las derivas máximas por piso son menores al 1 % requerido por la NEC y el esfuerzo máximo ejercido sobre el suelo (13.76 T/m^2) es menor al esfuerzo admisible del suelo (18.02 T/m^2).
- Al realizar el reforzamiento por medio del enchape: la capacidad de las paredes enchapadas a corte cumple con las solicitaciones requeridas para la combinación de cargas de reforzamiento, de la misma forma cumplen con las solicitaciones requeridas a flexo-compresión.
- La opción "General Reinforcing" presentada por el programa Etabs resultó ser más crítica respecto al armado del acero longitudinal ya que en la mayoría de las paredes enchapadas presentó un mayor requerimiento de acero comparado con la opción "Simplified C & T Desing".
- El acero requerido en los muros considerando el espaciamiento entre los enchapes generalmente no varió respecto al acero requerido en los muros sin considerar el espaciamiento entre los enchapes, excepto por unas pocas secciones, en general el acero requerido en los muros considerando el espaciamiento entre enchapes disminuyo en un 4 %, en todos los casos donde el requerimiento de acero fue mayor, este ya era ampliamente cubierto por el acero colocado.
- Se generan los planos del reforzamiento, los cuales a más de presentar el acero de refuerzo, grapas y conectores muestran los refuerzos adicionales y refuerzos diagonales los cuales son indispensables debido a que se emplean para la concentración de esfuerzos.
- El presupuesto referencial del reforzamiento de las dos viviendas es de 6734.92 dólares y el costo por metro cuadrado de enchape es de 17.87

dólares/m² cada lado de pared y el costo por metro cuadrado de construcción es de 17.96 dólares/m².

7.2. RECOMENDACIONES

- Las estructuras de tipo pórtico deben ser modeladas con la mampostería, así se logra tener una mejor respuesta del comportamiento de la estructura. A pesar de que en las viviendas en estudio no fue necesario cambiar el módulo de elasticidad de la mampostería, se recomienda optar por cambiar el módulo de elasticidad de la mampostería en el estudio de otras edificaciones y así modificar la rigidez de la estructura.
- Para tener una mejor interacción entre el suelo y la estructura, la cimentación debe ser modelada con resortes (springs) tanto para obtención de resultados de la cimentación como del resto de la estructura.
- Se considera necesario incluir la mampostería dentro del modelo matemático en sistemas estructurales de pórticos rígidos de hormigón ya que esto representa de forma más exacta la rigidez de las estructuras.
- No se recomienda enchapar paredes que no conecten con la viga, es decir paredes que crucen por la losa ya que de ser el caso esta debe tener un tratamiento especial debido a que la losa no cuenta con acero superior para resistir los esfuerzos negativos en la losa.
- Las paredes a enchapar en lo posible deben tener continuidad en elevación para evitar colocación de chaflanes. Para volados de hasta 20 cm se puede colocar chaflanes en las paredes y hasta 40 cm se pueden colocar chaflanes en columnas las cuales trabajan como una extensión de la columna.
- Se recomienda utilizar enchape de 4 o 5 cm a cada lado y no de 3 cm ya que en obra no se logra tener espesores tan bajo debido al acero de refuerzo.
- Se recomienda no utilizar agregado grueso en la mezcla del hormigón ya que este no permite una buena adherencia de este debido al bajo espesor del enchape.
- En obra se debe prestar delicada atención al acero de refuerzo de puertas y ventanas ya que en estos se presenta concentración de esfuerzos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. American Concrete Institute.
- ACI 562M-13. (2013). Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings and Commentary. *American Concrete Institute*, 63.
- Aguiar, R. (2007). *Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado sin Muros de Corte*. Barcelona: CIMNE.
- AISC. (2010). *Especificaciones ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*. American Institute of Steel Construction.
- Alcaldía de Quito. (2015). *Atlas de amenazas naturales y exposición de infraestructura del distrito metropolitano de Quito*. Quito.
- Alejandro, H. (2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f'c: 21, 24, 28, 35 MPa*. (Tesis de Grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Alfonso, V. (2010). El riesgo sísmico en Quito: Análisis y Simulaciones. *Ciencias y Gestión del Territorio*, 55.
- Alvarado, A., Audin, L., Nocquet, J., Lagreulet, S., Segovia, M., Font, Y., . . . Quidelleur, X. (2014). *Active tectonics in Quito, Ecuador, assessed by geomorphological studies, GPS data, and crustal seismicity*. Obtenido de AGU: <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/2012TC003224>
- Andrade, C. (2017). *Diagnóstico y propuesta de solución ante efectos de asentamientos diferenciales para una vivienda de dos pisos*. (Tesis de pregrado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Angulo, L., & López, C. (2008). *Reforzamiento de mampostería de ladrillo artesanal*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Arpitha, K., & Umadevi, R. (2016). Effect of Seismic Pounding between Reinforced Concrete Buildings. *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology*.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers*, 623.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica-AIS. (2001). *Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de Viviendas de Mampostería*.

- Asteris, P. (2008). *Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames*. Atenas: EJSE International.
- ASTM C805/C805M – 18. (2018). Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. *American Society of Testing Materials*, 4.
- ASTM D2487 – 17. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). *American Society of Testing Materials*, 10.
- ASTM D2850 – 15. (2015). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. *American Society of Testing Materials*, 7.
- ASTM D3080/D3080M – 11. (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. *American Society of Testing Materials*, 9.
- Astorga, A., & Rivero, P. (2009). *Patologías en las edificaciones*. Centro de investigación en Gestión integral de Riesgos.
- Borja, L., & Torres, M. J. (2015). *Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector Quitumbe, ciudad de Quito, provincia de Pichincha*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundations Analysis and Design Companies, Inc*. New York: The McGraw-Hill.
- Carrillo, J., Echeverri, F., & Aperador, W. (2015). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, XVI(4), 479-490. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.riit.2015.09.001>
- Carrión, F., Cifuentes, C., del Pino, I., Enríquez, F., Kingman, E., Naranjo, F., . . . Yepes, H. (1990). *Centro Histórico de Quito Problemática y Perspectivas*. Quito: Editorial Fraga .
- Chávez, C., & Gómez, E. (2020). *Diseño del reforzamiento estructural para la ampliación del edificio "Instituto Tecnológico Superior Policía Nacional del Norte"*. (Tesis de pregrado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Chunga, K., Michetti, A. M., Mulas, M., Besenzon, D., Livio, F., Ferrario, M. F., . . . Ochoa, F. (mayo de 2017). *Researchgate*.
- Cisneros, D. A., & Nocquet, J. M. (2012). *SIRGAS*. Obtenido de Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas: http://www.sirgas.org/fileadmin/docs/Boletines/Bol17/Cisneros_Nocquet_Campo_velocidades_Ecuador.pdf

- CSI. (2011). *CSI Analysis Reference Manual*. California: Computers and Structures Inc.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de fundaciones* (Séptima edición ed.). México: Cengage Learning Editores, S.A.
- El Comercio. (Domingo, 27 de octubre de 2013). *El Comercio*. Obtenido de <https://www.elcomercio.com/opinion/terremoto-1987.html>
- Estrada, K., & Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito-Ecuador*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Fernández, L., & Paredes, P. (2010). *Investigación teórico experimental de un sistema estructural alternativo*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Flores, L., Ríos, M., & Reyes, C. (2004). Rehabilitación con malla y mortero de muros de mampostería con aberturas. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 0-10.
- González, E., & Alloza, A. (2011). Medida del recubrimiento de hormigón y localización de barras. *Ensayos de hormigón en estructuras-Ensayos no destructivos*, 95-100. Obtenido de https://campusvirtual.ull.es/ocw/pluginfile.php/2098/mod_page/content/1/FichasTemas/tema17-recubrimiento.pdf
- Gueguen, P., Gallipoli, M., Navarro, M., Masi, A., Michel, C., Guillier, B., . . . Spina, D. (2014). Testing building using ambient vibrations for earthquake engineering: an european review. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 25-29.
- IdealAlambrec BEKAERT. (s.f.). *Catálogo de productos-Reforzamiento de hormigón*. Quito.
- IGEPN. (Lunes, 05 de Agosto de 2013). *Instituto Geofísico*. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>
- Inocar. (2020). *Inocar*. Obtenido de Instituto Oceanográfico de la Armada: <https://www.inocar.mil.ec/web/index.php/que-son-los-tsunamis/73-eventos-en-el-ecuador>
- Li, X., E, C., Ventura, Feng, Y., Pan, Y., Kaya, Y., . . . Zhou, M. (Series, 2, 87-94 de 2016). Obtenido de https://doi.org/10.1007/978-3-319-29751-4_10
- Mancheno, S. (2017). *Análisis del desempeño sísmico del edificio de aulas de la unidad académica de ingeniería civil* (Tesis de grado). Machala-Ecuador: Universidad Técnica de Machala.
- Mendoza, C., Hernández, J., & Rico, E. (2010). Influencia de la adherencia del mortero de recubrimiento en la resistencia a cortante de muretes de

mampostería reforzados con malla electrosoldada. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 0-13.

