

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE
BLOQUE DE HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS
APLICADOS A PÓRTICOS DE ACERO CON JUNTAS APERNADAS**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

JÁTIVA ALVARADO JEFFERSON PABLO

jefferson.jativa@epn.edu.ec

TORRES MOROCHO IVETT JANINA

ivett.torres@epn.edu.ec

DIRECTOR: DR. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, noviembre 2021

DECLARACIÓN

Nosotros, **Játiva Alvarado Jefferson Pablo y Torres Morocho Ivett Janina**, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, ya que hemos consultado las 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.

Jefferson Pablo Játiva Alvarado

Ivett Janina Torres Morocho

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Játiva Alvarado Jefferson Pablo y Torres Morocho Ivett Janina, bajo mi supervisión.

**DR. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ
RODRÍGUEZ
DIRECTOR DEL PROYECTO**

AGRADECIMIENTOS

Expreso mis sinceros agradecimientos:

- A mis padres, hermanos y familia en general, su amor y ejemplo han sido mi mayor fortaleza. Y nada es más importante para mí.
- A mi amiga y compañera Ivett, su gran dedicación y esmero han hecho posible la culminación de este trabajo.
- A mis amigos y compañeros de la Escuela Politécnica Nacional, tantos recuerdos durante este largo andar. Siempre estarán en mi corazón.
- A nuestro director de tesis. Dr. Luis Hernández. Su gran ayuda y consejos durante el desarrollo de este trabajo han sido fundamentales.
- A todos los docentes de la Escuela Politécnica Nacional, estoy seguro de que su enseñanza puede cambiar esta sociedad para bien.
- Al Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), al Laboratorio de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas (LEMSUR) y Laboratorio de Mecánica y Soldadura, por la colaboración brindada durante el desarrollo de la parte experimental de este trabajo.
- A un gran amigo, Luis Donoso, su actitud de alegría y apoyo han sido imprescindibles.
- Y a todos quienes han hecho posible que este trabajo llegue a concluirse de la mejor manera.

“La raíz de todo bien reposa en la tierra de la gratitud.”

—Dalai Lama

Jefferson Pablo Játiva Alvarado

DEDICATORIA

Dedico este trabajo:

- A mis padres, su ejemplo y amor son las cosas más importantes en mi vida.
- A mis hermanos, con quienes he compartido tantas cosas, han sido un gran apoyo y motivación.
- A todos mis familiares en general quienes han estado pendientes de mi caminar en esta etapa de mi vida.
- A Ivett y Cynthia, su amistad ha sido un gran regalo, tantos momentos que me vienen a la mente me llenan de alegría y nostalgia.
- A todos mis amigos con quienes he compartido durante estos últimos años, siempre han de formar parte de mi vida.

Jefferson Pablo Sátiva Alvarado

AGRADECIMIENTO

A mi familia, de manera especial a mi madre por todo su amor, trabajo y sacrificio, por ser el espejo en el que me quiero ver reflejada siempre. A mi mejor amigo y compañero de vida Cristian C., por su motivación diaria y apoyo incondicional.

Agradezco a la Escuela Politécnica Nacional especialmente a la Facultad de Ingeniería Civil, que a través de sus docentes ha impartido bases firmes de conocimiento y profesionalismo. Gracias a mi director de tesis Dr. Luis Hernández por su guía y acompañamiento continuo en la ejecución de este proyecto. Agradezco al Centro de Investigación de la Vivienda y al Laboratorio de Suelos y Rocas de la Facultad de Ingeniería Civil, al Laboratorio de Soldadura de la Facultad de Ingeniería Mecánica; por facilitar las instalaciones y el personal para la ejecución del proyecto.

Le agradezco a la vida por permitirme conocer personas excepcionales a lo largo de la carrera: Cynthia M., Santiago M., David N. y de manera especial a Jefferson J., gracias por toda tu paciencia, sabiduría y sobre todo gracias por haber confiado en mí para el desarrollo de este proyecto.

Finalmente, mi eterno agradecimiento a la gente que de una u otra forma ha aportado con un granito de arena en este proyecto de investigación. Muchas gracias a todos por su invaluable contribución en la culminación de esta tesis y poder ponerla al servicio de la comunidad y el país.

Ivett Janina Torres Morochó

DEDICATORIA

Con todo el amor del mundo, dedico este trabajo a mis padres, Nelly y Rómulo, por todos los buenos valores inculcados y sobre todo por ser el pilar fundamental en mi vida. A mis hermanos: Everson, Anderson, Ámbar y a mi abuelita Lucrecia. Son la fuente de inspiración y motor para seguir adelante, esto es por y para ustedes.

Ivett Janina Torres Morocho

ÍNDICE

RESUMEN	XVIII
ABSTRACT	XIX
PRESENTACIÓN	XX
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1. ANTECEDENTES:.....	1
1.2. PROBLEMÁTICA.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	4
1.3.1. GENERAL:	4
1.3.2. ESPECÍFICOS:.....	4
1.4. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL	5
1.4.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO:.....	6
1.4.2. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO:.....	6
1.5. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA	7
1.5.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	8
1.5.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD, MÓDULO DE CORTE Y MÓDULO DE POISSON.....	9
1.5.3. RESISTENCIA AL CORTE	10
1.5.4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN	11
CAPÍTULO 2	12
MARCO TEÓRICO	12
2.1. INTERACCIÓN MARCO DE ACERO – RELLENO DE MAMPOSTERÍA.....	12
2.1.1. MECANISMOS DE FALLA	14
2.1.2. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	18
2.1.3. FACTORES DE AFECTACIÓN	19
2.2. NIVELES DE DAÑO EN MAMPOSTERÍA.....	23
2.2.1. DAÑO LEVE O INSIGNIFICANTE.....	24
2.2.2. DAÑO MODERADO	24
2.2.3. DAÑO EXTENSO	25

2.2.4.	DAÑO COMPLETO O COLAPSO	26
2.3.	REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCHAPE	26
CAPÍTULO 3.....		31
ENSAYO DE MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN.....		31
3.1.	MATERIALES	31
3.1.1.	ACERO DE REFUERZO	31
3.1.2.	HORMIGÓN.....	32
3.1.3.	ACERO ESTRUCTURAL	33
3.1.4.	BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN.....	34
3.1.5.	MORTERO	35
3.1.6.	MALLA ELECTROSOLDADA.....	37
3.1.7.	STEEL DECK	38
3.1.8.	PERNOS ASTM A325	39
3.1.9.	MAMPOSTERÍA	40
3.2.	EQUIPOS	49
3.2.1.	EQUIPO DE TRANSMISIÓN DE CARGA	49
3.2.2.	SISTEMA DE MEDICIÓN DE DEFORMACIONES.....	50
3.2.3.	SISTEMA DE PRETENSIÓN A LOSA DE REACCIÓN	51
3.3.	INSTRUMENTACIÓN.....	52
CAPÍTULO 4.....		56
PROGRAMA EXPERIMENTAL Y DISEÑO DE PROTOTIPOS.....		56
4.1.	PROGRAMA DE ENSAYOS	56
4.1.1.	DESCRIPCIÓN DE ENSAYO.....	56
4.1.2.	PROTOTIPO 1.....	57
4.1.3.	PROTOTIPO 2.....	57
4.1.4.	RESUMEN.....	58
4.2.	DISEÑO DE ESPECÍMENES	58
4.2.1.	CIMENTACIÓN.....	59
4.2.2.	PÓRTICO	63
4.3.	IMPLANTACIÓN DEL PROYECTO.....	75
4.4.	CARGAS	77

4.4.1.	CARGA GRAVITACIONAL.....	77
4.4.2.	CARGA LATERAL.....	78
4.5.	REFORZAMIENTO.....	80
4.5.1.	CONEXIÓN CON ESTRUCTURA EXISTENTE	81
4.5.2.	CONEXIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA CON MAMPOSTERÍA.....	86
4.5.3.	ENLUCIDO CON MORTERO DE BAJA RESISTENCIA	87
4.5.4.	RESISTENCIA AL CORTE DE PROTOTIPOS ENCHAPADOS... ..	88
	CAPÍTULO 5.....	91
	CONSTRUCCIÓN DE PROTOTIPOS.....	91
5.1.	CIMENTACIÓN.....	91
5.2.	TRABAJOS GENERALES.....	94
5.3.	MAMPOSTERÍA	98
5.4.	PROCESO DE ENCHAPE	98
	CAPÍTULO 6.....	101
	ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES	101
6.1.	CASO DE ESTUDIO 1: PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO EN MAMPOSTERÍA.....	101
6.1.1.	OBSERVACIONES GENERALES.....	101
6.1.2.	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	103
6.1.3.	DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.....	105
6.1.4.	DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	106
6.1.5.	RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.....	109
6.2.	CASO DE ESTUDIO 2: PÓRTICO DESNUDO.....	112
6.3.	CASO DE ESTUDIO 3: PÓRTICO CON MAMPOSTERÍA.....	112
6.3.1.	OBSERVACIONES GENERALES.....	112
6.3.2.	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	115
6.3.3.	DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.....	117
6.3.4.	DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	117
6.3.5.	RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.....	119

6.4.	CASO DE ESTUDIO 4: PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO MODERADO EN MAMPOSTERÍA.....	120
6.4.1.	OBSERVACIONES GENERALES.....	120
6.4.2.	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	124
6.4.3.	DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.....	126
6.4.4.	DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	127
6.4.5.	RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.....	129
6.5.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	131
6.5.1.	CAPACIDAD.....	131
6.5.2.	DERIVAS.....	132
6.5.3.	DUCTILIDAD.....	133
6.5.4.	ENERGÍA DISIPADA.....	134
6.5.5.	RIGIDEZ.....	135
6.5.6.	PERIODOS DE VIBRACIÓN.....	136
6.6.	ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO.....	137
6.6.1.	COSTO-RESISTENCIA.....	137
6.6.2.	COSTO-DUCTILIDAD.....	138
6.6.4.	COSTO-ENERGÍA DISIPADA.....	140
6.6.5.	RESUMEN GENERAL.....	141
	CAPÍTULO 7.....	142
	CALIBRACIÓN DE MODELOS.....	142
7.1.	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	142
7.1.1.	MODELO DEL ACERO ESTRUCTURAL (BILINEAL).....	142
7.1.2.	MODELO DE LA MAMPOSTERÍA.....	144
7.1.3.	MODELO DEL HORMIGÓN (MANDER).....	152
7.1.4.	MODELO DEL ACERO DE REFUERZO (MENEGOTTO Y PINTO).....	154
7.2.	DATOS DE CALIBRACIÓN.....	156
7.2.1.	ACERO ESTRUCTURAL:.....	156
7.2.2.	MAMPOSTERÍA O PANEL DE RELLENO:.....	156
7.2.3.	MORTERO DE ENCHAPE:.....	158

7.2.4.	ACERO DE REFUERZO (MALLA ELECTROSOLDADA):	158
7.3.	MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT	159
7.3.1.	CASO DE ESTUDIO 1: PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO EN MAMPOSTERÍA.....	159
7.3.2.	CASO DE ESTUDIO 2: PÓRTICO DESNUDO.....	162
7.3.3.	CASO DE ESTUDIO 3: PÓRTICO CON MAMPOSTERÍA.....	163
7.3.4.	CASO DE ESTUDIO 4: PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO MODERADO EN MAMPOSTERÍA	165
7.4.	RESUMEN GENERAL.....	167
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	169
	CONCLUSIONES:.....	169
	RECOMENDACIONES Y FUTUROS ESTUDIOS:	174
	BIBLIOGRAFÍA	177
	ANEXO 1.....	183
	RESULTADOS DE ENSAYOS DE MATERIALES	183
	ANEXO 2.....	188
	DISEÑO PLACA BASE Y BULONES DE ANCLAJE.....	188
	ANEXO 3.....	191
	DISEÑO CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (BFP).....	191
	ANEXO 4.....	196
	TABLAS DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE PROTOTIPOS Y GRÁFICAS DE RESPUESTA LOCAL.....	196
	ANEXO 5.....	203
	RESULTADO DE ENSAYO DE VIBRACIONES AMBIENTALES	203
	ANEXO 6.....	207
	PRESUPUESTOS.....	207
	ANEXO 7.....	212
	CALIBRACIÓN DE MODELOS	212

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Daños en la mampostería de edificios de acero estructural afectados por el terremoto del 16A en Ecuador.....	3
Figura 2. Curvas Cortante Basal vs Deriva para pórticos de hormigón armado reforzados con diferentes técnicas.....	7
Figura 3. Diferentes estados tensionales de la pieza de mampuesto y de la junta de mortero, sometidos a cargas de compresión perpendiculares a la junta horizontal.....	8
Figura 4. Analogía del comportamiento Marco – Relleno, al ser sometido a carga lateral.	13
Figura 5. Posibles mecanismos de falla de marcos rellenos de mampostería. ...	14
Figura 6. Diferentes modos de falla de la mampostería de relleno; (a) Compresión en las esquinas (CC), (b) Corte por deslizamiento (SS), (c) Compresión diagonal (DC), (d) Agrietamiento diagonal (DK), (e) Falla en el marco (FF).....	15
Figura 7. Relación carga vs desplazamiento de un marco de acero (<i>Bare Steel Frame</i>) sometido a carga lateral.....	18
Figura 8. Relación carga vs. desplazamiento de un marco de acero relleno con mampostería sometido a carga lateral.	19
Figura 9. Analogía de la diagonal a compresión en un marco con aberturas.....	20
Figura 10. Comportamiento de marcos de acero con relleno de mampostería sometido a carga lateral y a distintos valores de carga axial o gravitacional.	22
Figura 11. Primera fisura diagonal (Daño Leve).....	24
Figura 12. Degradación de la rigidez (Daño Moderado).....	25
Figura 13. Degradación de rigidez y Resistencia (Daño Severo).....	25
Figura 14. Colapso de rellenos de mampostería de edificios afectados por	26
Figura 15. Esquema del conformado del enchape.	27
Figura 16. Diagrama de curvas carga lateral-desplazamiento horizontal en los tres estados de la mampostería del estudio de Angulo & López (2008).	28
Figura 17. a) Instalación de la malla metálica sobre las grietas, b) anclaje de la malla con ganchos, c) Fijación de malla y gancho con alambre fino, d) Enlucido del relleno con yeso cementante.....	29
Figura 18. Acero de refuerzo utilizado en el proyecto.	31
Figura 19. Hormigón premezclado Holcim, utilizado en la cimentación.....	32

Figura 20. Acero estructural A36 utilizado en el proyecto.	33
Figura 21. Muestras de bloque hueco de hormigón.	34
Figura 22. Malla electrosoldada Armex Tradicional para reforzamiento.	37
Figura 23. Geometría de steel deck.	38
Figura 24. Pernos ASTM A325 para conexión viga-columna.	39
Figura 25. Prismas de mampostería para compresión estándar.	40
Figura 26. Esquema general del ensayo (Modo de falla del Prisma 3 y 5).	41
Figura 27. Curvas: Esfuerzo vs deformación unitaria de los prismas ensayados.	42
Figura 28. Muretes de mampostería para compresión estándar.	43
Figura 29. Falla en cono y grietas verticales en muretes a compresión.	44
Figura 30. Curvas: Esfuerzo vs deformación unitaria de los muretes a compresión.	45
Figura 31. Muretes de mampostería para corte bajo tensión diagonal.	47
Figura 32. Esquema general del ensayo (detalle del modo de falla del Murete 2).	48
Figura 33. Curvas de carga vs deformación de los muretes ensayados.	48
Figura 34. Gato hidráulico en acción, celda de carga lateral y placa de acople. .	49
Figura 35. Bomba y mangueras para aplicación de carga (ENERPAC).	50
Figura 36. LVDT del sistema de medición de deformaciones.	51
Figura 37. Cilindro manual para pretensión de ejes.	51
Figura 38. Strain gauge colocado en la base de la columna de acero.	52
Figura 39. Ubicación de strain gauges para prototipos reforzados y rehabilitados.	53
Figura 40. Ubicación de strain gauges para prototipo con mampostería de relleno.	53
Figura 41. Equipo para medición de vibraciones ambientales.	55
Figura 42. Demanda de momentos en la viga de cimentación.	59
Figura 43. Demanda de cortante en la viga de cimentación.	59
Figura 44. Armado longitudinal y transversal de cimentación de prototipos.	63
Figura 45. Esquema del perfil IPE 200.	64
Figura 46. Esquema general del prototipo.	68
Figura 47. Vista en planta de placa base y ubicación de bulones de anclaje.	70
Figura 48. Vista en elevación de placa base.	70

Figura 49. Conexión a momento de Placa empernada a patines o BFP.	72
Figura 50. Esquemas de conexión viga-columna.	75
Figura 51. Vista en planta del proyecto.	76
Figura 52. Configuración del ensayo a carga lateral.	77
Figura 53. Esquema de losa sobre vigas.	78
Figura 54. Protocolo de carga para el ensayo de los prototipos.	80
Figura 55. Diagrama de Graville para la evaluación de soldabilidad.	82
Figura 56. Esquema de electrodo para soldadura GMAW.	82
Figura 57. Geometría de elementos constituyentes de conexión entre enchape y pórticos de acero.	83
Figura 58. Dimensiones de anclajes para sujeción de chicotes y malla electrosoldada.	84
Figura 59. Conexión de columna metálica con enchape, a través de chicotes. ..	84
Figura 60. Esquema de conexión de enchape con la losa de hormigón.	85
Figura 61. Esquema de conexión de cimentación con enchape.	86
Figura 62. Esquema de conexión de enchape con mampostería de relleno.	87
Figura 63. Esquema de colocación del enlucido de baja resistencia.	88
Figura 64. Relación de aspecto de muros.	89
Figura 65. Timbrado y armado longitudinal y transversal de hierros para cimentación.	91
Figura 66. Colocación de guías para ejes de anclaje y encofrado de cimentación.	92
Figura 67. Colocación de placas base para prototipos.	92
Figura 68. Vertido y vibrado del hormigón de cimentación.	93
Figura 69. Hidratación de la losa de cimentación.	93
Figura 70. Perforación para conexión viga-columna/columnas y vigas de prototipos.	94
Figura 71. Izado de pórtico y soldadura de columna con placa base.	95
Figura 72. Aplicación de torque en conexión viga-columna.	95
Figura 73. Fundición de loseta.	96
Figura 74. Soldadura en chicotes que conectan estructura con M.E.S.	96
Figura 75. Instrumentación del prototipo, colocación de gato y deformímetros. ...	97
Figura 76. Configuración de equipos para ensayo de prototipos.	97

Figura 77. Colocación de mampostería de bloque hueco de hormigón.....	98
Figura 78. Colocación grapas y de malla electrosoldada.	99
Figura 79. Actividades previas a la colocación de chicotes en cimentación.....	99
Figura 80. Champeado y paleteado de enlucido de baja resistencia.	100
Figura 81. Estado de daño leve en caso de estudio 1.....	101
Figura 82. Estado de daño moderado en caso de estudio 1.	102
Figura 83. Viga pandeada lateralmente en el caso de estudio 1.....	103
Figura 84. Curva de histéresis para el caso de estudio 1.....	103
Figura 85. Envolvente positiva y negativa para el caso de estudio 1.	104
Figura 86. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 1.	105
Figura 87. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 1.....	106
Figura 88. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 1.	108
Figura 89. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 1.....	109
Figura 90. Estado de daño leve en caso de estudio 3.....	113
Figura 91. Estado de daño moderado en caso de estudio 3.	114
Figura 92. Mecanismo de apoyo lateral del prototipo en el caso de estudio 3. .	114
Figura 93. Curva de histéresis para el caso de estudio 3.....	115
Figura 94. Envolvente positiva y negativa para el caso de estudio 3.	116
Figura 95. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 3.	116
Figura 96. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 3.....	117
Figura 97. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 3.	117
Figura 98. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 3.....	118
Figura 99. Estado de daño leve en caso de estudio 4.....	120
Figura 100. Estado de daño moderado en caso de estudio 4.	121
Figura 101. Mecanismo de apoyo lateral del prototipo en el caso de estudio 4.	122
Figura 102. Daño extenso del prototipo en el caso de estudio 4.....	122
Figura 103. Estado de colapso del prototipo en caso de estudio 4.	123
Figura 104. Curva de histéresis para el caso de estudio 3.....	124
Figura 105. Envolvente positiva y negativa para el caso de estudio 4.	125

Figura 106. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 4.	125
Figura 107. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 4.	126
Figura 108. Envolvente promedio hasta el límite establecido.	127
Figura 109. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 4.	128
Figura 110. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 4.	128
Figura 111. Comparación de curvas de capacidad.	131
Figura 112. Comparación de curvas EEEP.	133
Figura 113. Comparación de curvas de disipación de energía.	134
Figura 114. Comparación de curvas de degradación de rigidez.	135
Figura 115. Comparación costo-resistencia.	138
Figura 116. Comparación costo-ductilidad.	139
Figura 117. Comparación costo-rigidez.	140
Figura 118. Comparación costo-rigidez.	141
Figura 119. Modelo Bilineal para el acero estructural.	143
Figura 120. a) Mecanismo de los puntales; b) Comportamiento no lineal a cortante.	145
Figura 121. Variación del área del puntal equivalente.	147
Figura 122. Parámetros geométricos del modelo constitutivo del hormigón.	153
Figura 123. Modelo de Pórtico enchapado sin daño previo en mampostería.	160
Figura 124. Curvas de capacidad del caso 1.	161
Figura 125. Modelo del pórtico desnudo.	162
Figura 126. Curva de capacidad del Caso 2.	163
Figura 127. Modelo del pórtico con mampostería de relleno.	163
Figura 128. Curva de capacidad del caso 3.	164
Figura 129. Pórtico enchapado con daño previo moderado en mampostería. ..	165
Figura 130. Curva de capacidad del caso 4.	167
Figura 131. Comparación de curvas analíticas vs experimentales.	168