- Moncayo, M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. *Ingeniería Revista Académica*, 21(2),55-64. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/467/46753192005.pdf>
- Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (2018). *Diseño del reforzamiento estructural sismo resistente con enchapado de mampostería de una vivienda con asentamientos diferenciales*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- NEC. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito-Ecuador: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC-15-SE-DS. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) - Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).
- NEC-15-SE-GC. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Geotécnica y Cimentaciones*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) - Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).
- NEC-15-SE-MP. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Mampostería Estructural*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) - Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).
- NEC-15-SE-RE. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción-Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) - Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON).
- NEC-15-SE-RE. (2014). *Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Cámara de la Industria de la Construcción*, 54.
- NTC. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.
- Ochoa, J., & Ulcuango, F. (2014). *Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos*. (Tesis de Grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Ormaza, W. (2017). *Zonificación de la susceptibilidad por fenómenos de remoción en masa en el barrio ATACABA, noroccidente de Quito*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.

- Parra, K., & Sarango, J. (2016). *Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporricados de hormigón armado en el distrito metropolitano de Quito*. (Tesis de grado), Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Placencia, P., & Paredes, P. (2017). Wire-Mesh and mortar confined masonry as seismic resistant system for houses up to two stories. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE*, 12.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de ingeniería sísmica*, 1-26.
- Quiun, D., Alferez, K., & Quinto, D. (2005). Reforzamiento estructural de muros de albañilería de bloques artesanales de concreto. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas*, 0-14.
- Rochel, R. (2000). Influencia de los Muros de Mampostería en el Comportamiento de las Estructuras Aporricadas. *Revista Universidad Eafit*.
- Rodríguez, M. (2005). *Análisis Modal Operacional: Teoría y Práctica*. Sevilla: Escuela Superior de Ingenieros .
- Ruiz, J. (2007). Rehabilitación sísmica de edificaciones de mampostería para vivienda. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 0-32.
- Ruiz, J., & Alcocer, S. (1998). Desempeño experimental de estructuras de mampostería confinada rehabilitadas mediante el uso de malla de alambre. *Revista de Ingeniería Sísmica*(N° 59), 59-79.
- SeismoStruct. (2020). *Seismo Struct User Manual*. Pavia: Seismosoft Ltd.
- Silvestre, S., & Music, J. (2018). *Manual_Etabs_V8.4.5_version_1*. Chile: Universidad Católica del Norte.
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (2002). *Microzonificación sísmica de los suelos del distrito metropolitano de la ciudad de Quito*. Quito.

ANEXOS

ANEXO 1

Clasificación de suelos SUCS

ANEXO 2

Ensayo de corte directo en suelos



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



CORTE DIRECTO

INF. No. 19 - 0072-I-A
Hoja 01 de 03

Quito, 16 de mayo de 2019

SOLICITA: CENTRO DE LA INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA

Atención: Ing. Christian Gómez

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253

PROYECTO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIONES BARRIO ATACABA- ETAPA I (PVS-2018-018)

CONTRATISTA: ***

FISCALIZADOR: ***

MUESTRA: M5

UBICACIÓN: ATACABA

NORMA: ASTM D3080-11

ENSAYO	1		2		3	
AREA (cm ²)	18,17		18,10		18,10	
DENSIDAD (gr/cm ³)	1,29		1,32		1,27	
HUMEDAD NAT. (%)	4,67		4,13		4,71	
ESP. NORMAL (kg/cm ²)	1,00		2,00		4,00	
DEFORMACION HORIZONTAL (mmx10-2)	FUERZA TANGENCIAL (KN)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	FUERZA TANGENCIAL (KN)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	FUERZA TANGENCIAL (KN)	ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,005	0,028	0,019	0,107	0,028	0,158
10	0,011	0,062	0,038	0,214	0,050	0,282
15	0,015	0,084	0,051	0,287	0,071	0,400
20	0,018	0,101	0,064	0,361	0,086	0,485
25	0,020	0,112	0,072	0,406	0,100	0,564
30	0,023	0,129	0,080	0,451	0,113	0,637
40	0,026	0,146	0,090	0,507	0,137	0,772
50	0,033	0,185	0,099	0,558	0,153	0,862
60	0,043	0,241	0,106	0,597	0,173	0,975
70	0,050	0,281	0,118	0,665	0,194	1,094
80	0,056	0,314	0,126	0,710	0,212	1,195
90	0,065	0,365	0,136	0,767	0,225	1,274
100	0,076	0,427	0,145	0,817	0,238	1,342
125	0,095	0,539	0,164	0,924	0,270	1,522
150	0,122	0,685	0,182	1,026	0,298	1,680
175	0,143	0,803	0,196	1,105	0,322	1,815
200	0,157	0,881	0,215	1,212	0,349	1,967
250	0,169	0,949	0,243	1,370	0,389	2,193
300	0,165	0,926	0,263	1,462	0,417	2,351
350	0,152	0,853	0,270	1,522	0,434	2,446
400	0,145	0,814	0,275	1,550	0,439	2,475
450	0,133	0,747	0,274	1,544	0,443	2,497
500	0,125	0,702	0,272	1,533	0,436	2,469

ING. MERCEDES VILLACÍS
JEFE DE LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO 3

Ensayo de triaxial en suelos



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 19 - 0037-I
HOJA 01 DE 06

Quito, 1 de abril de 2019

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
Atención : Ing. Christian Gómez
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía
PROYECTO : ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIONES BARRIO ATACABA-ETAPA I (PSV-2018-018)
CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
Ds (cm) :	3,50	Wo (gr) :	117,87	Vo (cm ³) :	75,24
Dm (cm) :	3,57	Hm (cm) :	7,58	W % :	6,36
Di (cm) :	3,55	Ao (cm ²) :	9,93	γ (gr/cm ³) :	1,567
UBICACIÓN :	***	SONDEO:	M5	σ ₃ (kg/cm ²) :	0,50
PROFUNDIDAD :	****	ENSAYO #:	UU-1 (s/sat)		
LECT.DIAL (KN)	CARGA (kg)	DEFORMAC. (mmx10-2)	DEF. UNITARIA (%)	AREA.CORR. (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
0,000	0,00	0	0,00	9,93	0,00
0,023	2,35	10	0,13	9,94	0,24
0,064	6,53	20	0,26	9,95	0,66
0,114	11,63	30	0,40	9,97	1,17
0,165	16,83	40	0,53	9,98	1,69
0,214	21,83	50	0,66	9,99	2,18
0,325	33,15	75	0,99	10,03	3,31
0,369	37,64	100	1,32	10,06	3,74
0,329	33,56	125	1,65	10,09	3,32
0,287	29,27	150	1,98	10,13	2,89
0,250	25,50	175	2,31	10,16	2,51
0,219	22,34	200	2,64	10,20	2,19
0,197	20,09	250	3,30	10,26	1,96
0,183	18,67	300	3,96	10,34	1,81
0,174	17,75	350	4,62	10,41	1,71
0,173	17,65	400	5,28	10,48	1,68
0,165	16,83	450	5,94	10,55	1,59
0,162	16,52	500	6,60	10,63	1,55
0,160	16,32	600	7,92	10,78	1,51
0,159	16,22	700	9,23	10,94	1,48
0,143	14,59	800	10,55	11,10	1,31
0,137	13,97	900	11,87	11,26	1,24
0,135	13,77	1000	13,19	11,43	1,20
0,135	13,77	1100	14,51	11,61	1,19
σ desv. Max. =					3,74

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU/S/SAT

INF.No. 19 - 0037-I
HOJA 2 DE 6

Quito, 1 de abril de 2019

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA

Atención : Ing. Christian Gómez

Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía

PROYECTO : ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIONES BARRIO ATACABA-ETAPA I (PSV-2018-018)

CONTRATISTA : ***

FISCALIZADOR : ***

NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA

Ds (cm) :	3,50	Wo (gr) :	117,05	Vo (cm ³) :	73,54
Dm (cm) :	3,51	Hm (cm) :	7,60	W % :	6,48
Di (cm) :	3,52	Ao (cm ²) :	9,68	γ (gr/cm ³) :	1,592
UBICACIÓN :	***	SONDEO:	M5	σ ₃ (kg/cm ²) :	1,00
PROFUNDIDAD :	****	ENSAYO #:	UU-2 (s/sat)		
LECT.DIAL (KN)	CARGA (kg)	DEFORMAC. (mmx10-2)	DEF. UNITARIA (%)	AREA.CORR. (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
0,000	0,00	0	0,00	9,68	0,00
0,041	4,18	10	0,13	9,69	0,43
0,100	10,20	20	0,26	9,70	1,05
0,157	16,01	30	0,39	9,71	1,65
0,215	21,93	40	0,53	9,73	2,25
0,257	26,21	50	0,66	9,74	2,69
0,391	39,88	75	0,99	9,77	4,08
0,470	47,94	100	1,32	9,81	4,89
0,485	49,47	125	1,64	9,84	5,03
0,425	43,35	150	1,97	9,87	4,39
0,382	38,96	175	2,30	9,90	3,93
0,340	34,68	200	2,63	9,94	3,49
0,292	29,78	250	3,29	10,01	2,98
0,267	27,23	300	3,95	10,07	2,70
0,257	26,21	350	4,61	10,14	2,58
0,246	25,09	400	5,26	10,21	2,46
0,242	24,68	450	5,92	10,29	2,40
0,232	23,66	500	6,58	10,36	2,28
0,218	22,24	600	7,89	10,51	2,12
0,216	22,03	700	9,21	10,66	2,07
0,215	21,93	800	10,53	10,81	2,03
0,214	21,83	900	11,84	10,98	1,99
0,205	20,91	1000	13,16	11,14	1,88
0,195	19,89	1100	14,47	11,31	1,76
				σ desv. Max. =	5,03


ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 Email: lemsur@epn.edu.ec



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS




ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 19 - 0037-1
HOJA 3 DE 6

Quito, 1 de abril de 2019

SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
Atención : Ing. Christian Gómez
Dirección : Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía
PROYECTO : ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIONES BARRIO ATACABA-ETAPA I (PSV-2018-018)
CONTRATISTA : ***
FISCALIZADOR : ***
NORMA : ASTM D2850-15

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					
Ds (cm) :	3,57	Wo (gr) :	120,18	Vo (cm ³) :	75,95
Dm (cm) :	3,57	Hm (cm) :	7,58	W % :	6,21
Di (cm) :	3,58	Ao (cm ²) :	10,02	γ (gr/cm ³) :	1,582
UBICACIÓN :	***	SONDEO:	M5	σ ₃ (kg/cm ²) :	2,00
PROFUNDIDAD :	****	ENSAYO #:	UU-3 (s/sat)		
LECT.DIAL (KN)	CARGA (kg)	DEFORMAC. (mmx10-2)	DEF. UNITARIA (%)	AREA.CORR. (cm ²)	ESFUERZO (kg/cm ²)
0,000	0	0	0,00	10,02	0,00
0,063	6,43	10	0,13	10,03	0,64
0,136	13,87	20	0,26	10,05	1,38
0,188	19,18	30	0,40	10,06	1,91
0,262	26,72	40	0,53	10,07	2,65
0,338	34,48	50	0,66	10,09	3,42
0,517	52,73	75	0,99	10,12	5,21
0,661	67,42	100	1,32	10,15	6,64
0,755	77,01	125	1,65	10,19	7,56
0,769	78,44	150	1,98	10,22	7,67
0,644	65,69	175	2,31	10,26	6,40
0,596	60,79	200	2,64	10,29	5,91
0,521	53,14	250	3,30	10,36	5,13
0,471	48,04	300	3,96	10,43	4,61
0,439	44,78	350	4,62	10,50	4,26
0,415	42,33	400	5,28	10,58	4,00
0,395	40,29	450	5,94	10,65	3,78
0,381	38,86	500	6,60	10,73	3,62
0,359	36,62	600	7,92	10,88	3,37
0,338	34,48	700	9,23	11,04	3,12
0,323	32,95	800	10,55	11,20	2,94
0,320	32,64	900	11,87	11,37	2,87
0,318	32,44	1000	13,19	11,54	2,81
0,311	31,72	1100	14,51	11,72	2,71
σ desv. Max. =					7,67


ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



ENSAYO TRIAXIAL UU S/SAT

INF.No. 19 - 0037-I
HOJA 4 DE 6

Quito, 1 de abril de 2019

PROYECTO : ANÁLISIS ESTRUCTURAL EDIFICACIONES BARRIO ATACABA-ETAPA I (PSV-2018-018)	RESUMEN DE RESULTADOS
SOLICITA : CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA CONTRATISTA : *** PROFUNDIDAD : **** UBICACIÓN : ***	HUMEDAD : 6,35 (%) DENSIDAD : 1,58 (gr/cm ³) COHESIÓN : 0,66 (kg/cm ²) ÁNGULO DE FRICCIÓN : 34,61 (°)


 ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO 5

Ensayo de Vibraciones ambientales

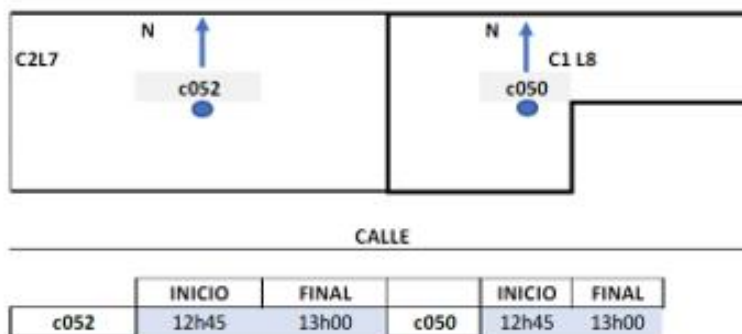


Figura 1: Sentido y descripción de los sensores.

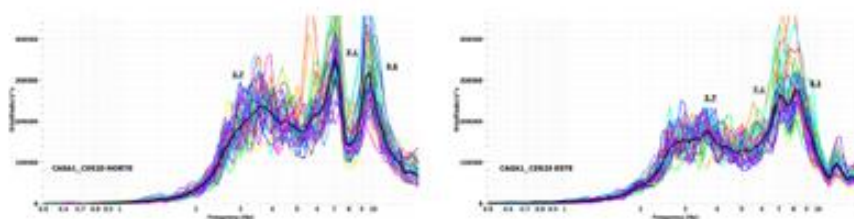


Figura 2: Espectros de frecuencia de la Casa 2 Lote 7 en el sentido norte y sentido este.

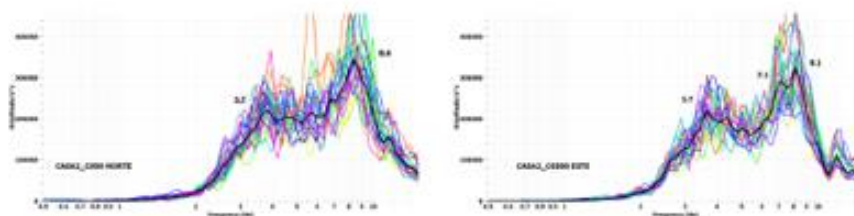


Figura 3: Espectros de frecuencia de la Casa 1 Lote 8 en el sentido norte y sentido este.