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. <i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.</i>	32
Tabla 2. <i>Propiedades mecánicas del acero estructural A36.</i>	33
Tabla 3. <i>Dimensiones referenciales del bloque hueco de hormigón.</i>	34
Tabla 4. <i>Resultados de ensayo a compresión de bloques.</i>	35
Tabla 5. <i>Propiedades del mortero de enchape.</i>	36
Tabla 6. <i>Propiedades del mortero de juntas de mampostería.</i>	36
Tabla 7. <i>Propiedades de la malla electrosoldada.</i>	37
Tabla 8. <i>Propiedades de Novalosa 55 - Steel deck.</i>	38
Tabla 9. <i>Propiedades de pernos para conexión viga-columna, ASTM A325.</i>	39
Tabla 10. <i>Propiedades mecánicas de los prismas ensayados.</i>	41
Tabla 11. <i>Modo de falla producido en cada prisma de mampostería.</i>	42
Tabla 12. <i>Módulo de elasticidad de prismas a compresión.</i>	43
Tabla 13. <i>Propiedades mecánicas de los muretes ensayados a compresión.</i>	44
Tabla 14. <i>Modo de falla producido en cada murete de mampostería.</i>	45
Tabla 15. <i>Módulo de elasticidad de prismas a compresión.</i>	46
Tabla 16. <i>Propiedades mecánicas de los muretes ensayados bajo tensión diagonal.</i>	47
Tabla 17. <i>Resumen de colocación de strain gauges.</i>	54
Tabla 18. <i>Resumen de casos de estudio del proyecto de investigación.</i>	58
Tabla 19. <i>Diseño a flexión de la viga de cimentación.</i>	60
Tabla 20. <i>Diseño a corte de la viga de cimentación.</i>	60
Tabla 21. <i>Verificación de número de ejes requeridos para anclaje a losa de reacción.</i>	62
Tabla 22. <i>Propiedades de la sección de perfil de pórticos.</i>	65
Tabla 23. <i>Clasificación de sección de acuerdo con AISC-341-16.</i>	65
Tabla 24. <i>Resistencia de la sección para pandeo flexo-torsional.</i>	66
Tabla 25. <i>Resistencia de la sección para pandeo flexural.</i>	66
Tabla 26. <i>Resistencia a flexión de la sección por fluencia.</i>	67
Tabla 27. <i>Resistencia a flexión de la sección por Pandeo Lateral Torsional.</i>	67
Tabla 28. <i>P: Pórtico desnudo, P+M: Pórtico más Mampostería, P+M+E: Pórtico más Mampostería más Enchape. Pu, Mu, Vu son las demandas de axial, momento y corte respectivamente.</i>	69

Tabla 29. <i>Propiedades del material y dimensiones de la placa base.</i>	70
Tabla 30. <i>Propiedades del material y dimensiones de los bulones con pata.</i>	71
Tabla 31. <i>Resumen de placas sobre patines y alma.</i>	72
Tabla 32. <i>Resumen de pernos ASTM A325 sobre patines y alma.</i>	73
Tabla 33. <i>Resumen de soldadura sobre patines y alma.</i>	73
Tabla 34. <i>Resumen de chequeos sobre la conexión viga-columna.</i>	74
Tabla 35. <i>Resumen de carga distribuida sobre vigas.</i>	78
Tabla 36. <i>Diseño del protocolo de historial de carga.</i>	79
Tabla 37. <i>Resumen de obtención de la resistencia al corte de prototipos enchapados.</i>	90
Tabla 38. <i>Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 1.</i>	108
Tabla 39. <i>Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 1.</i>	111
Tabla 40. <i>Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 3.</i>	118
Tabla 41. <i>Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 3.</i>	119
Tabla 42. <i>Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 4.</i>	127
Tabla 43. <i>Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 4.</i>	129
Tabla 44. <i>Derivas en cada nivel de daño.</i>	132
Tabla 45. <i>Parámetros de ductilidad.</i>	133
Tabla 46. <i>Energía disipada en cada caso de estudio.</i>	134
Tabla 47. <i>Periodos de vibración en cada etapa de construcción.</i>	136
Tabla 48. <i>Resumen de análisis costo-beneficio.</i>	141
Tabla 49. <i>Factores k_1 y k_2 en función de la rigidez relativa.</i>	150
Tabla 50. <i>Parámetros de calibración de mampostería.</i>	151
Tabla 51. <i>Propiedades mecánicas del acero estructural – Modelo Bilineal.</i>	156
Tabla 52. <i>Propiedades mecánicas de la mampostería - Modelo Infill Panel.</i>	157
Tabla 53. <i>Propiedades mecánicas del mortero - Modelo de Mander.</i>	158
Tabla 54. <i>Propiedades mecánicas del acero de refuerzo - Modelo de Menegotto y Pinto.</i>	159

RESUMEN

Este trabajo de investigación tiene la finalidad de estudiar el reforzamiento de mampostería de relleno de bloque de hormigón en pórticos de acero con conexiones apernadas a través de ensayos destructivos.

El estudio se enfoca en la caracterización mecánica de los materiales y del sistema de reforzamiento aplicado, así como también en la construcción y ensayo de pórticos con mampostería de relleno. Para ello, se procedió seleccionando materiales y geometrías que se utilicen en la construcción y que permitan desarrollar una metodología tanto de construcción como de ensayo en condiciones de laboratorio.

De esta manera, se realizaron ensayos en probetas de mampostería, unidades de mampuesto y mortero con procedimientos específicos y normados para cada uno, y así determinar los parámetros mecánicos necesarios en este estudio.

Se ensayaron dos prototipos de pórticos con panel de relleno para cuatro escenarios o casos de estudio mediante la aplicación de carga lateral cíclica inducida por un actuador hidráulico en el laboratorio y con un procedimiento establecido, de esta forma se caracterizó el comportamiento de dichos prototipos a nivel experimental.

Finalmente, los resultados experimentales fueron comparados con resultados analíticos de una calibración de modelos obtenidos a partir de los resultados de los ensayos de caracterización mecánica de los materiales.

Palabras clave: reforzamiento, mampostería, panel de relleno, mortero, ensayos destructivos, carga lateral cíclica, modelos analíticos.

ABSTRACT

The purpose of this research work is to study the reinforcement of concrete block infill masonry in steel frames with bolted connections through destructive testing.

This study focuses on the mechanical characterization of the materials and the applied reinforcement system, as well as on the construction and testing of steel frames with infill masonry. To achieve it, we proceeded to select materials and geometries that are used in construction and that allow the development of a methodology for both construction and testing under laboratory conditions.

In this way, tests were carried out on masonry specimens, masonry units and mortar with specific procedures for each one, in order to determine the necessary mechanical parameters in this study.

Two prototypes of steel frames with infill masonry were tested for four scenarios or case studies by applying cyclical lateral load induced by a hydraulic actuator in the laboratory, with an established procedure, in this way, the behavior of these prototypes was characterized experimentally.

Finally, the experimental results were compared with those obtained from an analytical model obtained from the results of the mechanical characterization tests of the materials.

Keywords: reinforcement, masonry, infill panel, mortar, destructive testing, cyclic lateral loading, analytical model.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de investigación se encuentra estructurado de la siguiente manera:

Capítulo 1 - Generalidades: En este capítulo se realiza una breve introducción a lo que es la mampostería y la importancia que se le ha dado en el contexto internacional y local, se plantea la problemática en la que se ha enmarcado el proyecto y los objetivos de la investigación. Posteriormente, de forma general, se nombran los objetivos del reforzamiento y las técnicas que se están aplicando mundialmente. Finalmente, se presentan las propiedades de la mampostería.

Capítulo 2 - Marco Teórico: En este capítulo se presenta información bibliográfica acerca de la interacción entre el marco de acero y el relleno de mampostería, su comportamiento histerético y los factores que influyen; adicionalmente, se da a conocer los distintos estados de daño de la mampostería. Finalmente, se conoce acerca del enchape como metodología de reforzamiento y rehabilitación, y se recopila información de estudios realizados en Ecuador e internacionales.

Capítulo 3 – Ensayo de Materiales e Instrumentación: En esta sección se conoce las propiedades de los materiales involucrados para la ejecución del proyecto, propiedades determinadas en laboratorios de la Escuela Politécnica Nacional e información brindada por los proveedores. Además, se conocen las características de las herramientas y equipos utilizados para la ejecución de los ensayos en el Centro de Investigación de la Vivienda.

Capítulo 4 – Programa Experimental y Diseño de Prototipos: En este capítulo se da a conocer el programa experimental y los casos de estudio que conforman el proyecto. También, se presentan los diseños y revisiones realizadas para la conformación de la cimentación, placa base en la unión columna-cimentación, conexión viga-columna, revisión de estados límites de las secciones de acero y el

enchape a realizarse. Además, se desglosa las cargas aplicadas a los prototipos, la carga gravitacional y el protocolo para la carga lateral.

Capítulo 5 – Construcción de Prototipos: En este capítulo se realiza una recopilación del proceso constructivo de todas y cada una de las partes que fueron necesarias para llevar a cabo los ensayos en todos los casos de estudio. En primer lugar, se presenta la construcción de la cimentación sobre la cual se apoyan los prototipos, luego se muestra la construcción de los pórticos de acero y su izado en el laboratorio y finalmente se presenta el procedimiento de conformación de los paneles de relleno con su correspondiente enchapado.

Capítulo 6 – Análisis de Resultados Experimentales: En este capítulo se presenta los resultados de los ensayos realizados en los dos prototipos para los casos de estudio mencionados. En primera instancia se describen algunas observaciones en lo referente al comportamiento en cada ensayo. Luego, se presenta una descripción del comportamiento global en lo que respecta al comportamiento histerético, resistencia y rigidez, ductilidad y disipación de energía. También se describe la respuesta local de los elementos constituyentes en cada caso. Por último, se presenta una comparación entre los resultados de los ensayos en cada caso de estudio incluyendo un análisis costo-beneficio.

Capítulo 7 – Calibración de Modelos: En este capítulo se definen los modelos constitutivos y los parámetros de cada modelo que serán utilizados en la calibración. Posteriormente, se realiza un resumen explicativo de los parámetros más influyentes en cada caso de estudio y se realiza una comparación de las curvas obtenidas de forma experimental y analítica.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES:

Los marcos estructurales con rellenos de mampostería son usados con frecuencia en zonas de alta sismicidad y de manera especial en aquellos países en donde la mampostería continúa siendo una alternativa de construcción económica (Crisafulli, 1997). Estos muros de mampostería son utilizados para rellenar pórticos de concreto y de acero, ya sea para distribuir el espacio interior o para separar el espacio interior del exterior del edificio (Kahrizi & TahamouliRoudsari, 2020).

Según Crisafulli (1997) el uso de la mampostería como elemento arquitectónico se debe a algunas ventajas tales como: resistencia al fuego, atractivo estético, aislamiento térmico y acústico. A pesar del gran uso dado a este elemento, su contribución a la rigidez lateral y a la resistencia global de las estructuras no suele tomarse en cuenta al diseñar nuevos edificios (Moghadam et al., 2006).

Los efectos generados por la presencia de rellenos de mampostería pueden ser beneficiosos como perjudiciales en el comportamiento sísmico de los pórticos de los edificios. Cuando la estructura está sometida a una fuerza lateral, el muro de relleno tiende a conectarse con el pórtico que lo rodea, lo que puede dar lugar a diferentes formas de fallo dentro y fuera del plano del pórtico e inclusive se puede observar un aumento en la rigidez lateral de la estructura que puede provocar un cambio significativo en su respuesta sísmica (Kahrizi & TahamouliRoudsari, 2020). Por lo tanto, la mampostería no debe ser ignorada en el análisis y diseño de estructuras sometidas a cargas laterales (Moghadam et al., 2006).

Sin embargo, se carece de información científica sobre el alcance exacto de la interacción entre la mampostería y el pórtico, dando un lugar a una práctica de

diseño en la que la mampostería es tratada como elemento arquitectónico y los marcos delimitadores de la mampostería son diseñados para cargas gravitacionales y laterales (Liu & Manesh, 2013).

La mayoría de las investigaciones nacionales se han centrado en la fase de construcción, en la evaluación del comportamiento de los muros de relleno y en métodos de reforzamiento previos al sismo, enfocado exclusivamente a estructuras de hormigón armado. Siendo así se pueden citar algunos estudios realizados en la EPN como el de Angulo & López (2008), Aguilar & Lumbi (2014), Borja & Torres (2015), Albuja & Pantoja (2017).

Cabe mencionar que es poca la literatura acerca de la rehabilitación de la estructura después del evento sísmico donde se trate de otorgar a la mampostería dañada una función estructural, y aún más escasa si el marco circundante es de acero estructural. Sin embargo, es una estrategia prioritaria para los gobiernos contar con alternativas de rehabilitación de estructuras de mampostería tradicionales y patrimoniales, de tal forma que se mitigue el riesgo sísmico y se reduzcan las pérdidas humanas (Ghobadi et al., 2019).

1.2. PROBLEMÁTICA

En el Ecuador, las técnicas de construcción para edificaciones se han basado principalmente en la utilización del hormigón como material estructural. En la actualidad la tendencia ha ido cambiando al uso de acero estructural dada sus ventajas en peso, costos y facilidad para el montaje, sobre todo en diseños arquitectónicos complejos (Erazo & Ordóñez, 2013).

Sin importar el sistema constructivo utilizado, se ha observado que los eventos sísmicos son capaces de afectar, considerablemente, tanto a estructuras de hormigón armado como a las de acero estructural, tal es el caso del sismo del 16 de abril de 2016 (16A) en donde se presentaron colapsos totales de algunas estructuras, así como daños representativos en otras. Este hecho sísmico se

produjo por la ubicación geográfica y las fallas activas que atraviesan el país (Yepes et al., 1994).

Después del terremoto del 16A, se derrocaron algunos edificios de altura, con daño considerable en la mampostería, pero daño entre leve y moderado en los elementos estructurales; en zonas muy localizadas (Aguar, 2017). Por ello es conveniente buscar alternativas que permitan rehabilitar las estructuras afectadas y que brinden seguridad a aquellas que aún no han sufrido daños considerables en su mampostería. Lamentablemente, el riesgo sísmico es inminente, atentando contra todo tipo de estructuras, pero con mayor grado de afectación en aquellas que ya han tenido daños previos o que fueron construidas de manera informal.



Figura 1. Daños en la mampostería de edificios de acero estructural afectados por el terremoto del 16A en Ecuador.

Fuente: Dr. Ing. Luis Hernández Rodríguez.

Los elementos con afectación evidente son aquellos no estructurales como los paneles de relleno, Figura 1, ya que estos aportan con gran rigidez a la estructura, pero como estos no poseen la capacidad suficiente para soportar las grandes fuerzas sísmicas se produce una falla frágil y explosiva en algunos casos (Astroza I. & Schmidt A., 2004).

A pesar de que existen estudios sobre procesos de reforzamiento y rehabilitación, estos son muy escasos y se limitan a estructuras conformadas por pórticos de hormigón armado. Según Ghobadi (2019) es necesario tener en cuenta

que el comportamiento de los rellenos en los marcos de acero es completamente diferente al de los marcos de hormigón reforzado.

Es así, que nace la interrogante de conocer el comportamiento de los paneles de mampostería que rellenan pórticos de acero estructural al ser sometidos a una carga lateral cíclica, y de esta forma proponer una metodología de reforzamiento para estructuras de acero con rellenos de mampostería sin afectaciones sísmicas, y de rehabilitación para aquellas que han sufrido algún daño en su mampostería post sismo. Es claro que, las lecciones de terremotos pasados como el ocurrido el 16 de abril en Ecuador proporcionan una oportunidad para examinar el conocimiento actual de las estructuras de mampostería y revisar el enfoque de los códigos de diseño vigentes.

Mediante este trabajo se pretende obtener resultados cualitativos del progreso de daños en cuanto a fisuras en los paneles, y un análisis cuantitativo que permita comparar parámetros de desempeño tales como capacidades, energía disipada, degradación de la rigidez y derivas.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. GENERAL:

Realizar el estudio del reforzamiento de dos paneles de relleno con bloque de hormigón de baja resistencia, mediante ensayos destructivos aplicados a pórticos de acero con juntas apernadas, y de esta forma plantear una solución viable para reforzamiento y rehabilitación de estructuras con este sistema constructivo.

1.3.2. ESPECÍFICOS:

- Determinar las propiedades mecánicas de los materiales que conforman el pórtico de acero, la mampostería de relleno y el enchape.

- Realizar un estudio comparativo de cuatro escenarios en pórticos de acero con paneles de relleno de bloque y reforzados con hormigón de baja resistencia, sometidos a una carga lateral cíclica.
- Observar y cualificar los modos de falla de los paneles de relleno a través del progreso de fisuras en tres escenarios.
- Calibrar los modelos mediante un análisis estático no lineal (pushover) basado en elementos finitos a través de un software.
- Determinar cuan viable es el reforzamiento de estructuras con pórticos de acero mediante este sistema de enchape.

1.4. INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL

La intervención estructural se realiza mediante técnicas de reforzamiento o de rehabilitación de edificaciones. La intervención es necesaria en los siguientes casos:

- Aumento de cargas verticales.
- Estructuras antiguas que con los años han cambiado el uso para el que fueron diseñadas.
- Deficiencia en las propiedades mecánicas de los materiales.
- Deterioro de la estructura por incendio o impacto.
- Actualización sísmica.

Una forma de mitigación de los efectos telúricos es intervenir estructuralmente. El reforzamiento estructural se realiza con distintas técnicas, determinadas mediante un diagnóstico que establecerá las deficiencias sobre las cuales se debe trabajar para superarlas a fin de obtener una estructura capaz de soportar un evento adverso (Borja & Torres, 2015). En caso de edificaciones existentes hay dos fases para la intervención:

- Reparación y reforzamiento de edificios dañados por un sismo.
- Reparación y reforzamiento de edificios con vulnerabilidad sísmica que aún no han experimentado sismos severos.

1.4.1. OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO:

Para Borja & Torres (2015), el reforzamiento de estructuras se realiza con las siguientes finalidades:

- Aumentar la rigidez de la estructura.
- Aumentar la capacidad de carga, resistencia.
- Proporcionar ductilidad a la estructura, para que disipe energía mediante el comportamiento plástico de la misma.
- Proporcionar amortiguamiento al edificio.

1.4.2. TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO:

Existen muchas técnicas de reforzamiento, que dependiendo de la evaluación del estado actual de la estructura se deberá implementar el más adecuado:

- Arriostramiento metálico (*Steel bracing*).
- Pantallas de concreto reforzado (*RC walls*).
- Encamisado en concreto reforzado (*RC jacketing*).
- Encamisado de acero (*Steel jacketing*).
- Platinas metálicas (*Metallic plates*).
- Adición de perfiles metálicas (*Metallic members*).
- Contrafuertes (*Buttressing*).
- Postensionamiento externo (*Postensioning*).
- Disipadores de energía (*Dampers*).
- Aisladores sísmicos (*Seismic Isolation*).
- Materiales compuestos (*FRP*).
- Enchape de muros rellenos de mampostería.

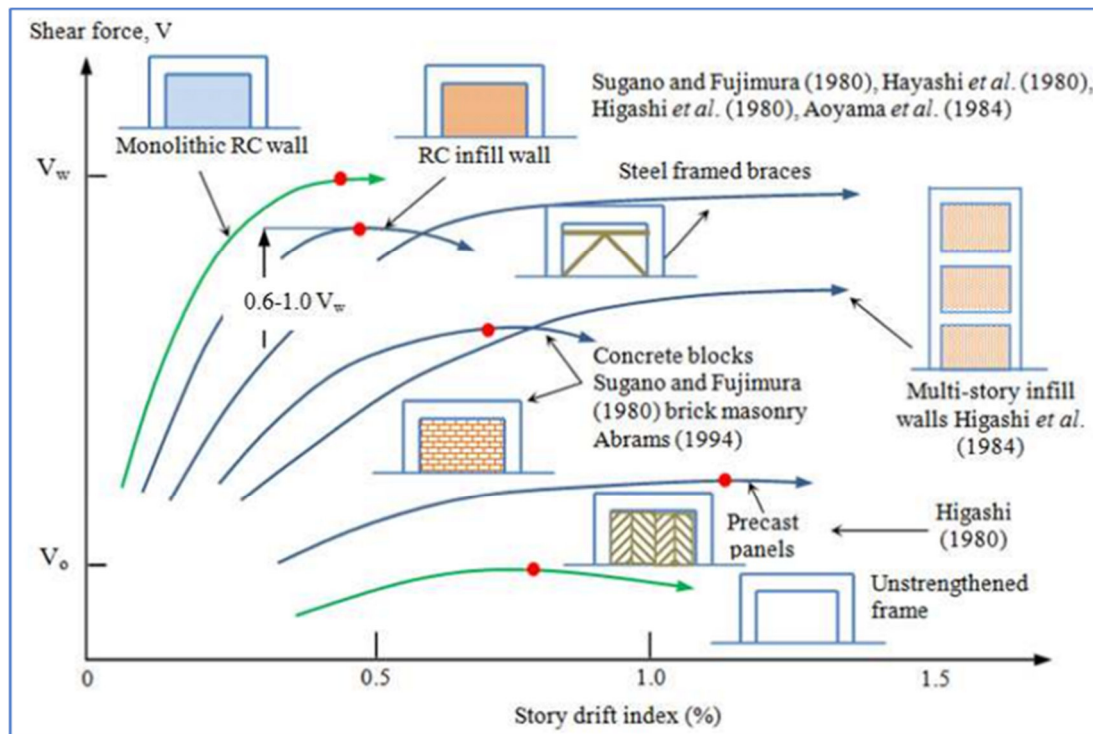


Figura 2. Curvas Cortante Basal vs Deriva para pórticos de hormigón armado reforzados con diferentes técnicas.

Fuente: (Moretti, 2015).

1.5. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA

La mampostería se construye con unidades de mampuesto y mortero. La mayoría de las edificaciones en Ecuador se constituyen de mampostería, debido a su bajo costo ya que el proceso constructivo es relativamente fácil y no requiere de mano de obra calificada para su ejecución. Además, que se puede hacer uso de materiales convencionales como bloques huecos de hormigón, ladrillos, adobe, etc. Sin embargo, todos los aspectos mencionados con anterioridad la convierten en una estructura muy frágil (Ghobadi et al., 2019).