La tabla 1 resume los valores obtenidos para los periodos de vibración en los sentidos de traslación de la estructura.

RESULTADOS:		C2 L7	C1 L8	OBSERVACIONES
ft	Frecuencia (Hz)	3,70	3,7	Frecuencia de torsión
	Periodo (seg)	0,27	0,27	
ft2	Frecuencia (Hz)	7,10	-	Frecuencia de torsión
	Periodo (seg)	0,14	-	
fE	Frecuencia (Hz)	8.10	8.10	Frecuencia en el sentido Este
	Periodo (seg)	0.12	0.12	
fN	Frecuencia (Hz)	9.6	8.4	Frecuencia en el sentido Norte
	Periodo (seg)	0.10	0.12	

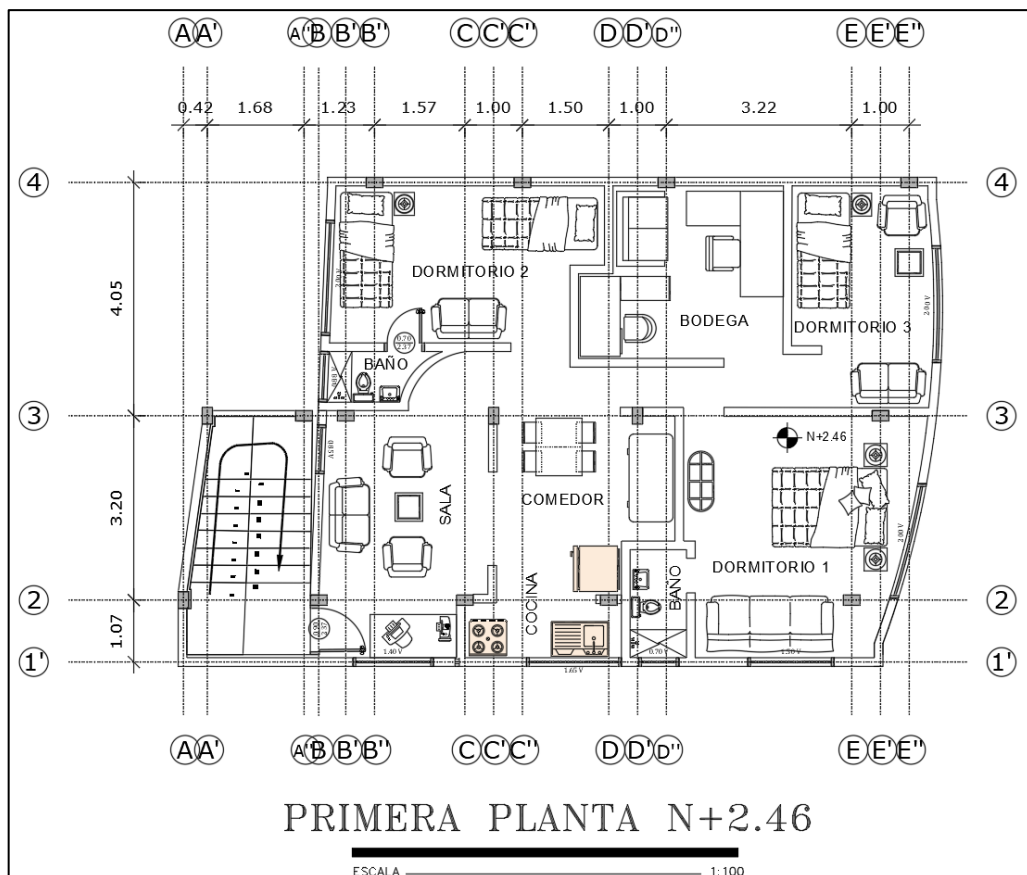
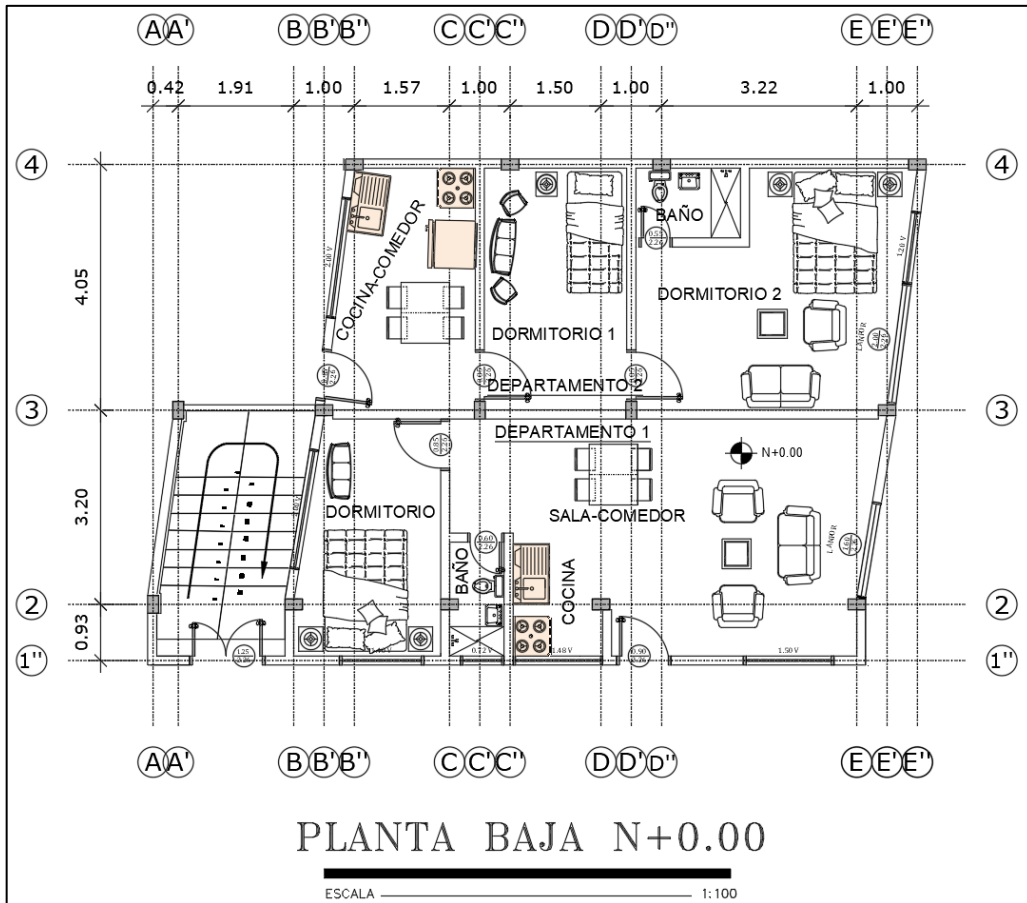
Tabla 1: Resumen de las frecuencias / periodos fundamentales de las dos viviendas.