Dado que la mampostería es un material compuesto, su comportamiento responde a la interacción entre el mortero y las piezas de mampuesto. Sin embargo, resulta complicado uniformizar el comportamiento de los mampuestos sean ladrillos o bloques, ya que estos varían en función de los materiales pétreos disponibles en

la zona y de la modulación elegida por el fabricante. Por ello, según Pachano (2018), se puede decir que existen tantos tipos de mamposterías como fabricantes y variación en sus catálogos de productos. Por esta misma razón es que la validez de las expresiones empíricas en la literatura, para obtener las propiedades de la mampostería, está limitada para las condiciones y materiales con las que fueron obtenidas (Crisafulli, 1997).

1.5.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Cuando la mampostería se encuentra sometida a esfuerzos de compresión (carga de compresión perpendicular a la juntas horizontales de mortero) se producen diferentes estados tensionales en sus materiales constitutivos, debido a la diferencia en las propiedades que constituyen estos materiales, como módulo de elasticidad y de Poisson (Crisafulli, 1997).

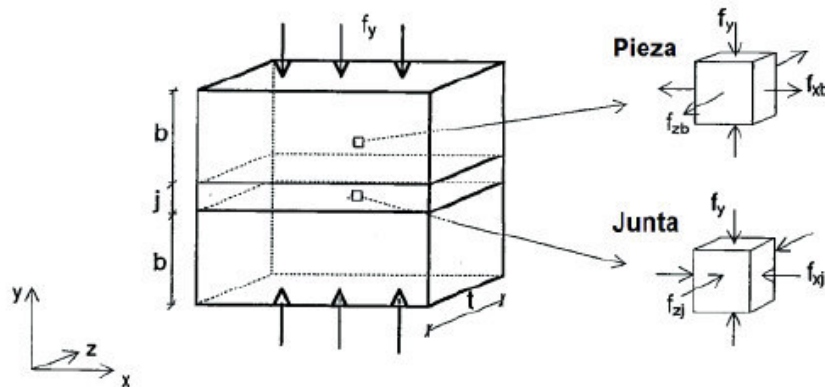


Figura 3. Diferentes estados tensionales de la pieza de mampuesto y de la junta de mortero, sometidos a cargas de compresión perpendiculares a la junta horizontal.

Fuente: (Crisafulli, 1997).

En la Figura 3 se observa que, bajo una misma carga axial, las fuerzas de fricción y adhesión desarrolladas en la superficie de interacción de los dos materiales provocan que el mortero se encuentre confinado (estado triaxial de esfuerzos de compresión), por otro lado, como reacción tratan de expandir las piezas de mampuesto. Observando este comportamiento, es evidente que la resistencia a la

tensión del mampuesto es indispensable para definir la resistencia a la compresión de la mampostería (Pachano, 2018).

Ya que los modos de falla son distintos en el mortero y en el mampuesto, la resistencia a la compresión de los materiales por separado no es una medida directa de la resistencia a la compresión de la mampostería. Por lo tanto, la resistencia a la compresión de la mampostería siempre será menor. Así mismo, esta diferencia varía aproximadamente como la raíz cuadrada de la resistencia a compresión de los mampuestos y como la raíz cúbica o cuarta del mortero (Pachano, 2018).

El Dr. Roberto Meli, investigador de la Universidad Autónoma de México, es pionero en el estudio de los muros de mampostería. Ecuador y México tienen similitud en materiales y el sistema constructivo empleado para muros de mampostería, es por ello que se toma la información brindada por Bazán & Meli (1998) en su libro *Diseño sísmico de Edificios*, en donde se plantea que la resistencia a la compresión puede variar desde 20-30 kg/cm² para piezas de cemento artesanal, e ir hasta 200 kg/cm² para aquellas de alta calidad producidas industrialmente.

La norma ASTM C1314 – 18, establece los lineamientos para determinar la resistencia a la compresión estándar, $f'w$, de prismas de mampostería mediante ensayos de compresión directa.

1.5.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD, MÓDULO DE CORTE Y MÓDULO DE POISSON

Para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , muchos autores utilizan los mismos criterios que para el hormigón simple, este criterio consiste en obtener valores de módulo secante a la curva esfuerzo – deformación unitaria al 30% o hasta el 60% de la resistencia a compresión (Pachano, 2018). Así mismo, existe una variedad de expresiones predictivas del módulo de elasticidad en función de la resistencia a la compresión:

- Crisafulli (1997) indica que el módulo de elasticidad varía de 400 a 1000 veces el valor de la resistencia a la compresión, según reportes de varios autores.
- Bazán & Meli (1998) establecen que, para cargas de corta duración, el módulo de elasticidad varía de 600 a 1000 veces la resistencia a la compresión.

El módulo de rigidez al cortante de la mampostería, G_m , es cercano al 40% del módulo de elasticidad de la misma (Bazán & Meli, 1998). En cuanto al módulo de Poisson, ν , se reportan valores desde 0.065 para mamposterías con mortero puzolánico y de 0.145 para mamposterías con mortero de alta resistencia (Pachano, 2018).

1.5.3. RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte, de la mampostería toma un papel relevante al realizar un análisis de mamposterías de relleno en sistemas estructurales de pórticos sujetos a cargas laterales (Bazán & Meli, 1998). Puede evaluarse, principalmente, mediante la resistencia a la tensión de las piezas de mampuesto y por la adhesión y/o fricción entre los dos materiales (Pachano, 2018).

La resistencia al cortante mediante un ensayo de tensión diagonal, f_{ws} , en probetas de mampostería se evalúa siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM E519/E519M – 20. Adicional, una resistencia baja en las piezas da como resultado formación de grietas diagonales que atraviesan las piezas y las juntas de mortero (Pachano, 2018).

Por otro lado, la adhesión entre las piezas de mampuesto y el mortero se evalúa con la norma ASTM C952 – 12. La adhesión que se desarrolla entre las superficies de contacto de los materiales resulta del trabe mecánico entre la superficie rugosa del mampuesto y el fraguado del mortero, dando origen al proceso químico mediante el cual estos dos se entrelazarán a través de sus poros. Sin embargo,

Crisafulli (1997) menciona que este ensayo refleja el comportamiento de las juntas de mortero y no el de una pared entera, por lo que sus resultados tienden a ser sobrevalorados.

1.5.4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN

La resistencia a la tensión en mampostería de relleno, $f't$, es baja, produciéndose una falla frágil (Bazán & Meli, 1998). Los esfuerzos de tensión podrían llegar a producirse en muros esbeltos trabajando a flexión, en donde se garantice una perfecta unión entre el marco y la mampostería, en tal caso se estaría hablando de mamposterías confinadas reforzadas (Pachano, 2018).

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. INTERACCIÓN MARCO DE ACERO – RELLENO DE MAMPOSTERÍA

Se conoce como rellenos de mampostería no reforzada a aquellos muros de mampostería que se utilizan con marco circundantes de hormigón armado o de acero. Su construcción es posterior a la construcción de los marcos por lo que se consideran no estructurales (Ghobadi et al., 2019). Sin embargo, los rellenos deben estar aislados del marco, para que su gran rigidez inherente en el plano no se incorpore al sistema resistente a cargas laterales. Por lo que el diseño basado en esta práctica puede no ser económico (Liu & Manesh, 2013).

Por otro lado, si los rellenos de mampostería se construyen apretados contra el marco circundante se tiene un aumento en la rigidez lateral de la estructura, mientras que el marco proporciona la ductilidad y el confinamiento necesario del relleno (Ghobadi et al., 2019). Un aumento en la rigidez atraerá mayores fuerzas en la región del marco. Por lo tanto, los diseños deben incluir la contribución de los rellenos de mampostería.

Resulta importante conocer la interacción del relleno con el marco circundante, ya que esta puede o no ser beneficiosa para el rendimiento de la estructura. Los efectos negativos, no pueden ser ignorados en zonas sísmicamente activas. A continuación, se mencionan algunas razones (Markulak et al., 2020):

- Mayor demanda sísmica debido al aumento de rigidez.
- La ductilidad, posiblemente, limitada debido a la aparición de deformaciones plásticas tempranas.
- El efecto de columna corta.

- Aumento de cargas en las conexiones viga/columna debido a la acción diagonal de la mampostería.

Bajo cargas laterales, los rellenos de mampostería en interacción con el marco circundante presentan una respuesta altamente no lineal. Entonces, al aplicar una fuerza lateral el relleno experimenta una separación del marco circundante y tiende a comportarse como un arriostramiento; provocando que todo el sistema se comporte como una cercha vertical en voladizo. Este comportamiento genera tensiones en la viga y en la columna en donde se aplica la carga, y compresiones en la diagonal de la mampostería y en la columna opuesta al sitio de aplicación de la carga (Pachano, 2018).

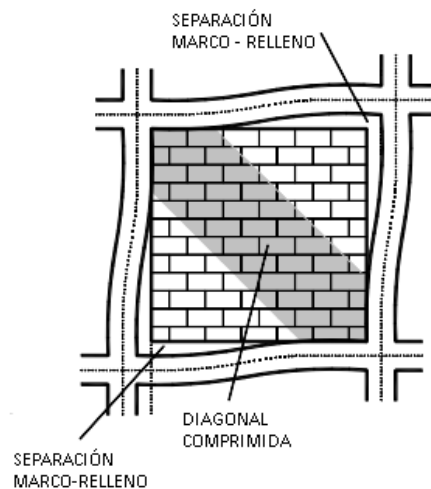


Figura 4. Analogía del comportamiento Marco – Relleno, al ser sometido a carga lateral.

Fuente: Modificado de Asteris (2011).

Sin embargo, la diagonal a compresión puede o no convertirse en el principal mecanismo de resistencia a la carga de la estructura, pues dependerá de las propiedades de resistencia y rigidez del relleno con respecto al marco circundante (Shing & Mehrabi, 2002).

2.1.1. MECANISMOS DE FALLA

De forma general, se puede identificar cinco principales mecanismos de falla en pórticos con rellenos de mampostería sometidos a carga lateral, como se muestra en la Figura 5.

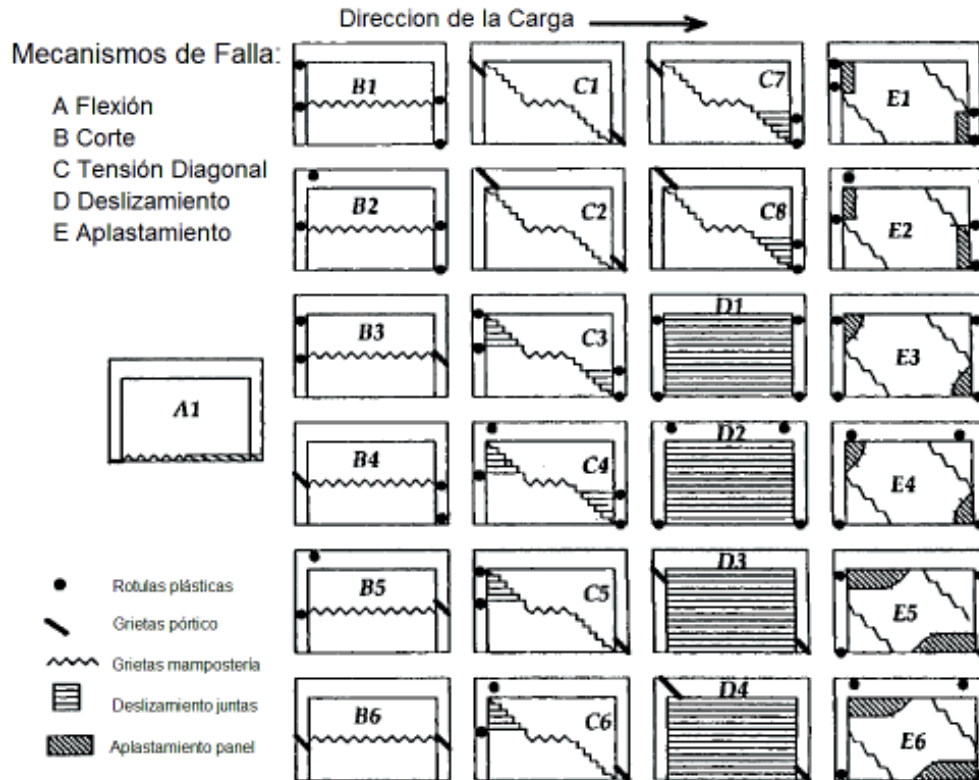


Figura 5. Posibles mecanismos de falla de marcos rellenos de mampostería.

Fuente: (Pachano, 2018).

El mecanismo **A** corresponde a un comportamiento íntegro entre marco y relleno, con frecuencia se produce en marcos esbeltos. Este mecanismo es característico de mamposterías confinadas. El mecanismo **B** se caracteriza por una grieta horizontal a media altura del relleno provocando rótulas plásticas en la estructura, inclusive podría tenerse el comportamiento indeseable de columna corta. El mecanismo **C** presenta grietas diagonales que se propagan de la esquina cargada a la esquina opuesta, induciendo a un aplastamiento en las esquinas y rótulas plásticas o falla en los elementos estructurales. El mecanismo **D** se caracteriza por

el deslizamiento de las juntas de mortero, debido al uso de un mortero débil. Puede dar lugar a un comportamiento dúctil siempre que las columnas no fallen por cizallamiento. El mecanismo **E** se presenta como un mecanismo de puntal diagonal con dos grietas paralelas distintas, suele acompañarse de aplastamiento en las esquinas o en el centro del relleno (Shing & Mehrabi, 2002).

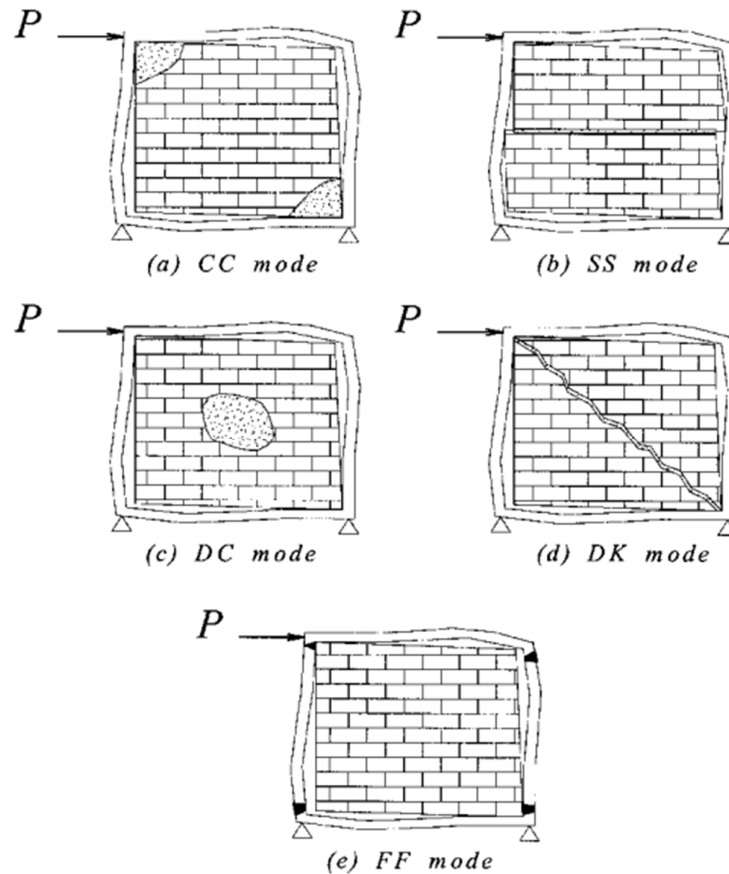


Figura 6. Diferentes modos de falla de la mampostería de relleno; (a) Compresión en las esquinas (CC), (b) Corte por deslizamiento (SS), (c) Compresión diagonal (DC), (d) Agrietamiento diagonal (DK), (e) Falla en el marco (FF).

Fuente: (El-Dakhakhni et al., 2003).

Según El-Dakhakhni (2003) basándose en estudios analíticos y experimentales, resume que los distintos mecanismos de falla pueden englobarse en 5 modos de falla, mostrados en la Figura 6 y que a continuación, se explican:

2.1.1.1. Aplastamiento en las esquinas (CC – *Corner Crushing*):

El aplastamiento en las esquinas en el panel de relleno se debe a la concentración de esfuerzos en la diagonal de compresión (Gualacata & Ortega, 2017). Este modo de falla se asocia a rellenos con mampuestos débiles rodeados por un marco con conexiones débiles y estructura fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003). Generalmente esta falla se presenta con mayor frecuencia en pórticos de acero antes que en pórticos de hormigón armado (Pachano, 2018).

2.1.1.2. Corte por deslizamiento (SS – *Sliding Shear*):

La falla por deslizamiento está controlada por la adhesión y fricción de las juntas y la relación entre la carga de compresión y el corte actuante en el panel (Pachano, 2018). Este comportamiento está asociado a una mampostería con juntas de mortero débiles y un marco circundante fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003).

2.1.1.3. Compresión Diagonal (DC – *Diagonal Compression*):

Este comportamiento está representado por el aplastamiento del relleno de mampostería en su región central, y se asocia a rellenos relativamente delgados en donde la falla resulta de la inestabilidad de pandeo fuera del plano del relleno.

2.1.1.4. Agrietamiento Diagonal (DC – *Diagonal Cracking*):

Este modo de falla se presenta como grietas en la diagonal que conecta las dos esquinas en donde se aplica la carga, y se generan cuando los esfuerzos de tensión generados por la aplicación de cargas sobrepasan la resistencia a la tensión de las unidades de mampostería, de esta manera es posible evidenciar cuan débiles resultan los mampuestos en comparación con el mortero (Gualacata & Ortega, 2017). Este comportamiento se asocia a un marco débil o un marco con conexiones débiles y miembros fuertes rellenos con mampostería fuerte (El-Dakhakhni et al., 2003).

2.1.1.5. Falla en el Marco (*FF – Frame Failure*):

Se presenta como rótulas plásticas en las columnas o en las conexiones viga-columna, este modo de falla se asocia con un marco circundante débil o conexiones débiles en comparación del panel de relleno. El FEMA 306 indica bajo qué acciones específicas podrían llegar a fallar los marcos de acero:

- **Fluencia por flexión:** La fluencia por flexión se asocia a los marcos o pórticos de acero. Cuando se imponen cargas laterales al pórtico se espera que la flexión conduzca a una articulación plástica adyacente a la conexión rígida. Por otro lado, cuando estos están rellenos con mampostería la rótula plástica ocurre en la base de la columna. Generalmente, esto se evidencia por el agrietamiento en la pintura (en caso de haber) y el pandeo local del patín. A pesar de que la capacidad de rotación de las rótulas plásticas por flexión en los pórticos de acero es alta, es poco probable que se alcance si estos pórticos están rellenos ya que los rellenos de mampostería limitan las derivas. Por lo tanto, los daños suelen ser estéticos y de mínima gravedad.
- **Fluencia por corte:** Al producirse la falla por aplastamiento en un relleno fuerte, el puntal diagonal sometido a compresión se desplaza hacia el extremo inferior de la columna proporcionando una gran fuerza de corte. En caso de secciones no compactas, esta acción puede producir pandeo en el alma y grandes deformaciones localizadas. Sin embargo, debido a la ductilidad del acero los daños producidos por este comportamiento no son graves.
- **Falla en la conexión:** La gran fuerza del puntal diagonal somete a la conexión a una tensión axial considerable. No obstante, la capacidad de ductilidad de estas conexiones es considerable y es capaz de soportar muchos ciclos de carga antes de que se produzca un fallo por fatiga, momento en el que el propio panel de relleno habrá fallado inevitablemente.

2.1.2. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Una de las formas con las que se garantiza el cumplimiento de la filosofía de diseño sismo – resistente es la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, de tal forma que se resguarde la integridad de las personas y de la estructura. Las deformaciones debido a cargas cíclicas y producidas en el rango plástico de los materiales son lo que se conoce como histéresis del sistema o comportamiento histerético (Pachano, 2018).

A medida que la estructura se deforma en el rango inelástico bajo la acción sísmica, desarrolla ciclos de histéresis, la disipación de energía puede cuantificarse a través del área de estos ciclos (Crisafulli, 2014). Este concepto se puede explicar mediante las siguientes figuras.

En la Figura 7 se observa que el comportamiento histerético corresponde a una estructura dúctil, que es capaz de soportar grandes ciclos de deformación inelástica sin que su rigidez y resistencia se vean considerablemente comprometidas.

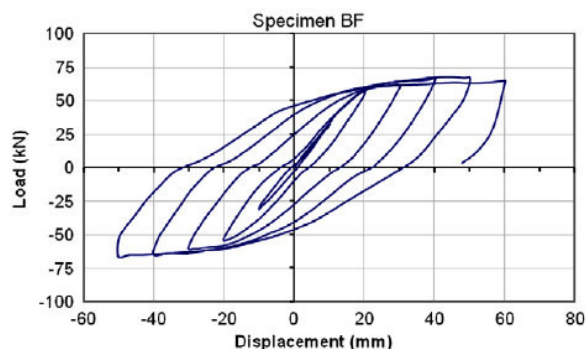


Figura 7. Relación carga vs desplazamiento de un marco de acero (*Bare Steel Frame*) sometido a carga lateral.

Fuente: (Tasnimi & Mohebkah, 2011).

En la Figura 8 se observa que el comportamiento histerético corresponde al caso en que la estructura experimenta una degradación significativa de resistencia y rigidez. La degradación de rigidez y de resistencia origina el estrechamiento de los ciclos de histéresis (*pinching*) (Crisafulli, 2014).