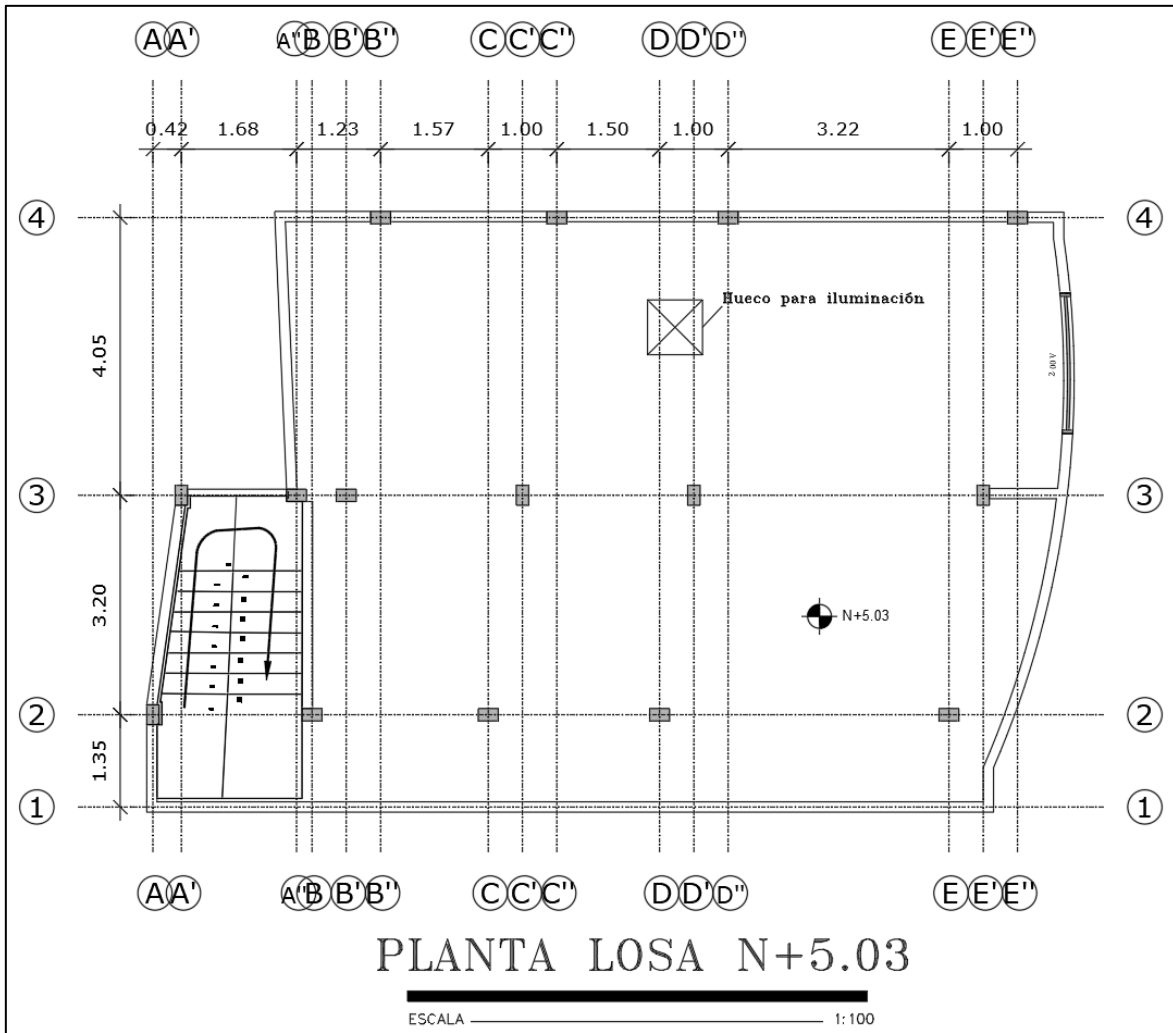
Christian M. Gómez S.
 Coordinador del C.I.V. – E.P.N.

Gastón Parra
 Asistente del C.I.V.

ANEXO 6

6.1. Planos arquitectónicos-Vivienda A

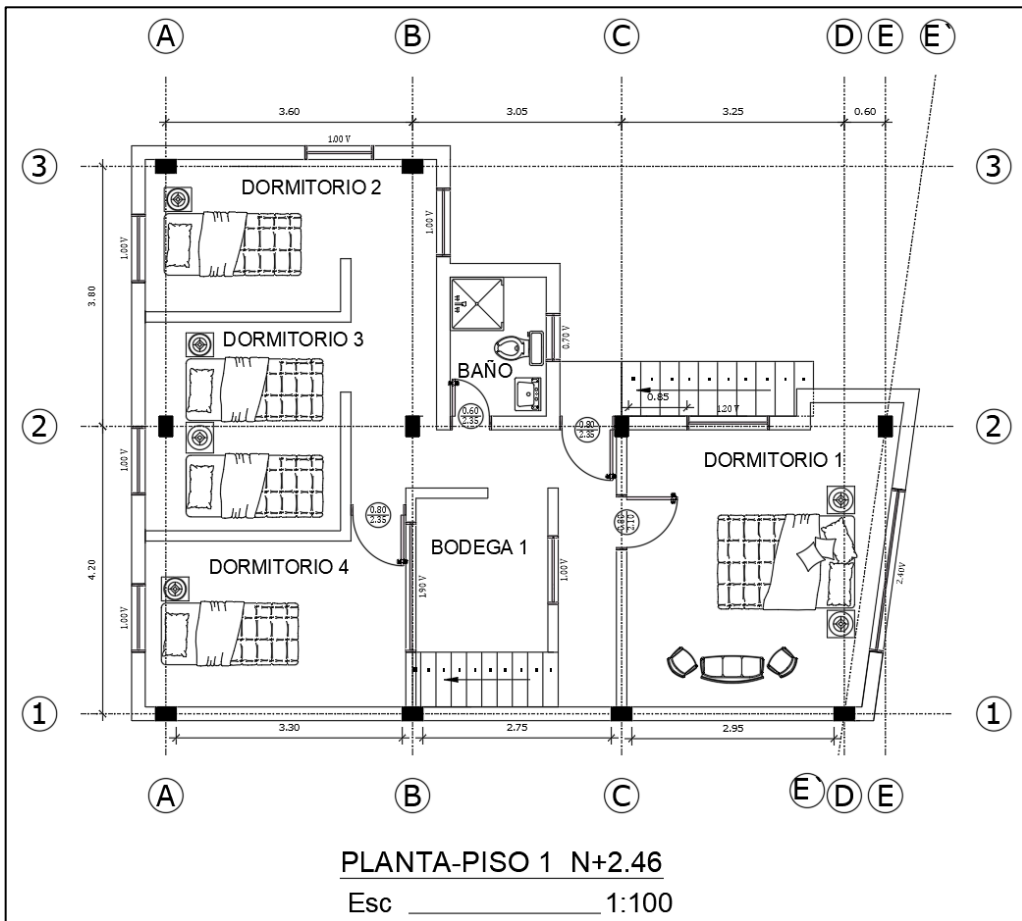
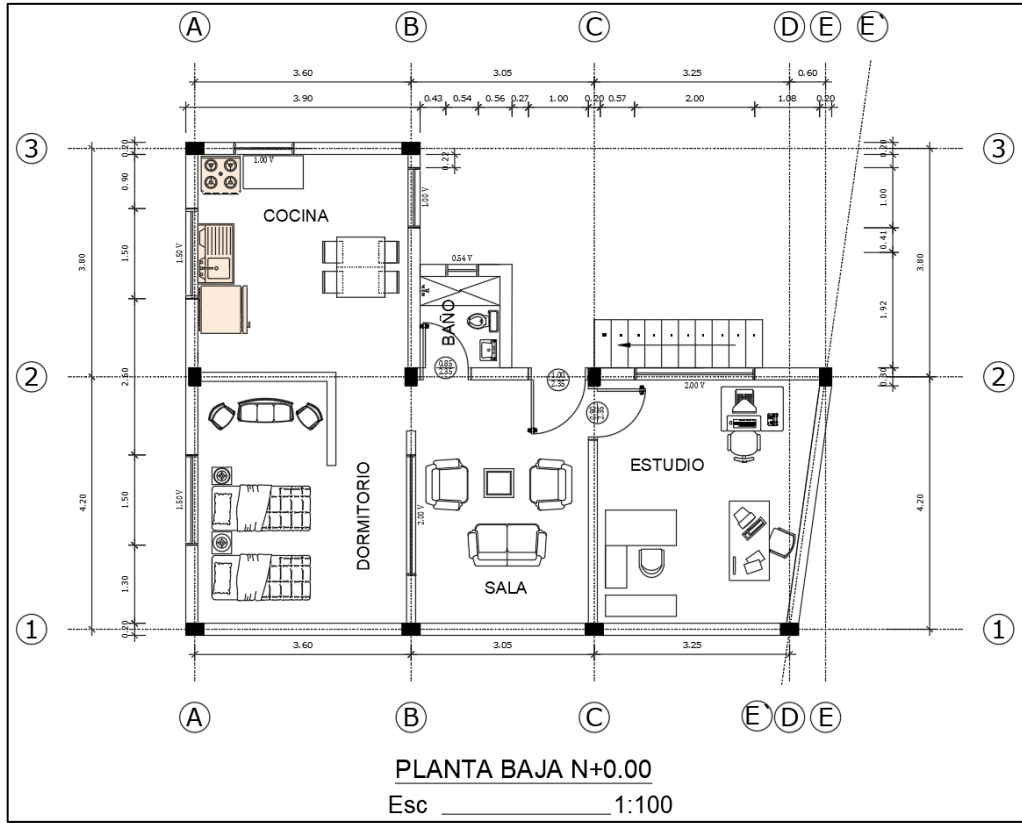