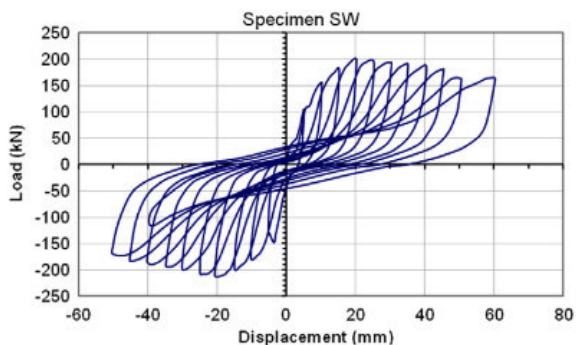


Figura 8. Relación carga vs. desplazamiento de un marco de acero relleno con mampostería sometido a carga lateral.

Fuente: (Tasnimi & Mohebkah, 2011).

La rápida degradación de la rigidez es característica de marcos con rellenos de mampostería debido al sistema constructivo empleado y al nivel de experticia de la mano de obra; generando una tendencia al desacople entre estos dos materiales, independientemente de si se trata de marcos de acero o de hormigón armado.

2.1.3. FACTORES DE AFECTACIÓN

A pesar de que existen factores inherentes a este sistema estructural, como la mano de obra, calidad de los materiales y la configuración arquitectónica. También existen otros factores que intervienen en el comportamiento de los marcos con rellenos de mampostería. A continuación, se enlistan los más importantes:

2.1.3.1. Presencia de aberturas

Los marcos rellenos con mampostería pueden tener aberturas de ventanas y puertas. Estas discontinuidades conllevarán a concentraciones de esfuerzos y reducción de resistencia, de igual forma no contar con la sección completa reduce la rigidez del panel. La analogía de la diagonal a compresión para un relleno con aberturas estaría representada por la Figura 9.

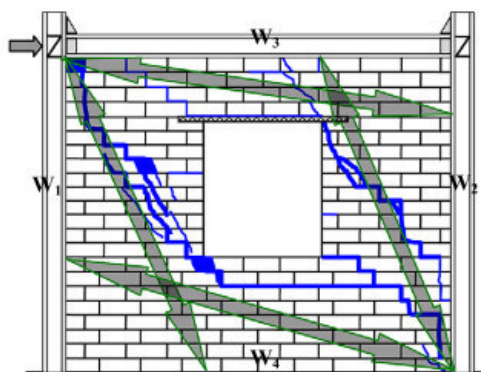


Figura 9. Analogía de la diagonal a compresión en un marco con aberturas en el relleno de mampostería.

Fuente: (Tasnimi & Mohebkah, 2011).

Algunos investigadores han determinado los efectos de las aberturas en marcos de acero con rellenos de mampostería, entre los cuales se tiene:

- Dawe & Seah (1989) basándose en 28 pruebas a gran escala de marcos de acero rellenos de bloques de hormigón. Observaron que las aberturas en un panel (17,5% del área del panel) reducían la carga inicial de la grieta principal, pero no tenían un efecto significativo en la carga final.
- Mosalam et al(1997) determinó que la reducción de la resistencia a la carga de un marco con relleno no es proporcional a la reducción del área de la sección transversal de un relleno debido a las aberturas. También observó que las grietas se concentraban en las esquinas de las aberturas y se dirigían hacia la esquina cargada.
- Liu & Soon (2012) ensayaron 10 pórticos de acero con rellenos de bloque de hormigón y observaron que el modo de fallo predominante se caracteriza por el aplastamiento de las esquinas cuando el relleno no tiene aberturas, mientras que los especímenes con aberturas mostraron el agrietamiento diagonal como el modo de falla predominante.

- Ozturkoglu et al (2021) determina que la forma de las aberturas influye en la respuesta sísmica, de tal forma que aberturas verticales provocan un mayor desplazamiento que las horizontales. Esto se debe al hecho de que, ante una abertura vertical, en la primera etapa de carga, la mampostería entre la abertura y las columnas comienza a agrietarse.

2.1.3.2. Conectores de corte

Se conoce que existe discontinuidad entre los marcos ya sea de acero o de hormigón armado y los rellenos de mampostería. Estas discontinuidades son las que no permiten un comportamiento homogéneo entre estos dos, es por ello que se debería proveer de elementos que garanticen el trabajo en conjunto de estos dos materiales, esos elementos se conocen como conectores de corte.

Un estudio experimental realizado por Kahrizi & TahamouliRoudsari (2020) en donde pretende evaluar el comportamiento de marcos de acero con rellenos de mampostería, haciendo énfasis en diferentes conexiones entre marco y mampostería, determinó que la forma en que se conectan el relleno y el marco no sólo puede afectar significativamente al patrón de formación de grietas y a los modos de fallo del muro de relleno, sino que también altera la rigidez, la resistencia, la ductilidad, la deformación fuera del plano y la cantidad de disipación de energía del marco.

También es importante considerar que para garantizar una adecuada fricción y adhesión entre el marco circundante y el panel de relleno no deben existir brechas entre las superficies. Asteris et al (2016) determinan mediante ensayos que la presencia de una brecha es más influyente cuando se encuentra en la parte superior en donde se encontraría en contacto con la viga, ya que se tendría un valor inicial de rigidez reducido a la mitad de no existir un ajuste apropiado.

2.1.3.3. Presencia de carga vertical

En gran parte de la bibliografía existente acerca del estudio del comportamiento de marcos con relleno de mampostería se ha visto que la mayoría los analiza bajo cargas laterales. Pachano (2018) menciona que algunos autores concuerdan en que las metodologías de evaluación han obviado la presencia de las cargas gravitacionales, considerando que el enfoque es conservador. Sin embargo, el enfoque resulta conservador para modelos de marcos planos de un piso o para mamposterías de relleno distribuidas verticalmente uniforme, pero puede existir un comportamiento totalmente distinto para distribuciones heterogéneas.

Liu & Manesh (2013) en su estudio analizan pórticos de acero con rellenos de mampostería de bloque sometidos a cargas lateral y gravitacional; en donde concluyen que la presencia de la carga axial aumenta la resistencia lateral, y cuanto mayor es la carga axial mayor es el aumento. En la Figura 10 se observa que la rigidez inicial de los especímenes era muy similar, sin embargo, la presencia de la carga axial retrasó el inicio de la no linealidad y se observa que existe disminución de ductilidad.

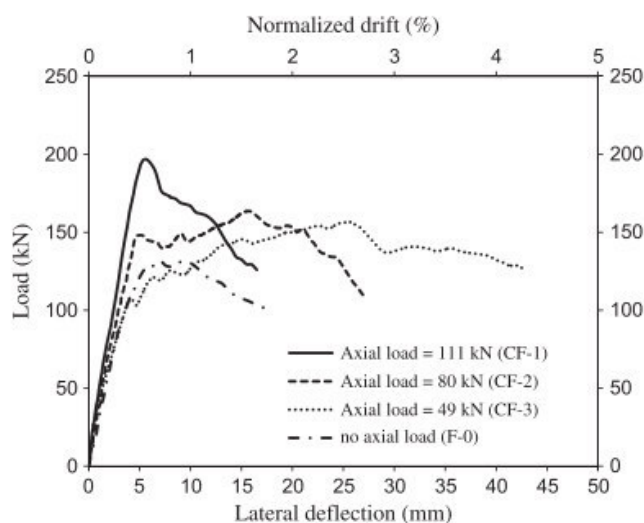


Figura 10. Comportamiento de marcos de acero con relleno de mampostería sometido a carga lateral y a distintos valores de carga axial o gravitacional.

Fuente: (Liu & Manesh, 2013).

2.1.3.4. Inestabilidad fuera del plano

Una de las causas más comunes que puede generar el colapso de estructuras con rellenos de mampostería, es la inestabilidad fuera del plano de los rellenos. Si bien es cierto los rellenos de mampostería aportan con gran rigidez en el plano, pero fuera de él son elementos muy esbeltos que trabajan a flexión volviéndose sumamente deformables (Pachano, 2018).

La falla fuera del plano en los rellenos de mampostería se asocia a las condiciones de borde, la relación de aspecto o esbeltez del panel, presencia de aberturas y a la combinación de las solicitaciones en ambos sentidos. Pachano (2018) menciona que algunos autores han concluido que este tipo de falla ocurre con frecuencia en las plantas inferiores.

2.1.3.5. Historial de carga

El historial de carga por el que ha atravesado la estructura es un factor importante, y que inicialmente la estructura funciona al cien por ciento de su capacidad, pero para eventos adversos a futuro, la estructura responderá con una rigidez, resistencia y capacidad de disipación degradada. Pachano (2018) en su investigación menciona que algunos autores concluyen que existe un mayor efecto del historial de carga para mamposterías que trabajan a cortante más que para aquellas que estarán gobernadas por la flexión.

Por ello es importante la elección correcta del protocolo de carga para la ejecución de los ensayos, internacionalmente se tiene los protocolos establecidos en el FEMA 461 y en el ASTM E2126. En el capítulo 4, sección 4.4 se explica más a detalle.

2.2. NIVELES DE DAÑO EN MAMPOSTERÍA

El capítulo 8 del FEMA 306 hace una compilación de estudios realizados en pórticos con rellenos de mampostería, y en la sección 8.4 presenta una guía para

clasificar los daños de los componentes de marcos rellenos de mampostería, incluyendo pórticos de acero y de hormigón. Generalmente, el daño producido en las mamposterías de relleno está gobernado por la tensión diagonal, en este tipo de daño las fisuras se producen a través de las diagonales del relleno, y conforme la deriva va en aumento se producirán fisuras secundarias en un ángulo de entre 45 y 65 grados respecto a la horizontal, y si estas derivas son aún más grandes las tensiones en las esquinas son más fuertes y se podría observar el aplastamiento en las esquinas (FEMA, 1998).

2.2.1. DAÑO LEVE O INSIGNIFICANTE

El agrietamiento inicial se produce en las diagonales de la mampostería y se concentra en la región central del panel, esto se asocia a la ruptura de la unión entre mortero y mampuesto como se observa en la Figura 11 (FEMA, 1998). En otras palabras, en esta etapa inicial se forman los puntales a compresión, los cuales adquieren su capacidad máxima y aportan gran rigidez lateral a todo el sistema.

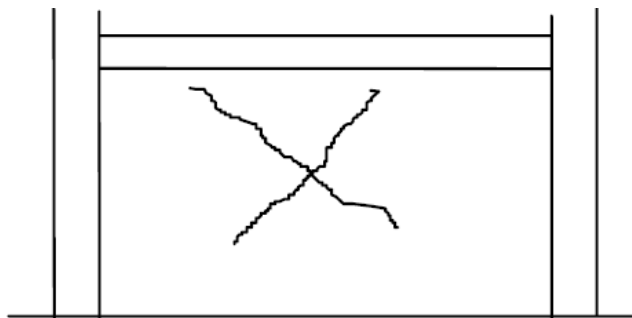


Figura 11. Primera fisura diagonal (Daño Leve).

Fuente: (FEMA 306, 1998).

2.2.2. DAÑO MODERADO

Las grietas se extienden a lo largo de las diagonales en forma escalonada y siguiendo las direcciones del mortero y en ocasiones se propaga a través de la mampostería, como se observa en la Figura 12 (FEMA, 1998). En esta etapa de

daño los puntales de compresión empiezan a perder capacidad y se evidencia una notable degradación de la rigidez.

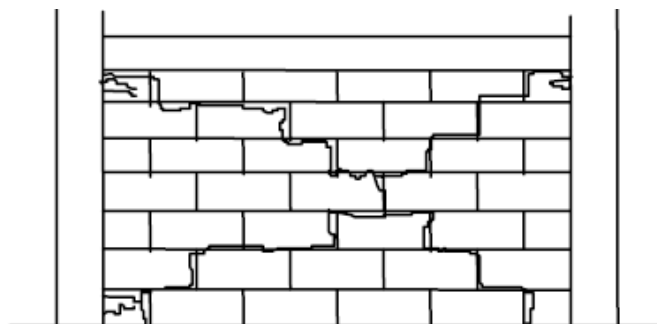


Figura 12. Degradación de la rigidez (Daño Moderado).

Fuente: (FEMA 306, 1998).

2.2.3. DAÑO EXTENSO

En esta etapa de daño las grietas suelen asociarse al aplastamiento en las esquinas y se ensanchan hasta aproximadamente 1/8" (3 mm). Además, se observa una pérdida considerable del mortero y las fisuras ya no solo se encuentran en la diagonal del panel sino distribuidas en todo el relleno como se observa en la Figura 13 (FEMA,1998). Y bajo carga cíclica se puede observar porciones del relleno fuera del plano. En esta etapa se evidencia, a más de la pérdida de rigidez también pérdida de resistencia.

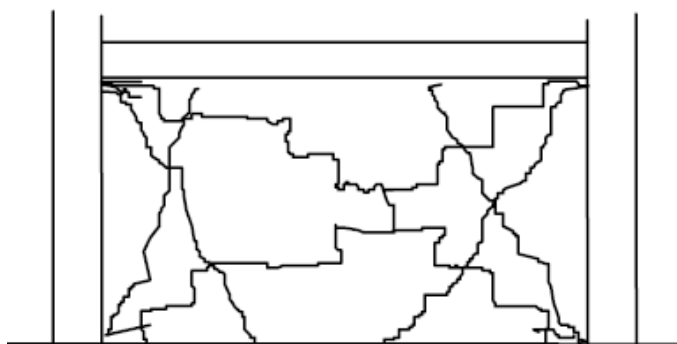


Figura 13. Degradación de rigidez y Resistencia (Daño Severo).

Fuente: (FEMA 306, 1998).

2.2.4. DAÑO COMPLETO O COLAPSO

En esta etapa de daño el deterioro es progresivo y rápido. Los elementos de la mampostería ya no aportan rigidez al sistema. Y en pórticos de hormigón armado se puede observar fisuras en sus elementos estructurales (Grijalva & Narvaéz,2018). En esta etapa final se puede observar desprendimiento de grandes porciones de relleno en la zona central, y evidenciar el peligro que representa la mampostería para la seguridad de vida y la serviciabilidad de la edificación, debido a la fragilidad con la que se produce la falla, en la Figura 14 se observa colapso de rellenos de mampostería debido a la acción sísmica.



Figura 14. Colapso de rellenos de mampostería de edificios afectados por el Sismo del 16A en la ciudad de Portoviejo.

Fuente: El Diario Ecuador (2016).

2.3. REFORZAMIENTO MEDIANTE ENCHAPE

El enchapado o enchape es un proceso de reforzamiento de la mampostería de las edificaciones, tal proceso consiste en tomar las paredes de mampostería; confinarlas haciendo uso de mallas electrosoldadas, elementos para fijarlas y terminando el proceso con un elucido como se muestra en la Figura 15; para finalmente convertir a las paredes en miembros estructurales (Aguilar & Lumbi, 2014). Este proceso de enchapado tiene como fin proporcionar a las estructuras una mayor rigidez y disminuir cargas en los pórticos que tienen poca resistencia,

de este modo, el reforzamiento permite finalmente que la mampostería se comporte como un muro estructural para resistir fuerza laterales y gravitacionales (Borja & Torres, 2015).

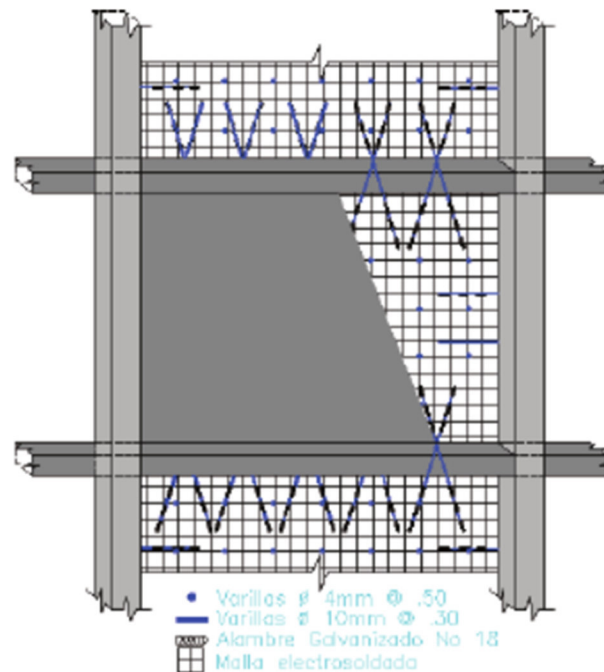


Figura 15. Esquema del conformado del enchape.

Fuente: (Borja & Torres, 2015).

En el estudio de reforzamiento mediante enchape realizado por López & Angulo, (2008) sobre mampostería de ladrillo artesanal se ha observado que el comportamiento de la mampostería sin reforzamiento durante su rango elástico era muy similar al de la mampostería reforzada, pues se presentó una pendiente en las curvas carga lateral-desplazamiento horizontal muy similar, (Ver figura 16), así se puede evidenciar que el enchape de refuerzo empezó a trabajar una vez alcanzada la resistencia del ladrillo. Este mismo estudio ha evidenciado una recuperación de un 90% de la rigidez con un aumento de la resistencia a carga lateral del 157% inicial luego de la rehabilitación a través del enchapado (Angulo & López, 2008).

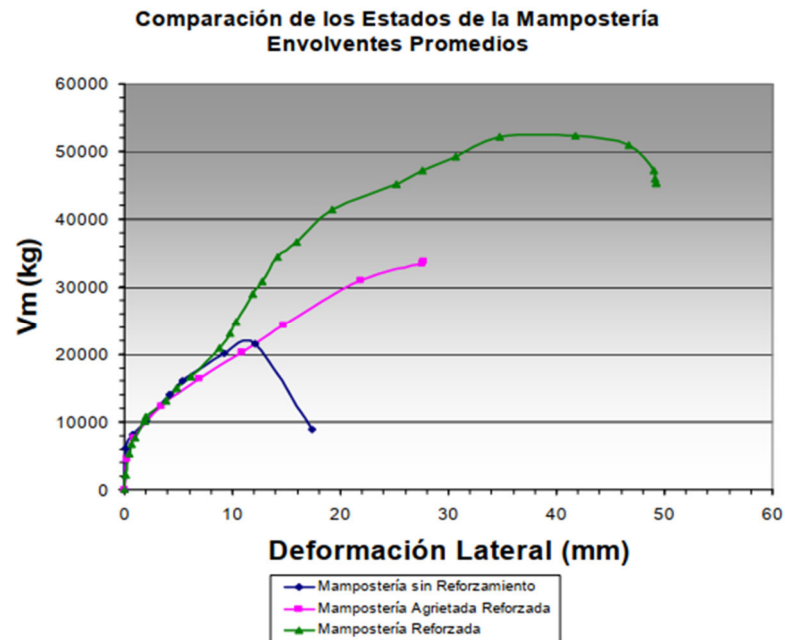


Figura 16. Diagrama de curvas carga lateral-desplazamiento horizontal en los tres estados de la mampostería del estudio de Angulo & López (2008).

Fuente: (Angulo & López, 2008)

Abdel-Hafez et al., (2014) realizaron ensayos experimentales para estudiar el comportamiento de diferentes pórticos de hormigón armado de un solo piso rellenos de mampostería de bloques bajo la influencia de cargas laterales en el plano. Una de sus fases de ensayo consistió en probar el comportamiento de este tipo de pórticos rellenos luego de reforzar la mampostería con un sistema de enlucido y mallas de ferrocemento. Este método de refuerzo fue recomendado para mejorar la ductilidad y la resistencia a las cargas y se evidenció que el comportamiento del pórtico reforzado de esta manera, en comparación de otros que se llevaron a cabo en ese mismo estudio, era el mejor. Se obtuvo un aumento de ductilidad del 30% en comparación de un marco sin relleno y las cargas laterales a la cual se producían las grietas y rotura aumentaron de igual manera (Abdel-Hafez et al., 2014).

El estudio del enchapado como sistema de reforzamiento y rehabilitación para estructuras se ha llevado a cabo en algunos sitios y en todos se ha evidenciado un mejor desempeño de los pórticos ensayados. A pesar de que los estudios que se han mencionado no consideran pórticos de acero estructural con mampostería de

relleno, sino que se limitan a pórticos de hormigón armado. Sin embargo, se puede llevar a cabo un estudio similar a los mencionados aplicados a pórticos de acero siempre que se proponga una metodología que garantice el comportamiento monolítico entre el marco circundante de acero y el panel de relleno reforzado.

En la bibliografía revisada, el único estudio de reforzamiento con un método similar al enchape fue el realizado por Ghobadi et al. (2019) llamado *Técnica de reparación en sitio de marcos de acero con muros rellenos de mampostería afectados por el sismo*, el método de reparación propuesto consistió en parchar las grietas generadas en los rellenos con mallas metálicas engarzadas en forma de tiritas y posteriormente estas se cubrían con yeso cementoso.

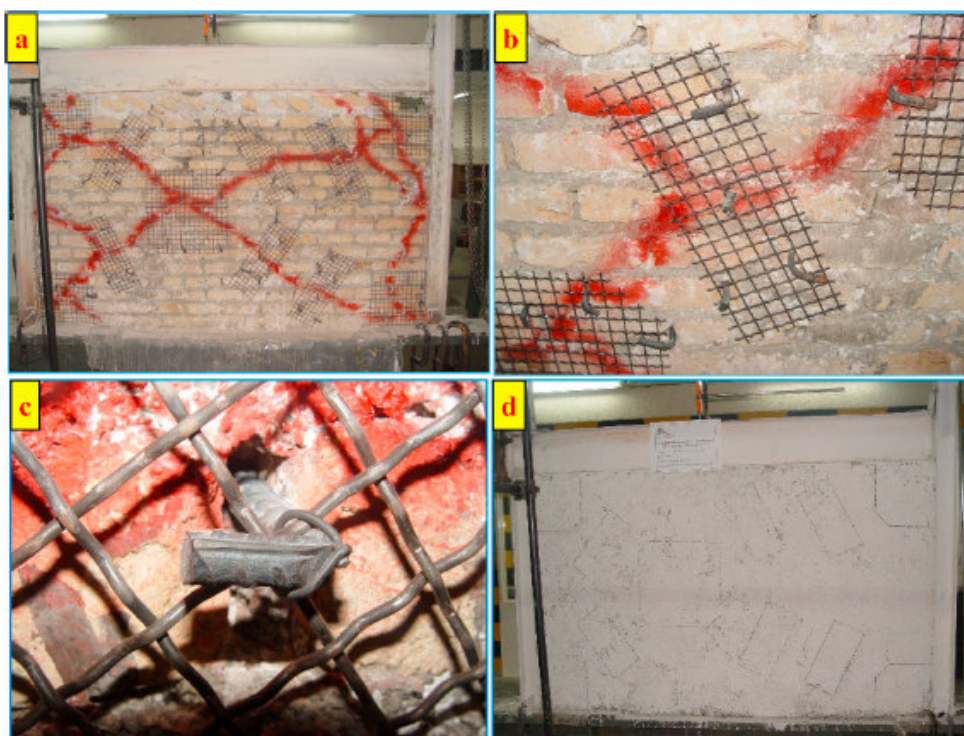


Figura 17. a) Instalación de la malla metálica sobre las grietas, b) anclaje de la malla con ganchos, c) Fijación de malla y gancho con alambre fino, d) Enlucido del relleno con yeso cementante.

Fuente: (Ghobadi et al., 2019).

Las mallas metálicas engarzadas deben fijarse al relleno con clavos de gancho y deben fijarse perpendicularmente a las trayectorias diagonales de las grietas y a las cuatro esquinas y al centro del relleno, en la Figura 17 se observa la configuración de las mallas.

Finalmente, los autores concluyen que no se observaron efectos estructurales inadecuados de la interacción marco de acero - relleno mampostería durante estas pruebas. Además, los resultados indicaron que el método de reparación no sólo restauró la resistencia perdida del relleno dañado, sino que también recuperó la rigidez y la ductilidad.

CAPÍTULO 3

ENSAYO DE MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN

3.1. MATERIALES

En esta sección se presenta un resumen de los materiales empleados para la conformación de los prototipos con sus respectivas características y propiedades geométricas y mecánicas.

3.1.1. ACERO DE REFUERZO



Figura 18. Acero de refuerzo utilizado en el proyecto.

Elaborado: (Játiva & Torres (2021).

El acero de refuerzo consiste en varillas de sección circular, corrugada de tal forma que se garantice alta adherencia con el concreto. Las varillas utilizadas en este proyecto, se caracterizan por ser soldables y cumplir con las normas AWS D1.4, ASTM A706 y NTE INEN 2167. El acero de refuerzo se utilizó en la losa de cimentación de los pórticos y como conectores entre malla de enchape y marco de acero. Las propiedades que se muestran en la Tabla 1 son información brindada por el proveedor Adelca.

Tabla 1.*Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.*

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO		
Límite de fluencia mínimo	4200	kg/cm ²
Límite de fluencia máximo	5400	kg/cm ²
Resistencia a la tracción mínima	5500	kg/cm ²

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.1.2. HORMIGÓN**Figura 19.** Hormigón premezclado Holcim, utilizado en la cimentación.

Elaborado: (Játiva & Torres (2021).

El hormigón o concreto es un conglomerado fabricado artificialmente, sus principales compuestos son: cemento, agua y agregados (fino y grueso) y se puede añadir un aditivo que proporcione propiedades, que el hormigón por sí solo no posee (Luna, 2014). El hormigón utilizado para la cimentación tuvo una resistencia a la compresión de **$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$** . Debido a la gran cantidad de hormigón se decidió utilizar hormigón premezclado de Holcim Ecuador. Para garantizar la resistencia solicitada se tomaron muestras en sitio y se analizaron en el Laboratorio de ensayo de materiales y mecánica de suelos y rocas (LEMSUR) de la Escuela Politécnica Nacional. En el Anexo 1 se presenta los resultados de los cilindros de hormigón.

3.1.3. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural es un material industrializado, lo que asegura un adecuado control de calidad. Entre sus principales características se tiene su elevada resistencia, rigidez y ductilidad; convirtiéndolo en un adecuado material para construcciones sismorresistentes (Crisafulli, 2014). Para el armado de los pórticos de este proyecto se utilizó acero estructural (ASTM A36/A36M-19, 2019), y el diseño se realizó en base a las siguientes propiedades.



Figura 20. Acero estructural A36 utilizado en el proyecto.

ELABORADO: (Játiva & Torres (2021).

Tabla 2.

Propiedades mecánicas del acero estructural A36.

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL A36		
Módulo de elasticidad inicial	2043000	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia	2530	[kg/cm ²]
Esfuerzo último	4080	[kg/cm ²]
Deformación unitaria en la fluencia	0.0012	[-]
Deformación unitaria al comienzo de la zona de endurecimiento	0.02	[-]
Deformación unitaria al máximo esfuerzo del acero	0.14	[-]
Deformación unitaria en la rotura del acero	0.2	[-]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Fuente: (Mora & Aguiar, 2015).

3.1.4. BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

Los bloques son unidades prefabricadas, elaborados a base de cemento, polvo de arena, chasqui (piedra pómez) y agua (Vinueza & Ipiales, 2017). Poseen dimensiones estandarizadas y su uso radica en la conformación de mamposterías interiores o exteriores y como alivianamientos de losas. Generalmente, los bloques utilizados en la mayoría de las construcciones son artesanales, los bloques del proyecto fueron obtenidos de la fábrica artesanal del Sr. José Males, ubicada en Sangolquí. Las dimensiones del bloque se presentan en la Tabla 3 (dimensiones referenciales).



Figura 21. Muestras de bloque hueco de hormigón.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 3.

Dimensiones referenciales del bloque hueco de hormigón.

DIMENSIONES DEL BLOQUE		
Largo	40	[cm]
Ancho	20	[cm]
Espesor	10	[cm]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El ensayo a compresión de los bloques huecos de hormigón se realizó en el LEMSUR. En la Tabla 4 se muestra el promedio de las propiedades obtenidas del

ensayo a compresión. Y en el Anexo 1 se presentan los resultados de los ensayos a compresión de bloques.

Tabla 4.

Resultados de ensayo a compresión de bloques.

Descripción	Ancho	Largo	Alto	Área Neta	Carga de rotura	Esfuerzo Neto	Clasificación según resistencia
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[ton]	[kg/cm ²]	
B1	10.1	40.2	20.0	266.3	14.4	54.0	Clase B
B2	10.3	40.4	19.9	268.0	13.8	51.0	
B3	10.2	40.4	19.8	268.9	10.0	36.7	
Promedio	10.2	40.3	19.9	267.7	12.7	47.2	

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.1.5. MORTERO

El mortero es utilizado en la unión de mampuestos (bloques, ladrillos, etc.) y para el recubrimiento de los mismos brindando adherencia, impermeabilización, rigidez y estabilidad entre los elementos intervenidos (Vinueza & Ipiales, 2017). El mortero será utilizado en las juntas del panel de relleno y como un enlucido de baja resistencia que forma parte del enchape del panel reforzado. Los ensayos realizados en el mortero siguen las recomendaciones brindadas en la norma (ASTM C109 M13, 2013). En el Anexo 1 se presenta los resultados de los cubos de mortero.

La dosificación del **mortero de enchape** fue diseñado en el LEMSUR, se analizaron algunas muestras a diferentes días de fraguado y haciendo uso de acelerante Sika-3. Finalmente, se determinó que la aplicación del acelerante reduce a la mitad el tiempo de fraguado. La dosificación utilizada responde a la relación cemento: arena de 1:3, una relación agua/cemento de 84% y con 1.6% de acelerante en peso de cemento. La siguiente Tabla 5 presenta un resumen de los resultados obtenidos, y en el Anexo 1 los resultados entregados por el LEMSUR.

Tabla 5.
Propiedades del mortero de enchape.

MORTERO PARA ENCHAPE					
N°	Descripción	Edad	Peso [gr]	Carga [ton]	Esfuerzo [kg/cm ²]
1	IJ1	18	248.50	2.7	101
2	IJ2	18	239.20	2.73	105
3	IJ3	18	246.60	3.06	117
Esfuerzo Promedio [kg/cm ²]					108

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La dosificación del **mortero de juntas** fue ejecutada sin diseño previo, sino en base al conocimiento y experticia del albañil, de esta forma se asemeja a lo que normalmente se realiza de manera informal. La dosificación utilizada responde a la relación cemento arena 1:4, una relación agua/cemento de 84% y con 1.6% de acelerante en peso de cemento. La siguiente Tabla 6 presenta un resumen de los resultados obtenidos y en el Anexo 1 los resultados entregados por el LEMSUR.

Tabla 6.
Propiedades del mortero de juntas de mampostería.

MORTERO PARA JUNTAS DE MAMPOSTERÍA					
N°	Descripción	Edad	Peso [gr]	Carga [ton]	Esfuerzo [kg/cm ²]
1	M1	14	256.00	1.77	67
2	M2	14	258.40	1.63	63
3	M3	14	259.30	1.68	65
Esfuerzo Promedio [kg/cm ²]					64

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.1.6. MALLA ELECTROSOLDADA



Figura 22. Malla electrosoldada Armex Tradicional para reforzamiento.

Fuente: Catálogo de Productos Ideal Alambrec.

La malla Armex Tradicional que se usará para el enchape de las paredes de relleno se caracteriza por ser electrosoldada plana ideal para reforzamiento de hormigón. El acero que la conforma es de alta resistencia, liso y corrugado dispuestos ortogonalmente. Generalmente es conocida con la descripción de ARMEX R-131 y cumple con la norma técnica NTE INEN 2209. En la siguiente Tabla 7 se presentan las propiedades de la malla electrosoldada, brindadas por el proveedor Ideal Alambrec.

Tabla 7.

Propiedades de la malla electrosoldada.

PROPIEDADES DE LA MALLA ELECTROSOLDADA R-131		
Fluencia mínima	5000	[kg/cm ²]
Diámetro del alambre	5	[mm]
Separación del entre alambres	15	[cm]
Sección de acero longitudinal/transversal	131	[mm ² /m]
Peso por área	2.06	[kg/m ²]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Fuente: Catálogo de Productos Ideal Alambrec.

3.1.7. STEEL DECK

El Steel deck es un sistema constructivo utilizado en losas de entrepiso, se compone por una chapa nervada de acero en la parte inferior apoyada sobre vigas. Su principal función es la de encofrado, a menos que el calculista opte por utilizarla como una placa colaborante. Para este proyecto el Steel deck cumple únicamente la función de encofrado. Y para las cargas impuestas la plancha a utilizarse cumple con las siguientes especificaciones, brindadas por el proveedor Novacero.

Tabla 8.

Propiedades de Novalosa 55 - Steel deck.

PROPIEDADES NOVALOSA 55		
Uso	Sistema de losa alivianadas en: entresijos de estructuras metálicas.	
Normas	NTE INEN 2397, ASTM A653, ANSI/ASCE 3-91	
Recubrimiento	Galvanizado G90	
Espesor	1	mm
Peso	9.82	kg/m ²

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Fuente: Catálogo de productos NOVACERO.

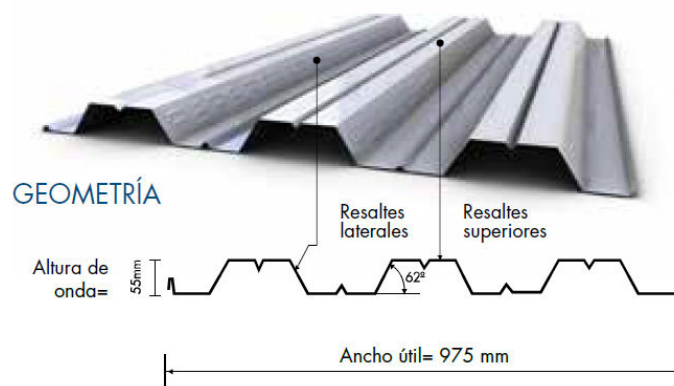


Figura 23. Geometría de steel deck.

Fuente: Catálogo de productos NOVACERO.

3.1.8. PERNOS ASTM A325



Figura 24. Pernos ASTM A325 para conexión viga-columna.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La conexión entre viga y columna metálica se realiza mediante conexión apornada, la conexión apornada ejecutada en el proyecto es una conexión precalificada en la que se han utilizado los pernos ASTM A325. Los pernos empleados para el proyecto cumplen con la norma vigente (ASTM F3125/F3125M-19, 2019), la misma que establece los requisitos químicos, físicos y mecánicos para pernos estructurales fabricados de acero y acero aleado.

Tabla 9.

Propiedades de pernos para conexión viga-columna, ASTM A325.

PROPIEDADES PERNO ASTM A325		
Características	Perno hexagonal, acabado negro y galvanizado en caliente	
Material	Acero ASTM A325	
Resistencia mínima a la fluencia del perno	8437	kg/cm ²
Resistencia última	12655	kg/cm ²
Diámetro Nominal	13	mm
Largo	32	mm

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.1.9. MAMPOSTERÍA

La mampostería del proyecto se realizó con los bloques mencionados en la sección 3.1.4. cuyas dimensiones son 40x20x10cm y con un espesor de junta entre 1.5cm y 2cm. Es necesario caracterizar la mampostería para determinar la contribución de ésta en el comportamiento global de la estructura, por ello se han realizado los siguientes ensayos en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional.

3.1.9.1. Resistencia a la compresión estándar en Prismas y Muretes

La resistencia a la compresión estándar, f'_w , se determinó siguiendo el procedimiento establecido en la norma (ASTM C1314-18, 2018). La norma no establece un número de muestras, por lo que se decidió construir 5 prismas de dimensiones 40x41.5x10cm aproximadamente. Las muestras tienen una relación de esbeltez de 4.15 valor que cumple con la sugerencia en la norma vigente. En la Figura 25 se muestra un detalle constructivo de los prismas.



Figura 25. Prismas de mampostería para compresión estándar.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Luego de realizarse el ensayo se obtuvo la información necesaria para calcular la resistencia a la compresión estándar, en la Tabla 10 se presenta el procesamiento de la información.

Tabla 10.

Propiedades mecánicas de los prismas ensayados.

COMPRESIÓN ESTÁNDAR EN PRISMAS DE MAMPOSTERÍA									
No.	Ancho	Altura	Espesor	Área neta	Carga máxima	Esfuerzo neto	Esbeltez	CF h_p / t_p	Esfuerzo corregido
	[cm]	h_p [cm]	t_p [cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]	h_p / t_p [-]	[-]	[kg/cm ²]
1	40.2	41.5	10	267.74	8686	32.44	4.15	1.16	37.63
2	40.4	41.5	10	267.74	7297	27.25	4.15	1.16	31.61
3	40.3	41.5	10	267.74	8468	31.63	4.15	1.16	36.69
4	40.3	41.5	10	267.74	10401	38.85	4.15	1.16	45.06
5	40.2	41.5	10	267.74	9591	35.82	4.15	1.16	41.56
Esfuerzo promedio							$f'w$	[kg/cm ²]	38.51

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A continuación, en la Tabla 11, se presenta el modo de falla característico de cada prisma y en la Figura 26, se muestra un esquema general del ensayo realizado.



Figura 26. Esquema general del ensayo (Modo de falla del Prisma 3 y 5).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 11.

Modo de falla producido en cada prisma de mampostería.

Muestra	MODO DE FALLA PREDOMINANTE
	SEGÚN ASTM 1314-18
1	Ruptura por corte
2	Ruptura en cono y Aplastamiento en esquina
3	Ruptura en cono y Aplastamiento en esquina
4	Ruptura en cono y Aplastamiento en esquina
5	Ruptura en cono y Falla por corte
Falla Típica	Ruptura en cono y Aplastamiento en esquina

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A continuación, se presenta el comportamiento de los prismas de mampostería, en la Figura 27 se tiene el esfuerzo corregido versus la deformación unitaria.

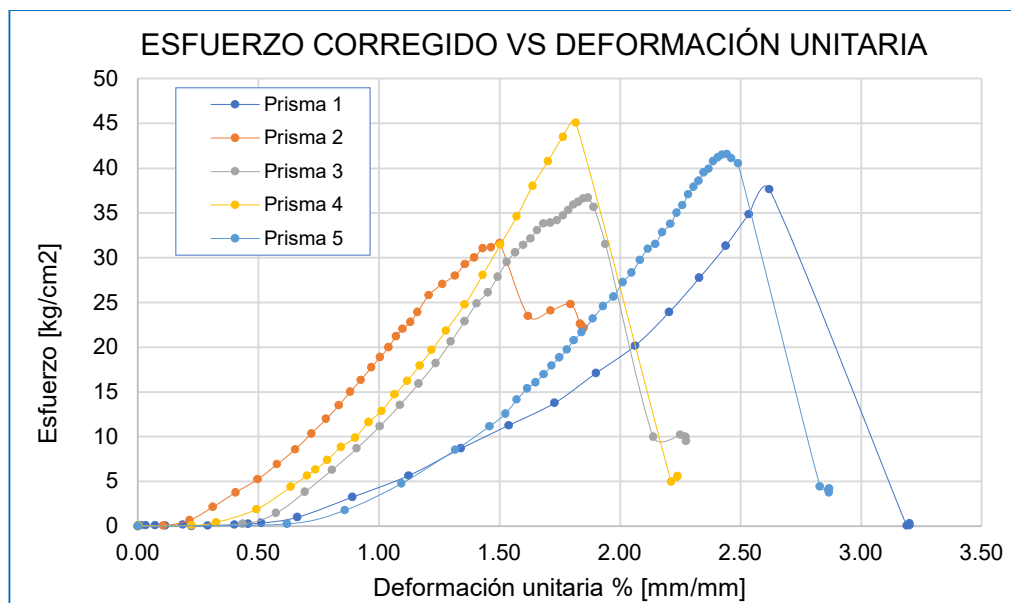


Figura 27. Curvas: Esfuerzo vs deformación unitaria de los prismas ensayados.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A partir de las curvas de esfuerzo vs deformación unitaria y mediante el método de regresión lineal se obtuvo el módulo de elasticidad de cada prisma, el factor de correlación refleja un buen ajuste. Se calculó el módulo de elasticidad promedio y

rectificado, el módulo de elasticidad rectificado corresponde al promedio de los resultados sin considerar los datos más dispersos.

Tabla 12.

Módulo de elasticidad de prismas a compresión.

MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS PRISMAS		
No.	Factor de correlación	Em
	%	[kg/cm ²]
1	95%	1846.7
2	99%	2556.9
3	99%	2878.2
4	96%	3243.1
5	96%	2650.9
Módulo Promedio [kg/cm ²]		2635.16
Módulo Rectificado [kg/cm ²]		2695.33

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tomando las recomendaciones de la (NEC-SE-MP, 2015) para mampostería estructural, en donde establece que para ensayos a compresión las muestras tengan mínimo 3 hiladas, se han elaborado 4 muestras de 63x63x10 cm aproximadamente. En la Figura 28 se presenta un detalle constructivo de las muestras. El objetivo de este ensayo es tratar de aproximarse a la realidad de la mampostería, considerando el trabado de los bloques.



Figura 28. Muretes de mampostería para compresión estándar.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Luego de realizarse el ensayo se obtuvo la información necesaria para calcular la resistencia a la compresión estándar, en la Tabla 13 se presenta el procesamiento de la información.

Tabla 13.

Propiedades mecánicas de los muretes ensayados a compresión.

COMPRESIÓN ESTÁNDAR EN MURETES DE MAMPOSTERÍA						
No.	Ancho	Altura	Espesor	Área neta	Carga máxima	Esfuerzo neto
	[cm]	h_p [cm]	t_p [cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
1	62.4	62.6	10.01	409.79	2194	5.35
2	63.4	63.2	10.10	425.51	2068	4.86
3	62.3	63.6	10.10	414.40	2928	7.07
4	62.1	63.6	10.00	406.17	1822	4.49
Esfuerzo promedio				$f'w$	[kg/cm ²]	5.44

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A continuación, en la Tabla 14, se presenta el modo de falla que caracterizó a cada uno de los muretes y en la Figura 29, se muestra un esquema general del ensayo realizado.



Figura 29. Falla en cono y grietas verticales en muretes a compresión.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 14.

Modo de falla producido en cada murete de mampostería.

Muestra	MODO DE FALLA PREDOMINANTE
	SEGÚN ASTM 1314-18
1	Ruptura en cono y falla por corte
2	Ruptura en cono y grietas verticales
3	Ruptura en cono y falla por corte
4	Ruptura en cono y grietas verticales
Falla Típica	Ruptura en cono

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A continuación, se presenta el comportamiento de los muretes de mampostería, en la Figura 30 se tiene el esfuerzo versus la deformación unitaria.

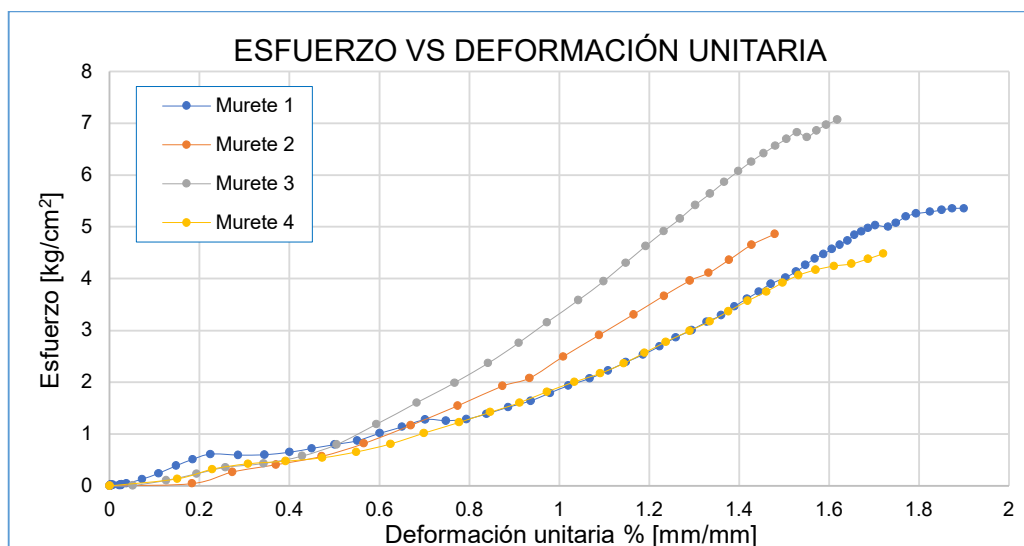


Figura 30. Curvas: Esfuerzo vs deformación unitaria de los muretes a compresión.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A partir de las curvas de esfuerzo vs deformación unitaria y mediante el método de regresión lineal se obtuvo el módulo de elasticidad de cada murete. Se calculó el módulo de elasticidad promedio y rectificado, el módulo de elasticidad rectificado corresponde al promedio de los resultados sin considerar los datos más dispersos.