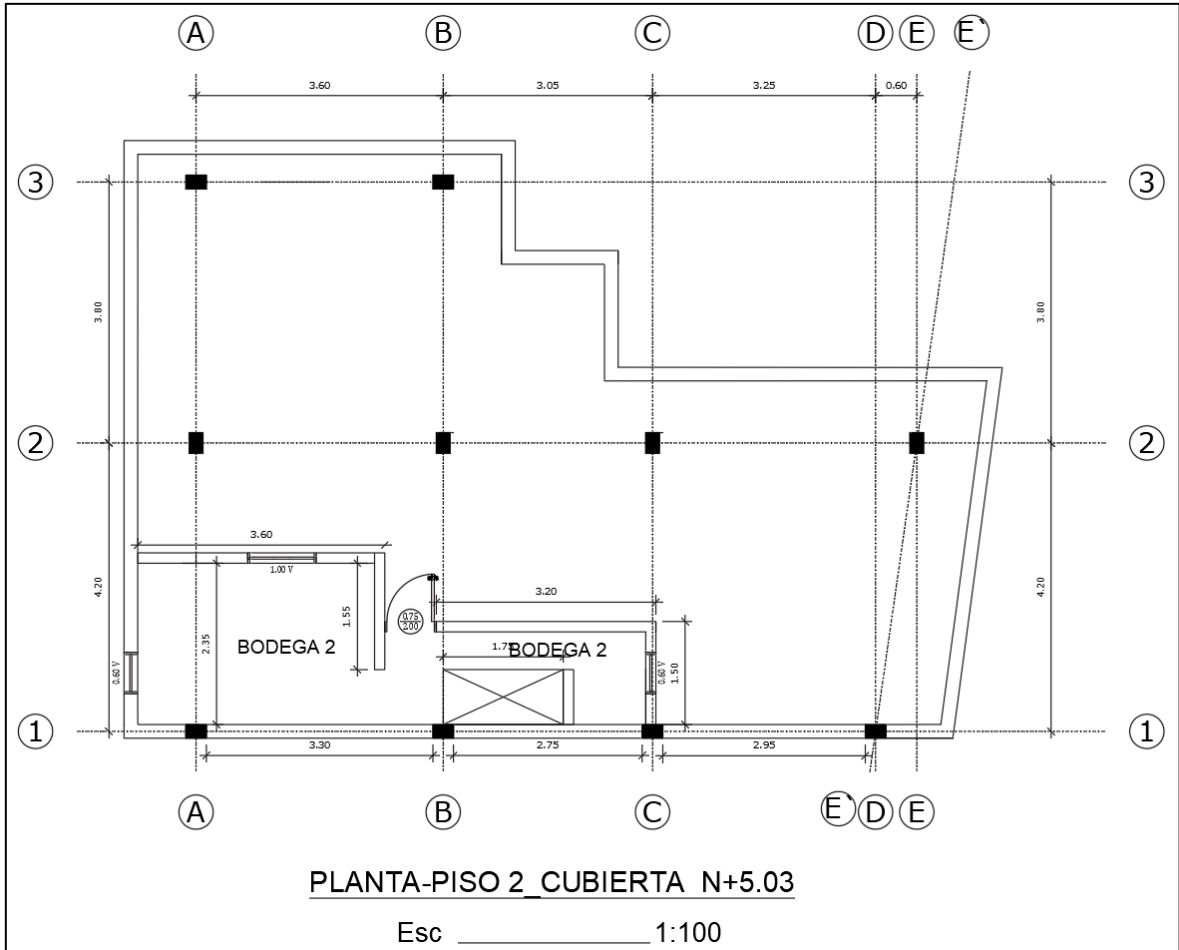


PLANTA LOSA N+5.03

ESCALA _____ 1:100

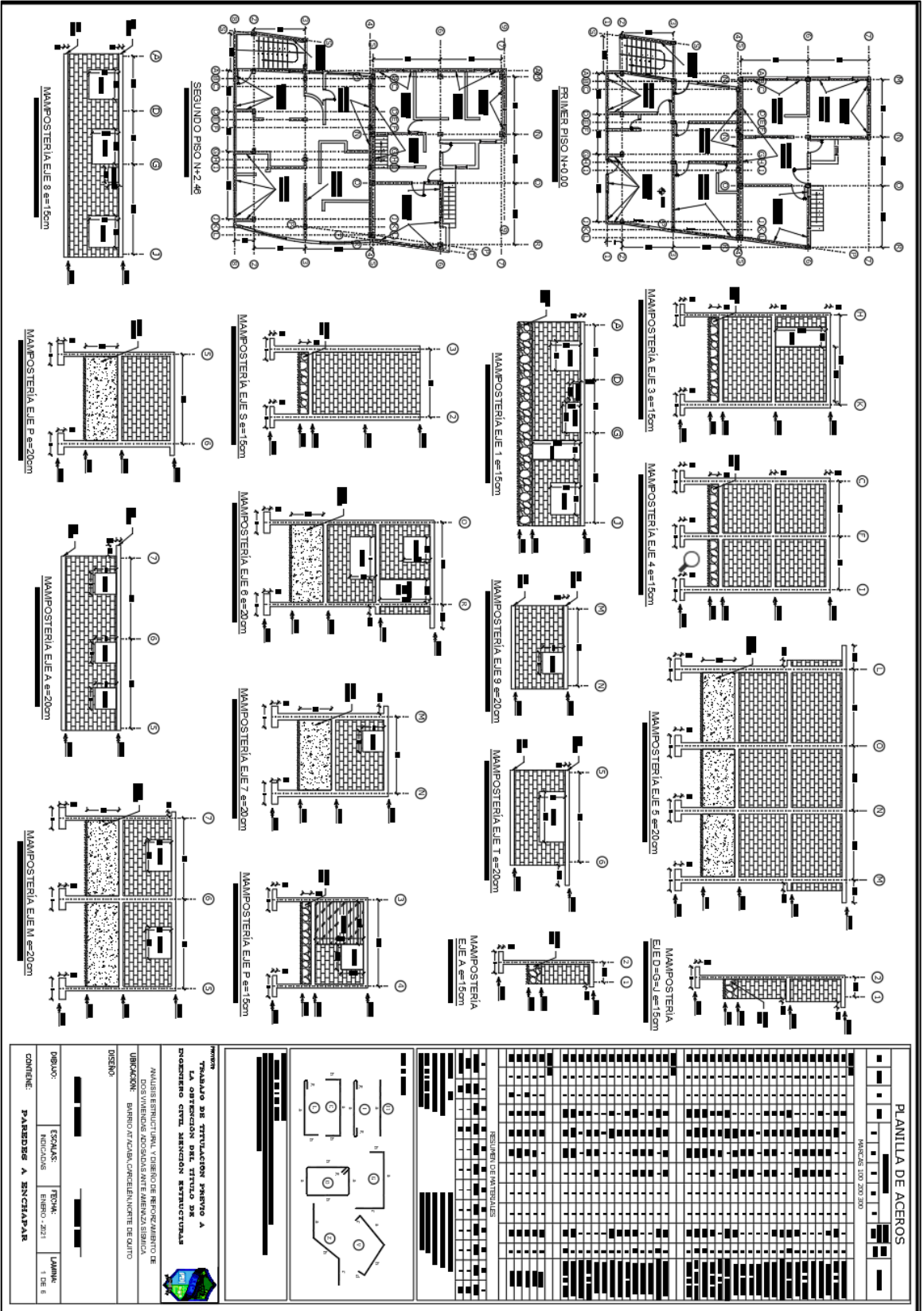
6.2. Planos arquitectónicos-Vivienda B





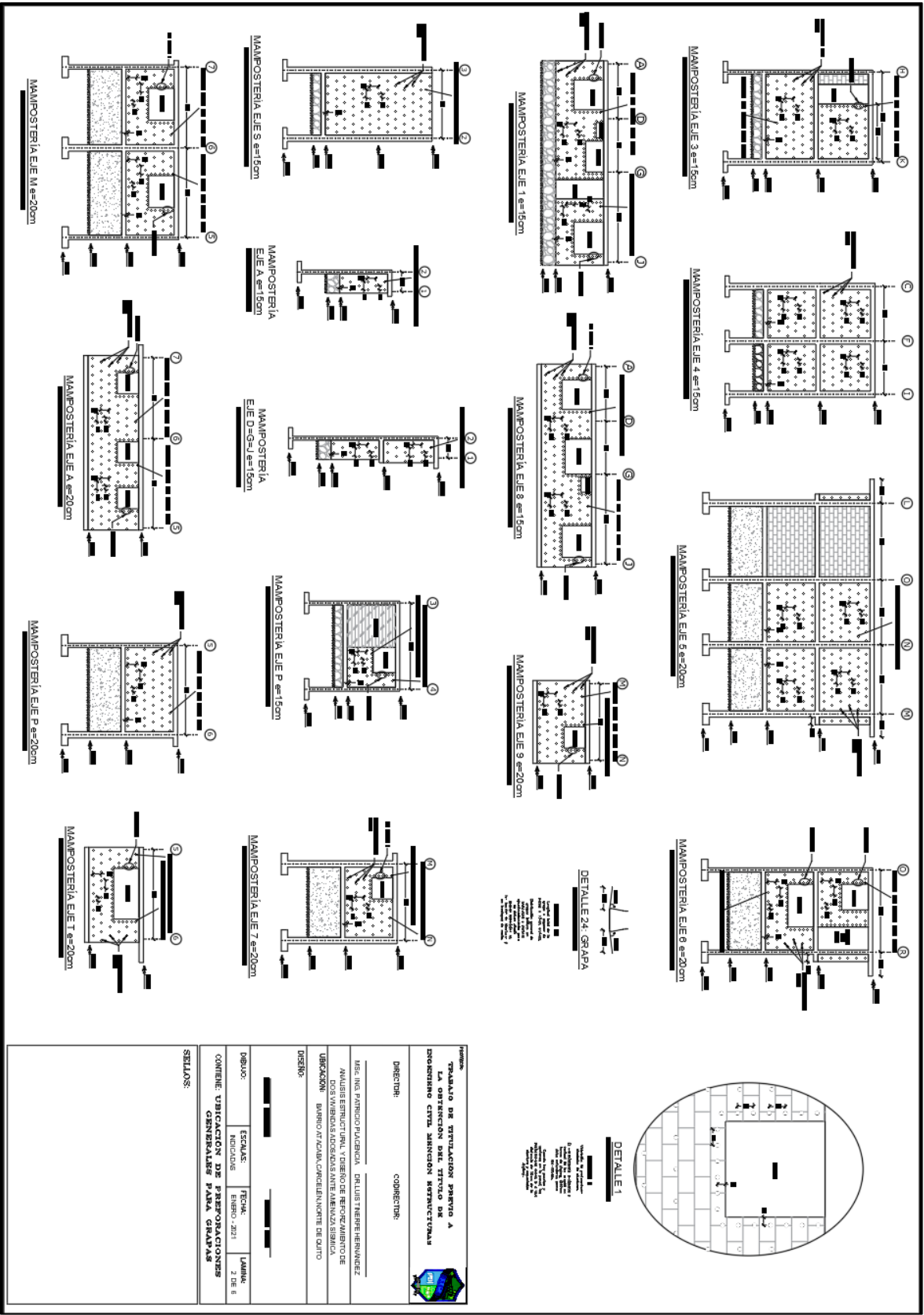
ANEXO 7

Paredes a enchapar



ANEXO 8

Ubicación de perforaciones generales para grapas



PROYECTO: **TRABAJO DE VENTILACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL EN INGENIERIA REFRIGERACION**

DIRECTOR: _____ COORDINADOR: _____

INGENIERO PATRICIO PUGA BENA. DELIUS TINEBE HERNANDEZ

ANALISIS TECNICO DEL DISEÑO DE RECONVENCION DE LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL EN INGENIERIA REFRIGERACION