Tabla 15.*Módulo de elasticidad de prismas a compresión.*

MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS MURETES		
No.	Factor de correlación	Em
	%	[kg/cm ²]
1	96%	279.94
2	96%	360.44
3	97%	493.76
4	96%	291.78
Módulo Promedio [kg/cm ²]		356.48
Módulo Rectificado [kg/cm ²]		310.72

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Si se realiza una comparación entre los módulos de elasticidad obtenidos en prismas y muretes se observa que existe una gran diferencia de aproximadamente 10 veces, lo cual muestra la necesidad de contar con muestras representativas de la mampostería en donde se pueda observar el trabe mecánico entre los mampuestos.

Pachano (2018) realizó un gran número de ensayos en muretes a compresión con diferente configuración de las hiladas y determinó que la resistencia a la compresión presenta su valor máximo cuando las hiladas están a 0° disminuye hasta los 67.5° y se recupera nuevamente a los 90°, mientras que el módulo de elasticidad comienza con un valor intermedio para los 0° sube gradualmente hasta los 67.5° y finalmente cae a los 90° de inclinación. Debido a esto, el ensayo a compresión en prismas (sin hiladas verticales) no es una manera adecuada para aproximarse a la resistencia a la compresión estándar ni al módulo de elasticidad.

3.1.9.2. Resistencia al Corte bajo Tensión Diagonal

La resistencia al corte bajo tensión diagonal, f_{ws} , se determinó siguiendo el procedimiento establecido en la norma (ASTM E519/E519M-20, 2020). Se construyeron 3 muretes cuyas dimensiones fueron de 80x80x10cm (dimensiones referenciales). En la Figura 31 se muestra un detalle constructivo de los muretes.



Figura 31. Muretes de mampostería para corte bajo tensión diagonal.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Una vez ejecutados los ensayos se obtuvo la información necesaria para calcular la resistencia al corte bajo tensión diagonal, en la Tabla 16 se presenta el procesamiento de la información.

Tabla 16.

Propiedades mecánicas de los muretes ensayados bajo tensión diagonal.

RESISTENCIA AL CORTE BAJO TENSIÓN DIAGONAL							
No.	Ancho	Altura	Diagonal	Espesor	Área neta	Carga máxima	Esfuerzo máximo de corte
	[cm]	h [cm]	d [cm]	t [cm]	[cm ²]	[kg]	[kg/cm ²]
1	82.70	83.30	117.38	10.00	830.00	2636.74	2.25
2	83.20	84.50	118.59	10.00	838.50	2490.63	2.10
3	82.40	83.70	117.45	10.00	830.50	2973.10	2.53
Esfuerzo promedio					fws	[kg/cm ²]	2.29

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El mecanismo de falla de los especímenes fue el esperado, este modo de falla se caracterizó por una grieta diagonal que parte al murete en dos mitades triangulares. En la Figura 32 se puede observar el modo de falla típico de las muestras.



Figura 32. Esquema general del ensayo (detalle del modo de falla del Murete 2).
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Vale la pena mencionar que la falla del murete 1 vino acompañada de aplastamiento en la esquina inferior, mientras que los muretes 2 y 3 tuvieron una falla explosiva y las grietas se produjeron a lo largo del bloque y de la junta de la diagonal.

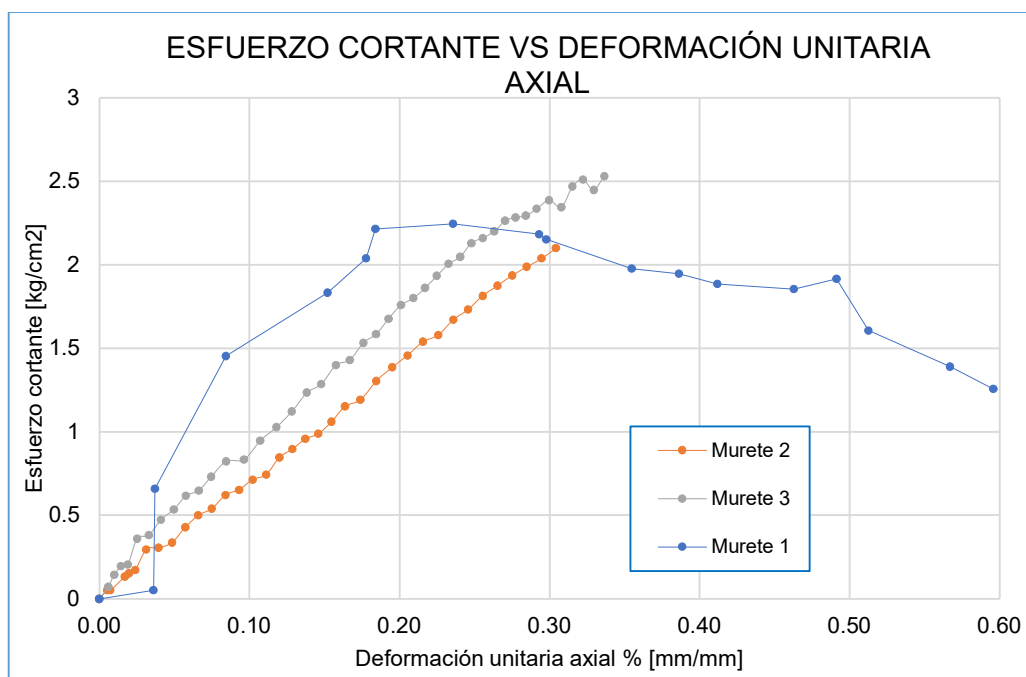


Figura 33. Curvas de carga vs deformación de los muretes ensayados.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la Figura 33 se tiene la carga aplicada versus la deformación unitaria paralela a la carga, debido a que no se instrumentaron los especímenes en el sentido perpendicular a la carga no se ha obtenido la deformación unitaria por cortante ni el módulo de rigidez de las muestras. Sin embargo, otros estudios como el de Pachano (2018) y Gualacata & Ortega (2017) han analizado la mampostería a profundidad y se puede encontrar mucha información en caso de requerirse para la calibración de los modelos.

3.2. EQUIPOS

Los equipos utilizados para la ejecución y obtención de resultados de los ensayos a carga lateral fueron proporcionados por el CIV. Estos equipos están conformados tanto por el sistema de transmisión de carga y por la instrumentación para medición de deformaciones. Adicionalmente, se colocaron *strain gauges* para conocer el comportamiento local de los prototipos.

3.2.1. EQUIPO DE TRANSMISIÓN DE CARGA



Figura 34. Gato hidráulico en acción, celda de carga lateral y placa de acople.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El equipo de transmisión de carga consta de un cilindro hidráulico de embolo sólido de doble acción que se empotra al muro de reacción del laboratorio. Este cilindro, por un lado, se conecta con una placa de unión para anclarse en el muro de reacción y por el otro lado se conecta con la celda de carga, la celda de carga

tiene una capacidad de 100 toneladas de empuje y 40 toneladas de halado. La celda se conecta a una placa de acople, y esta a su vez se conecta mediante pernos con otra placa que se encuentra conectada a los prototipos. En la Figura 34 se muestra el esquema general del gato hidráulico, celda de carga y placa de acople.

La carga se aplica mediante el monitoreo de una bomba ENERPAC con capacidad de 100 toneladas, a través de mangueras de presión ENERPAC con capacidad de 1406 kg/cm² de presión (ver Figura 35).



Figura 35. Bomba y mangueras para aplicación de carga (ENERPAC).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.2.2. SISTEMA DE MEDICIÓN DE DEFORMACIONES

El sistema de medición de deformaciones se compone por 3 transductores de desplazamiento lineal variable o LVDT, estos transductores se ubicaron en la cimentación, a mitad de la altura de la columna y en el eje central de la viga. A través del LVDT colocado en el eje de la viga se tiene el control para realizar el ensayo.



Figura 36. LVDT del sistema de medición de deformaciones.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Finalmente se tiene el sistema *Controls* para digitalización de datos de carga y deformaciones, estos canales recibirán la información del sensor colocado en la celda de carga (monitorea la carga), de los LVDT colocados en los prototipos (monitorean el desplazamiento) y de los *strain gauges* colocados en zonas locales de los prototipos.

3.2.3. SISTEMA DE PRETENSIÓN A LOSA DE REACCIÓN

El sistema de fijación de los pórticos a la losa de reacción del laboratorio se realizó mediante el uso de barras roscadas de acero (ejes) distribuidas en toda la losa de cimentación. La pretensión dada a los ejes fue aplicada mediante un cilindro manual de émbolo hueco ENERPAC con una capacidad de 703 kg/cm^2 (ver Figura 37).



Figura 37. Cilindro manual para pretensión de ejes.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

3.3. INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación consiste en colocar sistemas de medición en los prototipos, de forma especial en aquellos puntos clave que permitan caracterizar el comportamiento del enchape y de los miembros estructurales.

El sistema de medición de esfuerzos y deformaciones se conforma por galgas extensiométricas uniaxiales mismas que trabajan como sensores cuya resistencia varía con la acción que se aplique a los elementos (*strain gauges*). Y así, finalmente transformar las variaciones de la resistencia del sensor en valores de esfuerzo y deformaciones unitarias.



Figura 38. Strain gauge colocado en la base de la columna de acero.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Este sistema de medición se colocó con la finalidad de apreciar el estado tensional y deformaciones unitarias a nivel local de los elementos estructurales que conforman los prototipos. De esta manera se conoce el comportamiento del acero estructural que conforma los pórticos y del acero de refuerzo de los enchapes.

La ubicación de las galgas en los prototipos se realizó dependiendo de los casos de estudio que se describen en la sección 4.1, para los casos donde se ensayó los prototipos reforzados y rehabilitados se tiene la configuración mostrada en la Figura 39, mientras que en el caso donde se tiene el pórtico con el panel de relleno se tiene la configuración de la Figura 40.

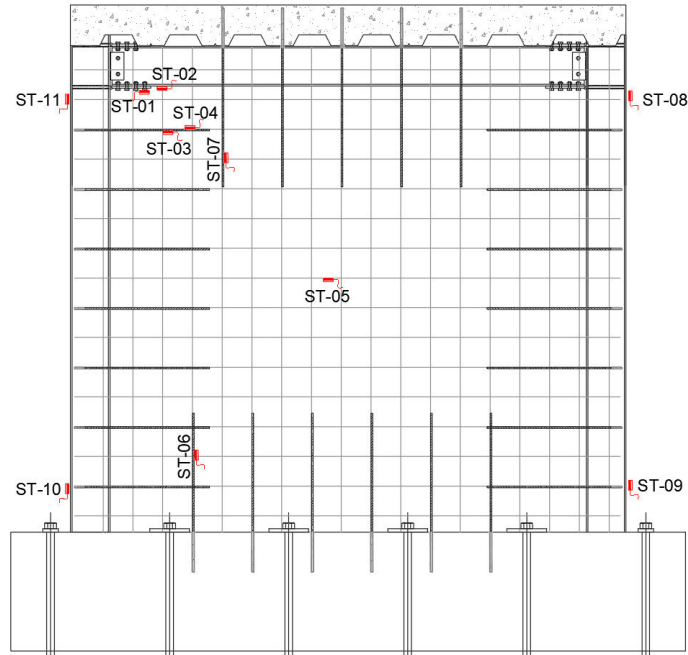


Figura 39. Ubicación de strain gauges para prototipos reforzados y rehabilitados.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

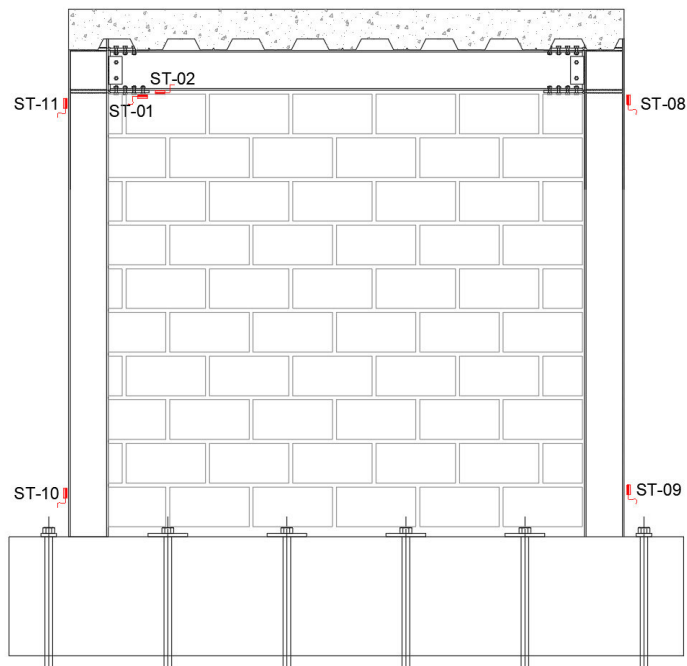


Figura 40. Ubicación de strain gauges para prototipo con mampostería de relleno.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la siguiente Tabla 17, se resume la ubicación de las galgas extensiométricas en los prototipos y el código que corresponde.

Tabla 17.

Resumen de colocación de strain gauges.

INSTRUMENTACIÓN	
Identificación	Ubicación de Strain Gauge
ST-01	Conexión viga-columna
ST-02	Patín inferior de viga
ST-03	Chicote unión columna-malla
ST-04	Esquina superior de malla
ST-05	Centro de malla
ST-06	Chicote de cimentación
ST-07	Chicote de losa
ST-08	Nudo superior de C2
ST-09	Nudo inferior de C2
ST-10	Nudo inferior de C1
ST-11	Nudo superior de C1
NOTA: C1 corresponde a la columna que tiene contacto con el gato.	

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Por otro lado, también se instrumentaron los prototipos para determinar la variación de los periodos fundamentales de vibración durante las diferentes etapas de construcción de los pórticos.

Para la medición de vibraciones ambientales se hizo uso del equipo TROMINO BLU de la marca MOHO, conformado por tres sensores velocímetros y tres sensores acelerómetros ortogonales. La instrumentación y el procesamiento de los resultados fueron procesados por el equipo técnico del CIV-EPN.

En la Figura 41 se observa un esquema general de la instrumentación del prototipo, el sentido norte del sensor se coloca paralelo al sentido longitudinal del pórtico, y el sentido este paralelo al sentido transversal o corto del pórtico.



Figura 41. Equipo para medición de vibraciones ambientales.

Fuente: Personal del CIV-EPN.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL Y DISEÑO DE PROTOTIPOS

4.1. PROGRAMA DE ENSAYOS

En esta sección se describe los tipos de ensayos a ejecutarse y se explican los prototipos del proyecto y los casos de estudio analizados en cada prototipo.

4.1.1. DESCRIPCIÓN DE ENSAYO

El ensayo de carga lateral se realiza con la finalidad de caracterizar los pórticos, esta caracterización no solo implica conocer las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes, sino también la definición de sus propiedades dinámicas cuando este funcione como un solo cuerpo o sistema estructural (Pachano, 2018).

Se realizaron dos tipos de ensayos, el primero fue un ensayo de calibración en donde se plantea conocer la rigidez inicial del pórtico antes de que se construya el relleno de mampostería. Por lo tanto, se debe aplicar varios ciclos reversibles de cargas dentro del rango elástico del pórtico de acero. Para ello se debe limitar las derivas a 0.60% a ambos sentidos. Si bien es cierto, la curva de capacidad estará incompleta, pero mediante la calibración del modelo en un software se puede completar los resultados.

El segundo tipo de ensayo se caracteriza por ser histerético cíclico con incrementos en la carga lateral; con este ensayo se pretende conocer el comportamiento histerético del sistema estructural. Para ello se requiere aplicar patrones de cargas reversibles que superen el rango elástico del pórtico de acero causando deformaciones permanentes por daño en los componentes.

A continuación, se da a conocer el número de prototipos con los que cuenta el proyecto, y los casos de estudio en cada prototipo. Cabe recalcar que ambos prototipos son idénticos y lo único que varía son los casos de estudio, que se explican en la siguiente sección.

4.1.2. PROTOTIPO 1

En el prototipo 1 se plantea el primer caso de estudio, que consiste en la colocación del relleno de mampostería y seguidamente la colocación del enchape mediante malla electrosoldada y conectores, que permiten que el comportamiento entre relleno, enchape y marco de acero sea monolítico al momento de aplicar la carga lateral. Todo este procedimiento es realizado **sin un daño previo en la mampostería, y hasta generar un colapso total del sistema marco de acero, mampostería y enchape**. De esta forma se conoce la efectividad del enchape, y es posible determinar otras propiedades estructurales, tales como energía disipada, degradación de la rigidez y derivas. Toda la información obtenida es comparada con los casos de estudio del prototipo 2.

4.1.3. PROTOTIPO 2

En el prototipo 2 se estudió tres casos, siendo los casos de estudio del segundo al cuarto. El segundo caso de estudio consiste en realizar un ensayo de calibración en el **marco de acero desnudo**. Ya que se necesita el pórtico sano para el tercer caso de estudio, únicamente se aplica cargas reversibles en el rango elástico y con la información obtenida se calibró un modelo computacional y se obtuvo la curva de capacidad completa que caracteriza al pórtico. Este ensayo de calibración se realizó con la finalidad de conocer la rigidez inicial del marco de acero, y para poder comparar con las curvas de capacidad que se obtendrán en el resto de los casos de estudio. De esta manera es posible evidenciar la influencia tanto de mampostería como de enchape.

Una vez finalizado el ensayo de calibración del pórtico desnudo se plantea el tercer caso de estudio, consiste en la colocación del relleno de mampostería y

someterlo a un ensayo histerético hasta que en la mampostería llegue a producirse un daño moderado. Para obtener el daño moderado en la mampostería, se debe limitar las derivas hasta aproximadamente 0.50%. Es decir, en este caso se estudiará al pórtico de acero al someter a la **mampostería a un daño moderado previo al enchape.**

Una vez obtenido el daño moderado en la mampostería, se procede a analizar el cuarto caso de estudio, el mismo que consiste en realizar la rehabilitación del relleno de mampostería mediante el enchape a través de malla electrosoldada, y nuevamente se lo somete a un ensayo histerético hasta producir el colapso total del sistema marco de acero, **mampostería y enchape con daño moderado previo en la mampostería.**

4.1.4. RESUMEN

En la Tabla 18 se presenta un resumen de los casos que se estudiaron en el desarrollo de este proyecto de investigación.

Tabla 18.

Resumen de casos de estudio del proyecto de investigación.

CASOS DE ESTUDIO		
PROTOTIPO 1	1	Pórtico Enchapado sin daño previo en mampostería
PROTOTIPO 2	2	Pórtico Desnudo
	3	Pórtico con Mampostería
	4	Pórtico Enchapado con daño previo moderado en Mampostería

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.2. DISEÑO DE ESPECÍMENES

En esta sección se presentan los diseños de los elementos estructurales que conforman el proyecto (cimentación, elementos del pórtico de acero, conexión, etc.).

4.2.1. CIMENTACIÓN

Para la obtención de la demanda que existe en la cimentación se realizó un modelo en un software computacional en donde se analizó la interacción entre la cimentación y los distintos casos de estudio del proyecto, obteniéndose la envolvente de momentos y cortante que se muestran en las Figuras 42 y 43. Ésta demanda se obtuvo para una cimentación conformada por una viga de 60x60cm. Y los ejes de anclaje en la losa fueron considerados como apoyos fijos, es decir, se restringió su movimiento en las direcciones x,y,z. El caso de estudio más desfavorable para la cimentación corresponde a un pórtico enchapado sin daño previo en mampostería.

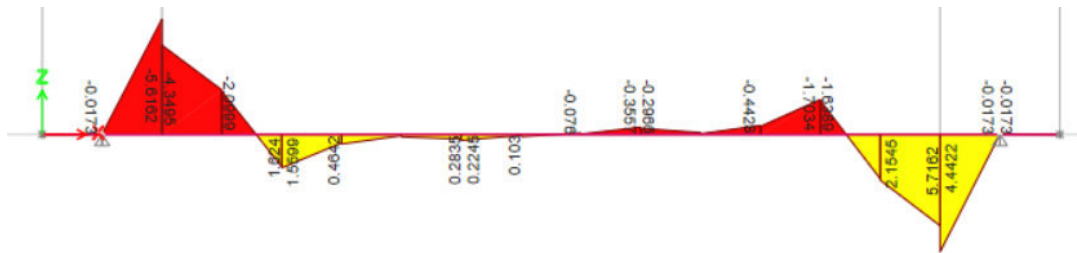


Figura 42. Demanda de momentos en la viga de cimentación.

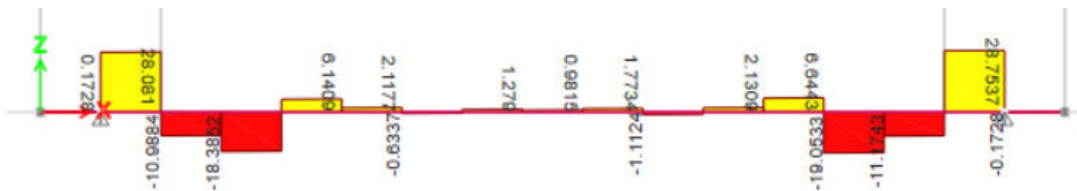


Figura 43. Demanda de cortante en la viga de cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En base a los resultados obtenidos se obtiene las cuantías requeridas para corte y momento, y se observa que la cuantía requerida a momento no supera la cuantía mínima, por lo que se decide considerar la recomendación del ACI 318S-19 capítulo 9 sección 9.6.1.3. en donde establece que se permite colocar 4/3 del acero requerido en el cálculo en toda la sección de viga. En la Tabla 19 se presenta el diseño a flexión de la viga.