UBICACION: BARRIO DE TACUBA, CERCANIAS DEL CENTRO

DISEÑO: _____

DEBUCO: _____ ESCALA: _____ FECHA: _____ UNIDAD: _____

REVISIONES: _____

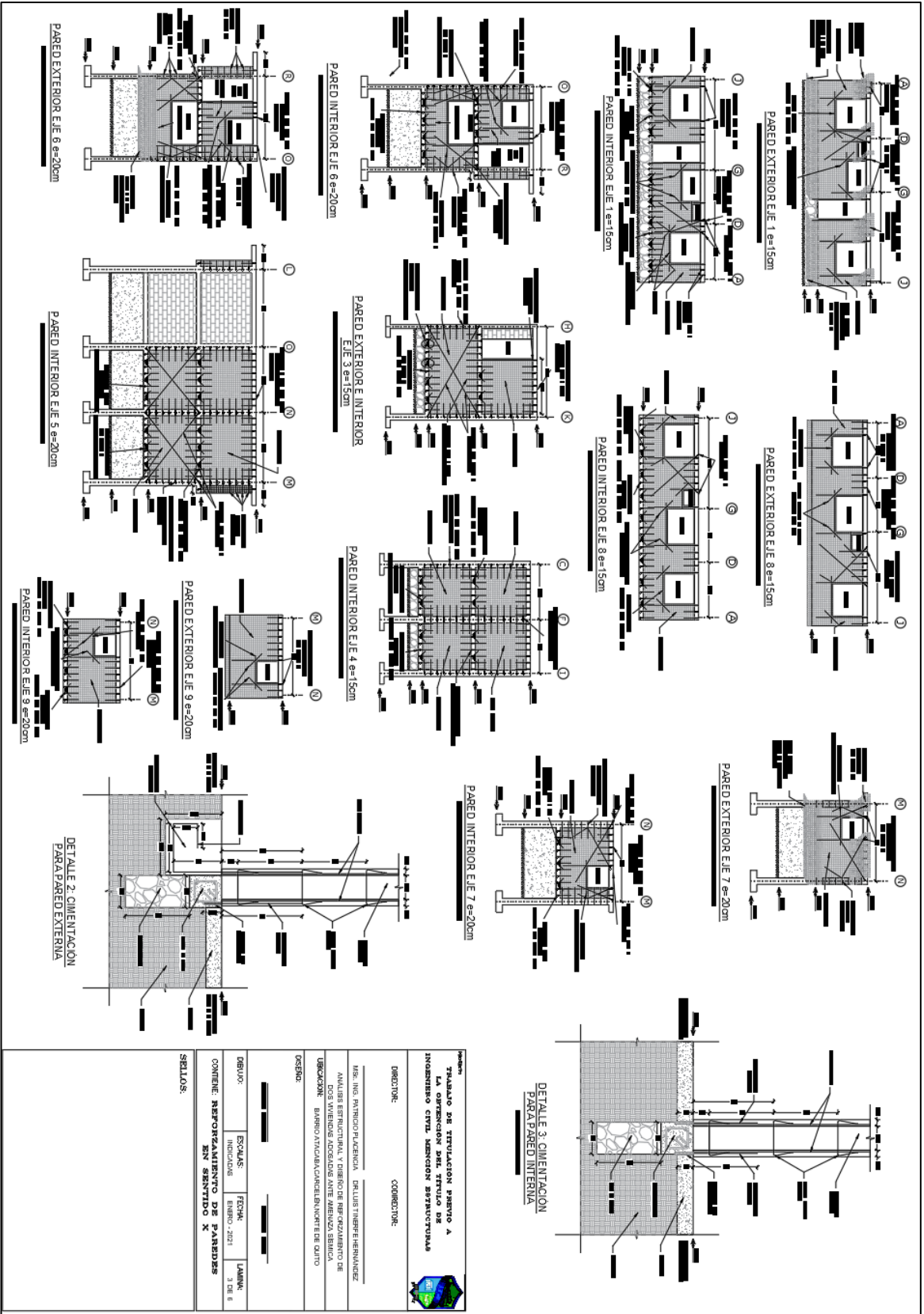
CONTIENE UBICACION DE PARAPUQUEROS CONVENIENTES PARA SU USO

SEALLOS: _____



ANEXO 9

Reforzamiento de paredes en sentido X



PROYECTO: TRABAJO DE TITULACION PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS
 DIRECTOR: COORDINADOR

ING. ING. INGRID PUJERBA REQUIS TITULO HERMANDEZ
 ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE LOS VIGAS Y COLUMNAS ANTE SISMO EN AMBUA SEMBA
 UBICACION: BARRIO ATACAMACHA CABELNOCHE DE QUITO
 OCASION:

DISEÑO: ESCALAS: FECHA: LAMINA:
 INDICACIONES: EMBRO: 2021 1 DE 8
 CONTENIDO: REFORZAMIENTO DE PAREDES EN SENTIDO X

SELLLOS:

ANEXO 10

Reforzamiento de paredes en sentido Y

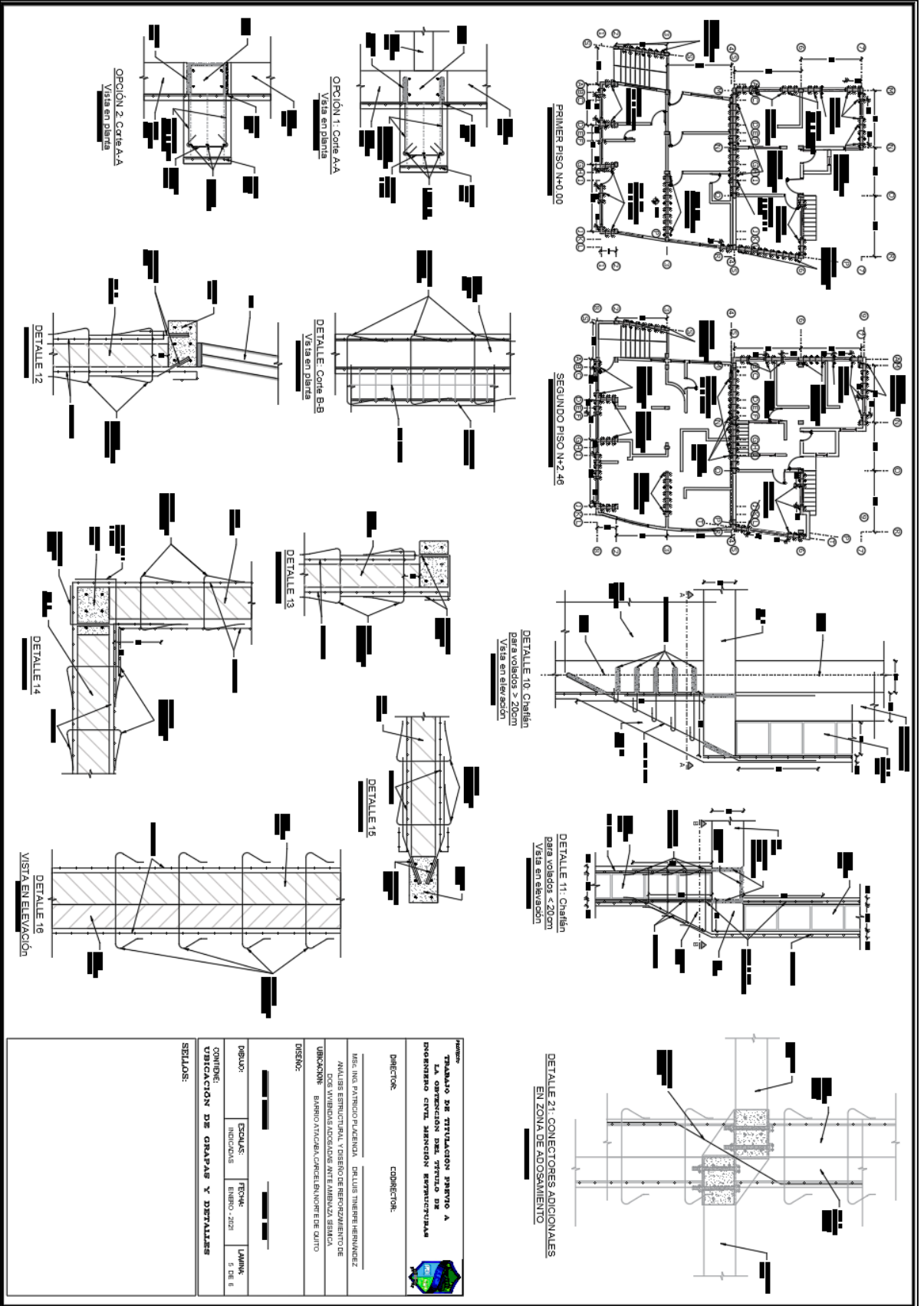
PARED EXTERIOR EJE S e=15cm
PARED INTERIOR EJE S e=15cm
PARED EXTERIOR EJE P e=15cm
PARED INTERIOR EJE P e=15cm
PARED EXTERIOR EJE T e=20cm
PARED INTERIOR EJE T e=20cm
PARED EXTERIOR EJE M e=20cm
PARED INTERIOR EJE M e=20cm
PARED EXTERIOR EJE G e=15cm
PARED INTERIOR EJE G e=15cm
PARED EXTERIOR EJE A e=20cm
PARED INTERIOR EJE A e=20cm
PARED EXTERIOR EJE P e=20cm
PARED INTERIOR EJE P e=20cm
PARED EXTERIOR EJE T e=20cm
PARED INTERIOR EJE T e=20cm

DETALLE 5
DETALLE 6
DETALLE 7
DETALLE 8
DETALLE 9
DETALLE 4

PROYECTO: TRABAJO DE TITULACION PARA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS			
DIRECCION: COORDINAR		COMPROBACION:	
INGENIERO RESPONSABLE: DELIA TERESA HERNANDEZ			
ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE LAS PAREDES EXTERIORES Y INTERIORES DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO.			
UBICACION: BARRIO ATACAMA, CANTON DE GUAYAS, PROVINCIA DE GUAYAS			
PROYECTO:			
DISEÑO:	REVISADO:	FECHA:	LÁMINA:
ESCALAS:	INDICACIONES:	FECHA:	LÁMINA:
CONTENIDO: REFORZAMIENTO DE PAREDES EN SENTIDO Y			
SELLADOS:			

ANEXO 11

Ubicación de grapas y detalles



Trabajo de titulación para la Opción del Título de Ingeniero Civil Mecánica Estructuras

DIRECTOR: CODIRECTOR:

ING. ING. PATRICIO PLACENCIA DELUIS TIERRAHERNANDEZ

ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE REFORZAMIENTO DE LOS VIGAS ADOSADOS ANTE EMBAZA, SERACA

UBICACIÓN: BARRIO ATACAMA, CAPITAL NOROCCIDENTE DE CHILE

DISEÑO:

DIBUJO:	ESCALAS:	FICHA:	LÁMINA:
INDICADAS	INDICADAS	ENERO - 2023	5 DE 8

CONTIENE:
UBICACIÓN DE GRAPAS Y DETALLES

SÍMBOLOS:

ANEXO 12

Dobleces de mallas y detalles