Tabla 19.*Diseño a flexión de la viga de cimentación.*

DISEÑO A FLEXIÓN			
Mu =	6	[ton·m]	Momento último
f _c =	210	[kg/cm ²]	Resistencia del hormigón a los 28 días
f _y =	4200	[kg/cm ²]	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
φ =	0.90	[-]	Factor de reducción de resistencia para flexión
b =	60	[cm]	Base de la viga
d =	54	[cm]	Peralte de la viga
As min =	10.80	[cm ²]	14/f _y *b*d
As req =	2.97	[cm ²]	As requerido
4/3 As =	3.96	[cm ²]	4/3 As requerido
As col =	4.52	[cm ²]	As colocado en la viga
OK			4φ12mm @ 15cm

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 20.*Diseño a corte de la viga de cimentación.*

DISEÑO A CORTANTE			
Vu =	28	[ton]	Cortante vertical último
φ =	0.75	[-]	Factor de reducción de resistencia para corte
φV _c =	20.07	[ton]	Contribución del hormigón
V _s =	10.7	[ton]	Contribución de acero requerida para corte
S =	10	[cm]	Espaciamiento
Av =	0.47	[cm ²]	Área de acero requerida
φ estribo =	8	[mm]	Diámetro del refuerzo transversal
A estribo =	0.50	[cm ²]	Área de refuerzo transversal
# ramas =	1	[-]	Ramas de refuerzo transversal
OK			1GRφ8mm @ 10cm

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la Tabla 20 se presentan las verificaciones realizadas para el diseño a corte. Se observa que la necesidad de acero es bien baja puesto que la contribución del hormigón es alta, debido a la gran sección transversal de la viga. Para corte, es necesario colocar ganchos de 8mm@10cm en las zonas cercanas a las bases de las columnas, mientras que en las zonas centrales el espaciamiento puede

aumentar a 20 o 25cm, ya que los ganchos en esta zona cumplen una función constructiva.

Debido a la cercanía que existe entre los pórticos del proyecto y los pórticos de otros tesis del Centro de Investigación de Vivienda (CIV), se decidió realizar una sola losa de cimentación que contenga los 4 pórticos de ambos proyectos. De esta manera se tiene el aporte de una gran losa de cimentación cuyas dimensiones son 3.40x2.30x0.60m y también se suple la demanda de ejes de anclaje a la losa de reacción del laboratorio CIV, en la Tabla 21 se presenta un resumen del análisis realizado para obtener el número de ejes necesarios y la pretensión de cada uno de ellos. Todo esto con la finalidad de que la losa se mantenga firme y su comportamiento no influya en los resultados obtenidos.

Para determinar los ejes necesarios, primero se realiza sumatoria de fuerzas en la dirección X en el diagrama de cuerpo libre de un pórtico. Las fuerzas que interactúan en la dirección X son la fuerza de rozamiento de los ejes de anclaje, F_r , y la fuerza lateral del caso de estudio más desfavorable, es decir, del pórtico con mampostería y enchapado sin daño previo.

La fuerza lateral esperada es de aproximadamente $F=60 \text{ ton}$. Por información brindada por el CIV se conoce que la máxima pretensión que se puede dar a los ejes es de $P=562 \text{ kg/cm}^2$ para un eje de diámetro 64mm, y el coeficiente de rozamiento es de $\mu=0.3$. Haciendo uso de la ecuación 1 se obtiene el número de ejes requeridos para anclaje de losa.

$$n \cdot P \cdot \emptyset - F = 0 \quad (1)$$

Donde:

n : Número de ejes de anclaje a losa de reacción.

P : Máxima pretensión recomendada.

\emptyset : Diámetro del eje de anclaje a losa de reacción.

F : Máxima fuerza lateral esperada en el ensayo.

Tabla 21.

Verificación de número de ejes requeridos para anclaje a losa de reacción.

VERIFICACIÓN DE EJES DE ANCLAJE A LOSA DE LABORATORIO			
F =	60	[ton]	Fuerza lateral esperada
P =	562	[kg/cm ²]	Máxima pretensión recomendada
φ =	6.4	[cm]	Diámetro del eje de anclaje a losa de laboratorio
μ =	0.30	[-]	Coefficiente de rozamiento
N =	18	[ton]	Fuerza Normal
Fr =	5	[ton]	Fuerza de Rozamiento
n =	12	[u]	Numero de ejes requeridos

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se observa que se requiere de al menos 12 ejes cuando se ejecute el ensayo del caso más desfavorable. Este requerimiento se puede suplir con facilidad ya que la losa de cimentación posee la capacidad de colocar 24 ejes, sin embargo, se debe contar en el CIV con los ejes para realizarlo. Cabe recalcar que la necesidad de los 12 ejes es para el caso de estudio más desfavorable, para el resto de los casos la demanda disminuye. A continuación, se presentan las especificaciones técnicas para la cimentación y esquemas del armado final de la losa de cimentación (ver Figura 44).

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- Hormigón de losa de cimentación tiene una resistencia a la compresión a los 28 días de 210 kg/cm².
- El recubrimiento del acero de refuerzo es de mínimo 5 cm.
- El acero de refuerzo tiene una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm².
- Los ganchos cumplen una función netamente constructiva, así que deberán colocarse en aquellas zonas donde se facilite su construcción.
- En caso de requerirse algún traslape en el acero longitudinal o transversal este no deberá ser menor a 70 cm.
- Las varillas de 18mm se colocaron transversalmente bajo el área de la placa metálica, con el objetivo de distribuir la fuerza generada en los ejes de anclaje a la losa de reacción del CIV.

- Importante dejar pasando las guías para los ejes de anclaje a losa de reacción de PVC $\varnothing=76\text{mm}$ previo a la fundición.
- Importante colocar papel periódico por facilidad al momento del desalaje de la losa de cimentación.

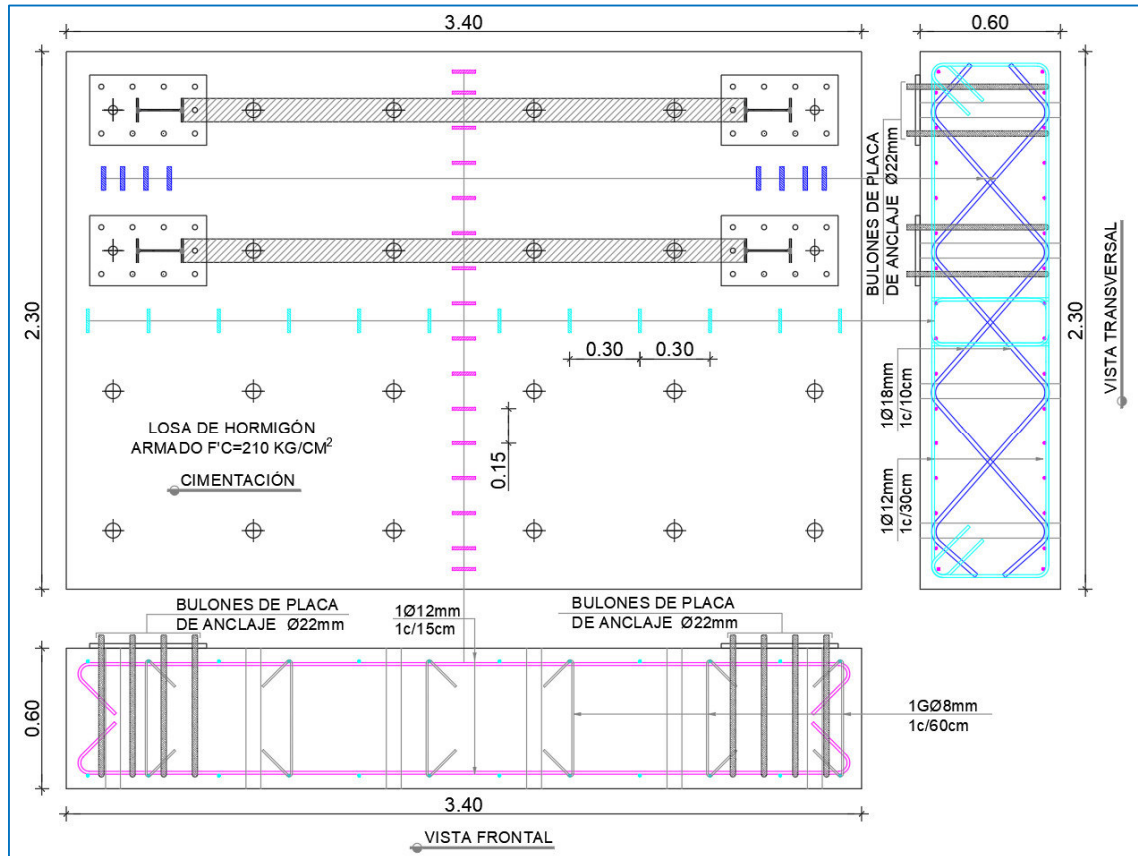


Figura 44. Armado longitudinal y transversal de cimentación de prototipos.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.2.2. PÓRTICO

Para la conformación de los prototipos se ha seleccionado perfiles de acero laminados en caliente tanto para columnas como vigas. La geometría de las secciones tomadas es consistente con las limitaciones del laboratorio, para la ejecución de los ensayos. Se procedió a realizar una revisión de acuerdo con las especificaciones de la norma extranjera (ANSI/AISC 341-16, 2016) ya que a pesar de que las verificaciones que propone la norma (ANSI/AISC 360-16, 2016) son

suficientes para prevenir el pandeo local, ensayos que se han realizado han demostrado que para algunos Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) tales revisiones no son adecuadas según la norma nacional (NEC-SE-AC, 2015).

La configuración adoptada del prototipo satisface todos los requerimientos de un sistema de Pórticos Especiales a Momento (PEM), es decir, es capaz de resistir deformaciones inelásticas significativas al ser sometido a fuerzas laterales inducidas por el sismo de diseño (NEC-SE-AC, 2015).

4.2.2.1. Propiedades de la sección.

La sección del perfil que se ha tomado en vigas y columnas presenta las propiedades que se muestran en la Tabla 22 y en la Figura 45 se observa la sección transversal.

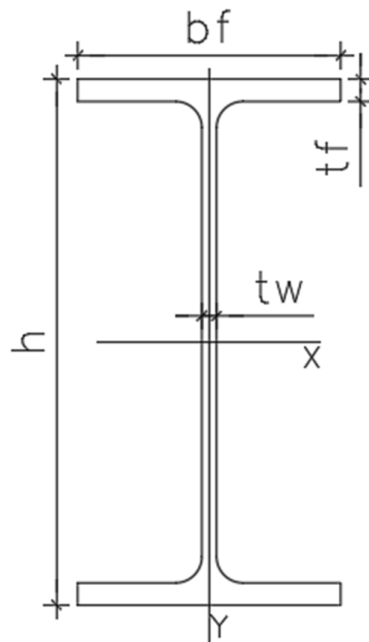


Figura 45. Esquema del perfil IPE 200.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 22.*Propiedades de la sección de perfil de pórticos.*

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
Fy=	2530	[kg/cm ²]	Resistencia de fluencia de acero
E=	2043000	[kg/cm ²]	Módulo de elasticidad de acero
bf=	10.00	[cm]	Ancho de patín
tf=	0.85	[cm]	Espesor de patín
h=	20.00	[cm]	Altura de viga
tw=	0.56	[cm]	Espesor de alma
As=	28.50	[cm ²]	Área de la sección del perfil
Peso=	22.40	[kg/m]	Peso lineal del perfil
Ix=	1943.00	[cm ⁴]	Inercia en x del perfil
Iy=	142.00	[cm ⁴]	Inercia en y del perfil
Zx=	220.70	[cm ³]	Módulo plástico en x del perfil
Zy=	44.60	[cm ³]	Módulo plástico en y del perfil
rx=	8.26	[cm]	Radio de giro en x del perfil
ry=	2.23	[cm]	Radio de giro en y del perfil

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.2.2.2. Clasificación de la sección**Tabla 23.***Clasificación de sección de acuerdo con AISC-341-16.*

Patines			Alma		
$\lambda_{hd} =$	7.98	[-]	$\lambda_{hd} =$	64.05	[-]
$\lambda_{md} =$	9.97	[-]	$\lambda_{md} =$	98.70	[-]
bf=	10.00	[cm]	h=	18.30	[cm]
tf=	0.85	[cm]	tw=	0.56	[cm]
bf/tf=	5.88	[-]	h/tw=	16.34	[-]
Revisión:	Patín de alta ductilidad		Revisión:	Alma de alta ductilidad	
Sección de alta ductilidad o sísmicamente compacta					

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La clasificación de la sección se realiza en función de las relaciones de ancho/espesor de los elementos que la conforman, se hace una revisión tanto para alma como para patines, como se muestra en la Tabla 23.

4.2.2.3. Revisión de estados límite

Según la norma AISC-360-16, para secciones sísmicamente compactas, se realizan los chequeos para miembros sin elementos esbeltos. En columnas se requiere hacer la revisión de estados límite para Pandeo Flexural (PF) y Pandeo Torsional (PT).

Tabla 24.

Resistencia de la sección para pandeo flexo-torsional.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
J=	5.26	[cm ⁴]	Constante torsional
Cw=	14166.67	[cm ⁶]	Constante de alabeo
G=	787220.92	[kg/cm ²]	Módulo de corte
Lcz=	250.00	[cm]	Longitud efectiva en z
Fe=	4179.90	[kg/cm ²]	Esfuerzo elástico de pandeo torsional
Fcr=	1963.72	[kg/cm ²]	Esfuerzo crítico
φPn=	50.37	[ton]	Resistencia a compresión de la sección

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 25.

Resistencia de la sección para pandeo flexural.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
KL=	3	[-]	Longitud efectiva de columnas
fex=	15274.03	[kg/cm ²]	Esfuerzo elástico de pandeo en x
fey=	1116.27	[kg/cm ²]	Esfuerzo elástico de pandeo en y
KL/rx=	36.33	[-]	Relación en x
KL/ry=	134.40	[-]	Relación en y
Límite:	133.85	[-]	$4.71 \cdot (E/Fy)^{0.5}$
Fcrx=	2360.42	[kg/cm ²]	Esfuerzo crítico en x
Fcry=	978.97	[kg/cm ²]	Esfuerzo crítico en y
φPnx=	60.54	[ton]	Resistencia a compresión en x
φPny=	25.11	[ton]	Resistencia a compresión en y
φPn=	25.11	[ton]	Resistencia a compresión de la sección

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Como se puede observar, el esfuerzo elástico para pandeo torsional es mayor que el esfuerzo elástico para pandeo flexural obtenido en el eje “y”, por esa razón, la resistencia de la sección corresponde a la obtenida por el límite de pandeo flexural.

En vigas, se requiere la revisión para fluencia y para Pandeo Lateral Torsional (LTB) de sus siglas en inglés. Para la revisión del estado límite LTB se considera una distancia entre apoyos o arriostres laterales de la viga $L_b=0.8m$.

Tabla 26.

Resistencia a flexión de la sección por fluencia.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
$F_y=$	2529.87	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de acero de viga
$Z_x=$	220.70	[cm ³]	Módulo plástico en x del perfil
$M_p=$	5.03	[ton·m]	Momento plástico

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 27.

Resistencia a flexión de la sección por Pandeo Lateral Torsional.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
$L_b=$	0.80	[m]	Longitud entre arriostres laterales de vigas
$L_p=$	4.19	[m]	Limitación de longitud de arriostres laterales de vigas
$\phi M_n=$	5.03	[ton·m]	Resistencia a la flexión de la viga

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Finalmente, en la Figura 46 se presenta el esquema general de los prototipos para la ejecución de la investigación.

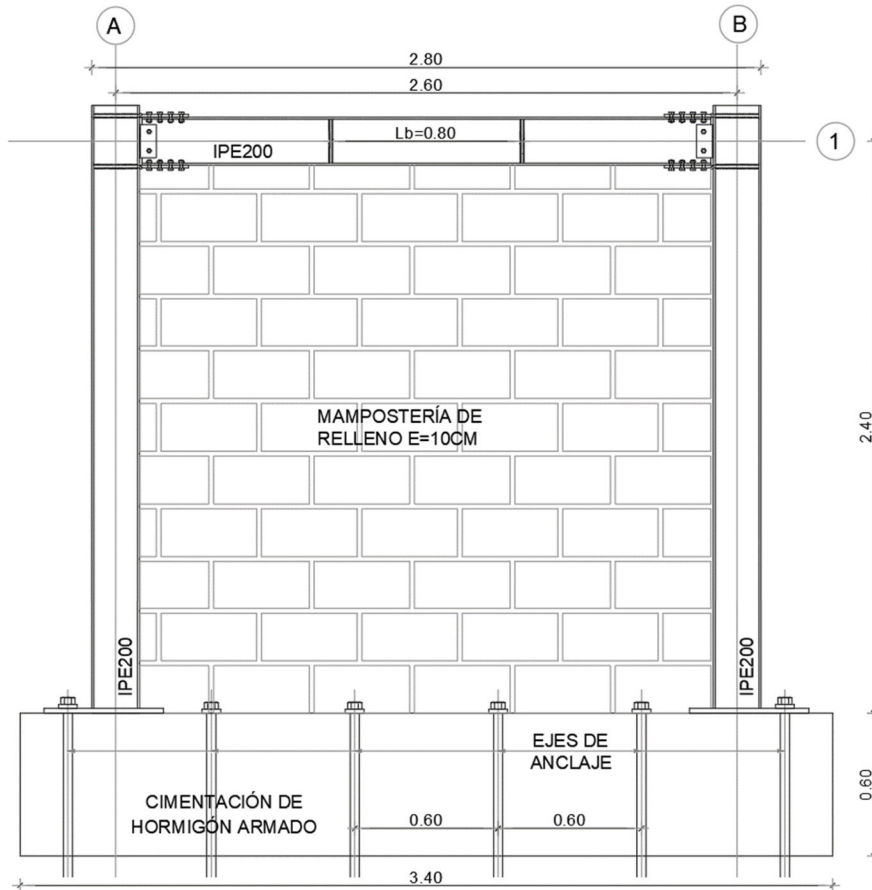


Figura 46. Esquema general del prototipo.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.2.2.4. Conexión placa base

La placa base es el elemento que conectará la estructura de acero con la losa de cimentación, el diseño de la placa base se ha realizado siguiendo las recomendaciones de la guía de diseño en acero (AISC Steel design guide, 2006) *Base Plate and Anchor Rod Design* y el diseño de los anclajes al concreto o pernos de anclaje siguen las recomendaciones del capítulo 17 del (ACI 318S-19, 2019).

Luego de haber realizado los análisis correspondientes, se ha decidido sobredimensionar la placa y los anclajes de tal forma que se pueda obtener resultados del comportamiento del enchape, y que alguna posible falla en el anclaje con la cimentación no influya en los resultados experimentales.

Como punto de partida se realizó un análisis pushover en el software Seismostruct, tomando datos experimentales y recomendaciones de tesis desarrolladas con anterioridad en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), en donde al igual que este proyecto se ha hecho uso de mampuestos no industrializados y típicos de la ciudad de Quito. En la Tabla 28 se observan los resultados del análisis realizado, este análisis se realizó con la finalidad de obtener la demanda en los escenarios a analizarse experimentalmente.

Tabla 28.

P: Pórtico desnudo, P+M: Pórtico más Mampostería, P+M+E: Pórtico más Mampostería más Enchape. Pu, Mu, Vu son las demandas de axial, momento y corte respectivamente.

CASOS DE ESTUDIO		Pu [ton]	Mu [ton·m]	Vu [ton]
P	Q = 11.22 ton	5.6	6.8	5.9
P + M	Q = 19.37 ton	5.3	5.9	5.0
P + M + E	Q = 56.08 ton	30.8	4.9	3.8

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Finalmente, se colocó una placa base en acero A36 cuyas dimensiones son 500x300x20mm, en donde la columna está sujeta mediante soldadura filete en T con un espesor mínimo de 9 mm.

En esta placa se colocó un arreglo de 9 varillas de acero $\varnothing=22\text{mm}$ con una resistencia a la fluencia de $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$. Además, debido a la cercanía que tiene con uno de los ejes de anclaje a la losa de reacción del laboratorio, este deberá alojarse dentro del arreglo de varillas.

A continuación, en la Figuras 47 y 48 se presenta un esquema en planta de la placa y el arreglo de varillas o bulones.

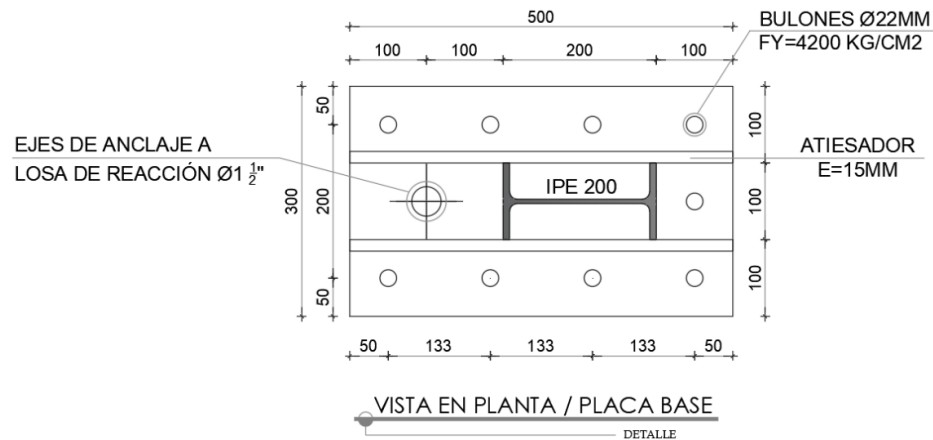


Figura 47. Vista en planta de placa base y ubicación de bulones de anclaje.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

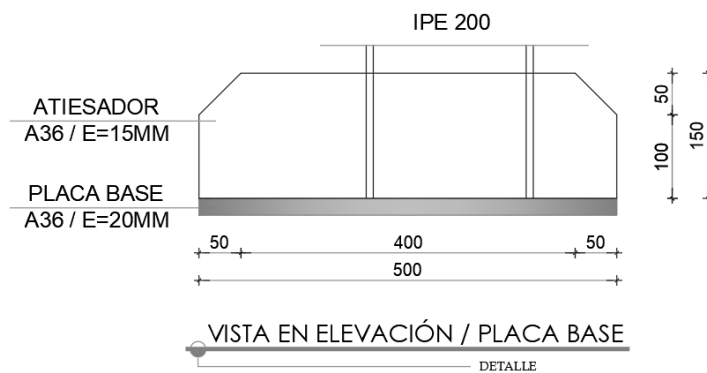


Figura 48. Vista en elevación de placa base.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 29.

Propiedades del material y dimensiones de la placa base.

DIMENSIONES DE LA PLACA		
Material =	A 36	
B =	500	[mm]
H =	300	[mm]
e =	20	[mm]
Peso =	24	[kg]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Los bulones con pata se profundizan mínimo 50cm y tienen una pata de mínimo 33cm, este requerimiento es necesario para un buen anclaje con el hormigón.

Tabla 30.

Propiedades del material y dimensiones de los bulones con pata.

ARREGLO DE BULONES		
Material =	4200	[kg/cm ²]
φ =	22	[mm]
var en B =	4	[u]
var en H =	3	[u]
hef =	50	[cm]
eh =	33	[cm]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En el Anexo 2 se adjunta las revisiones que garantizan que, tanto la placa como el arreglo de anclajes cumplen con los requisitos establecidos en las normas vigentes.

4.2.2.5. Conexión viga columna

Para la conexión entre vigas y columnas se toma un tipo de conexión precalificada *Bolted Flange Plate (BFP)* de acuerdo con lo especificado en la norma (AISC 358-16, 2016). La conexión BFP es una conexión a momento, las placas apernadas a las alas de las vigas se sueldan mediante soldadura de penetración en el ala interior de la columna. Los pernos que unen las placas y alas de vigas corresponden a pernos de alta resistencia, para este estudio se toma pernos ASTM A325. Las placas tanto superior como inferior que se conectan con las alas de las vigas son idénticas y están encargadas de resistir momento flector. Por otro lado, se tiene la placa de cortante que conecta el alma de la viga con el ala de la columna, la conexión entre placa de cortante y alma de la viga se lleva a cabo con pernos en perforaciones de ranura corta mientras que la conexión de la misma placa con el ala de la columna se realiza mediante soldadura de filete. Finalmente, en este tipo de conexión se espera la formación de rotulas plásticas o fluencia del acero en la viga en regiones aledañas a la placa conectada a las alas de vigas. En la figura 49 se muestra un esquema general de este tipo de conexiones y en el Anexo 3 se presenta el diseño de la conexión.

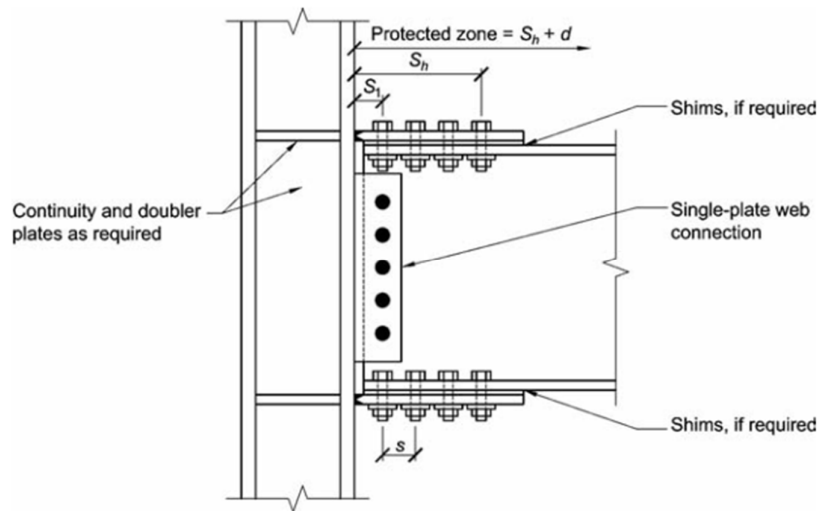


Figura 49. Conexión a momento de Placa emperrada a patines o BFP.

Fuente: AISC-358-16.

A continuación, se muestra un resumen de la geometría de los elementos constituyentes de la conexión y un resumen de las revisiones realizadas, de acuerdo con el capítulo 7 de la norma AISC 358-16.

Tabla 31.

Resumen de placas sobre patines y alma.

Ubicación	Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
PATINES	Fy	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de placa sobre patines
	bfp=	10	[cm]	Ancho mínimo de placa sobre patines
	L=	20.5	[cm]	Longitud de placa sobre patines
	tp=	1.2	[cm]	Espesor de placa sobre patines
ALMA	Fy=	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de placa de cortante
	b=	7	[cm]	Ancho horizontal de la placa
	hp=	14	[cm]	Altura vertical de la placa
	tp=	1	[cm]	Espesor de placa

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 32.

Resumen de pernos ASTM A325 sobre patines y alma.

Ubicación	Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
PATINES	Fy=	8437	[kg/cm ²]	Resistencia mínima a la fluencia de pernos
	Db=	13	[mm]	Diámetro del perno asumido
ALMA	Fy=	8437	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de pernos para conexión de corte en el alma
	Db=	13	[mm]	Diámetro de perno para la conexión de la placa de corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 33.

Resumen de soldadura sobre patines y alma.

Ubicación	Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
PATINES	Fy=	4921	[kg/cm ²]	Esfuerzo de rotura de electrodo
	Tipo=	Penetración	[-]	Tipo de soldadura
ALMA	Fy=	4921	[kg/cm ²]	Esfuerzo de rotura de electrodo
	Tipo=	Filete	[-]	Tipo de soldadura

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Además, es importante recalcar la relación de momentos entre columna y viga. El momento plástico nominal de la columna es de 11.14 ton·m y el momento plástico nominal de la viga es de 8.06 ton·m obteniendo una relación de 1.38, satisfaciendo el criterio de columna fuerte-viga débil en la conexión (NEC-SE-AC, 2015).

A partir de la geometría y propiedades de materiales de los elementos constituyentes de la conexión viga-columna que se considera en este estudio, se ha procedido a realizar los chequeos necesarios para garantizar un adecuado funcionamiento en los ensayos sobre los prototipos.

La Tabla 34 muestra un resumen de estos chequeos.

Tabla 34.
Resumen de chequeos sobre la conexión viga-columna.

Limitaciones generales	
$h < 92\text{cm}$ (Limitación de altura de viga)	Ok
$t_f < 28\text{mm}$ (Limitación de espesor de patines)	Ok
$L_t/h \geq 9$ (Limitación para Pórticos Especiales a Momento)	Ok
Requerimientos para pernos en patines	
Limitación de diámetro máximo de pernos en los patines	Ok
Requerimiento de número mínimo de pernos en placa	Ok
Requerimiento de número mínimo de pernos en el patín	Ok
Requerimientos para placas en patines	
Distancia mínima de perforaciones al borde en placas	Ok
Distancia mínima de perforaciones entre pernos	Ok
Revisión de espesor mínimo de placa	Ok
Revisión de rotura por tensión	Ok
Revisión de resistencia del bloque de corte	Ok
Revisión de resistencia por pandeo de placa comprimida	Ok
Requerimientos para placa de cortante	
Revisión de resistencia al corte de pernos	Ok
Distancia mínima de perforaciones al borde en placas	Ok
Distancia mínima de perforaciones entre pernos	Ok
Revisión de rotura por tensión	Ok
Revisión de resistencia a punzonamiento de la placa de corte	Ok
Revisión de resistencia a punzonamiento del alma de viga	Ok
Revisión de resistencia del bloque de corte	Ok
Revisión de estabilidad de placa de cortante	OK
Revisión de resistencia de soldadura	Ok

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A continuación, se muestra los esquemas que corresponden a la conexión entre viga y columnas de los pórticos.

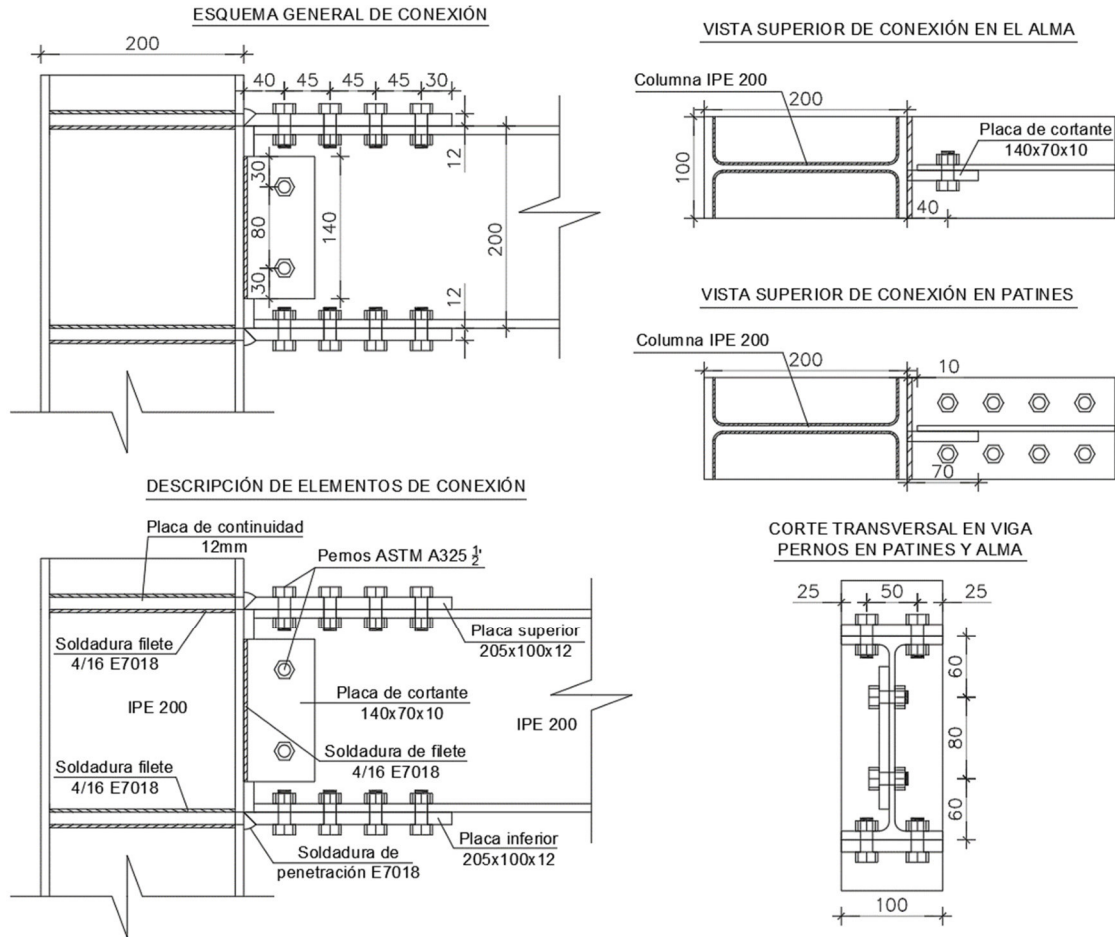


Figura 50. Esquemas de conexión viga-columna.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.3. IMPLANTACIÓN DEL PROYECTO

Como se mencionó antes, el desarrollo de este proyecto se llevó a cabo en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional. A continuación, se presenta un esquema inferior de la implantación del proyecto.

La losa de cimentación del proyecto se ancla a la losa de anclaje del laboratorio mediante ejes de anclaje, la mayoría de estos ejes tienen una separación entre sí de aproximadamente 60 cm en ambas direcciones.

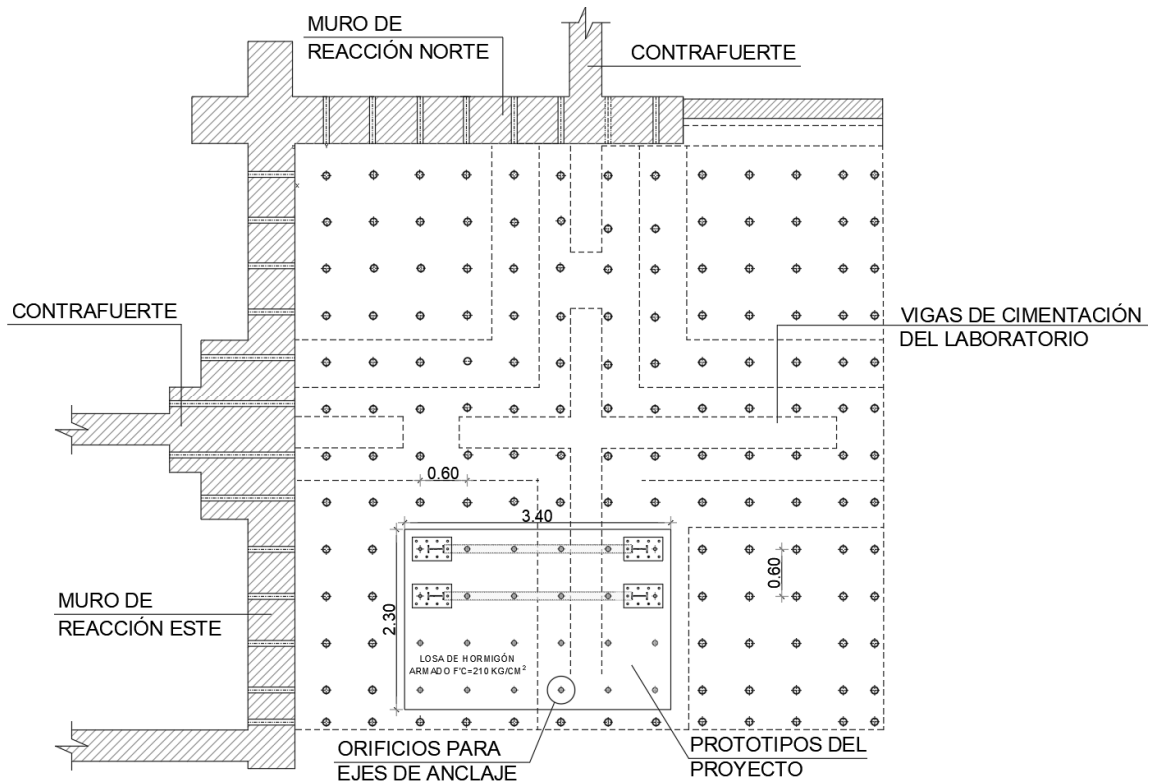


Figura 51. Vista en planta del proyecto.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Es importante el replanteo en elevación del proyecto, ya que se cuenta con medidas estandarizadas del equipo para aplicación de la carga lateral, las características del equipo se explican en la sección 3.2.

Por lo tanto, los prototipos deben implantarse de tal forma que se cuente con el espacio suficiente para que el gato hidráulico aplique cargas reversibles. A continuación, se presenta un esquema en elevación del proyecto, los ejes en el muro de reacción tienen una separación de aproximadamente 60cm entre sí, en ambos sentidos.

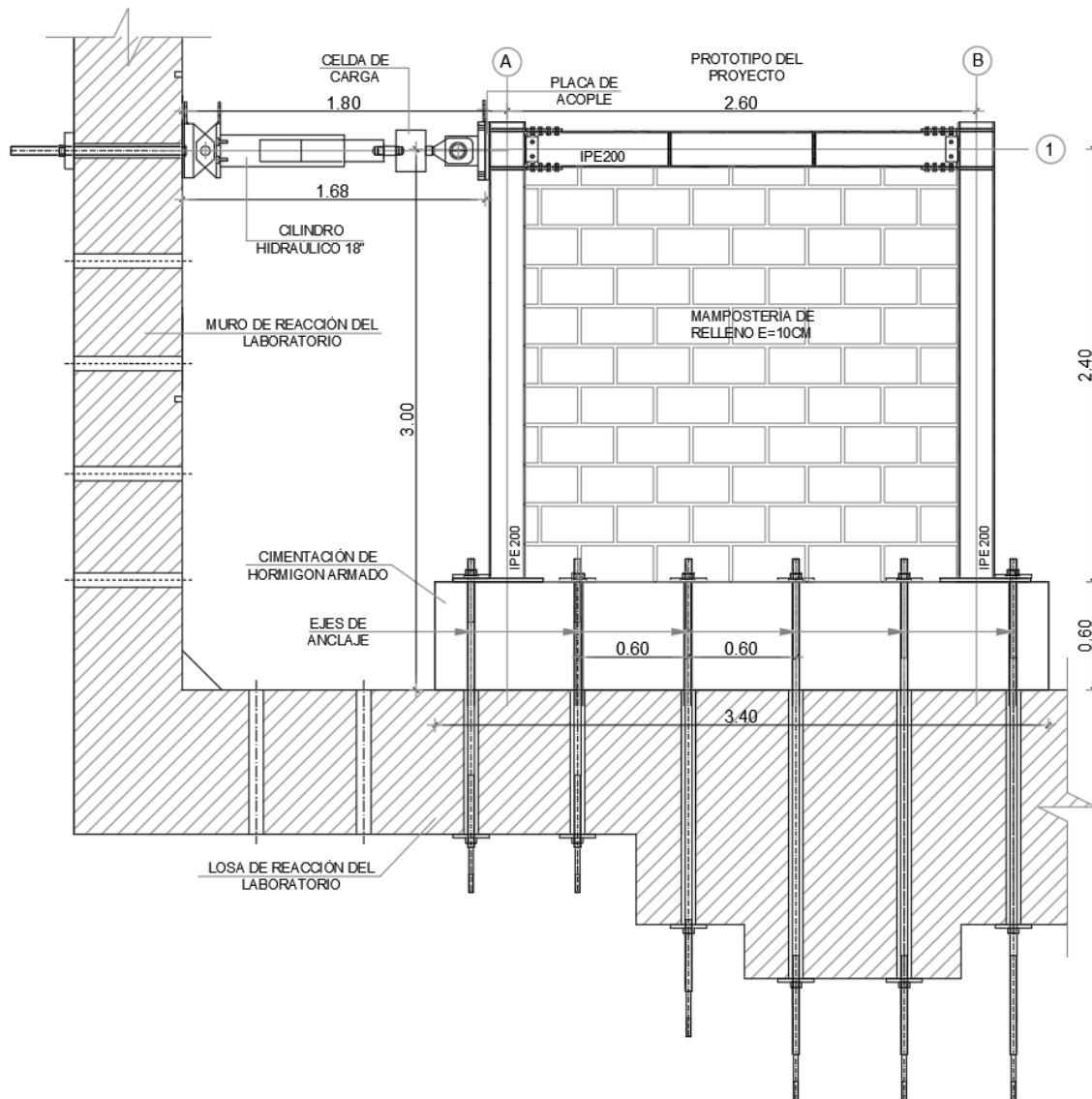


Figura 52. Configuración del ensayo a carga lateral.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.4. CARGAS

4.4.1. CARGA GRAVITACIONAL

La carga gravitacional que actúa sobre los pórticos se toma como el peso propio de los elementos tanto de vigas como de la losa tipo deck que se colocó. En la Tabla 35 se muestra el detalle de la carga distribuida que actúa sobre las vigas de

los pórticos. El peso del hormigón corresponde a una loseta de aproximadamente 15cm sobre la cresta del deck, como se muestra en la Figura 53.

Tabla 35.

Resumen de carga distribuida sobre vigas.

CARGA MUERTA		
Peso hormigón =	214.29	[kg/m]
Peso de plancha deck =	5.35	[kg/m]
Peso de viga =	21.39	[kg/m]
Carga total distribuida =	241	[kg/m]
	482	[kg/m ²]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

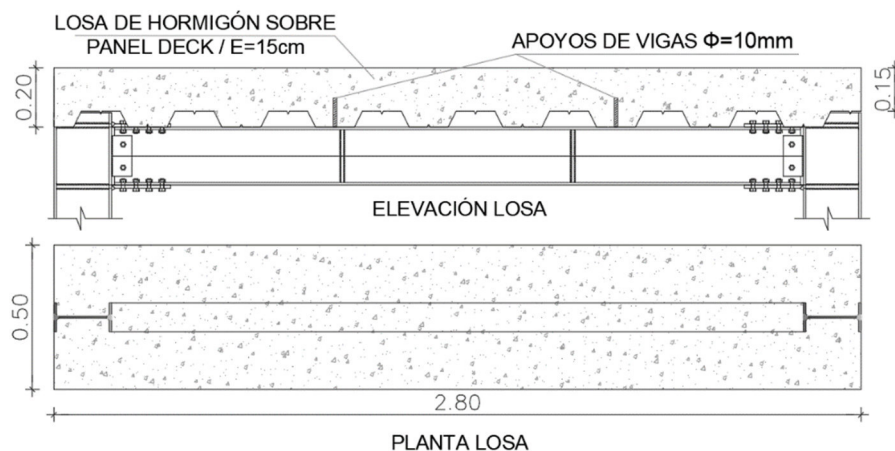


Figura 53. Esquema de losa sobre vigas.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

De esta manera, el análisis estructural que se utiliza para todos los diseños en los prototipos contempla una carga vertical permanente de 241 kg/m y una carga lateral cíclica de acuerdo con el protocolo propuesto en la siguiente sección.

4.4.2. CARGA LATERAL

La carga lateral se aplicó siguiendo las recomendaciones del (FEMA 461, 2007) en donde establece que para ensayos experimentales donde se desea caracterizar la respuesta de los componentes, cuyo comportamiento está controlado por la

aplicación de fuerzas sísmicas o desplazamiento inducidos por el sismo es aplicable el protocolo tipo I. Este protocolo consiste en la aplicación cíclica lenta de carga o deformación con un patrón de carga predeterminado.

Tabla 36.

Diseño del protocolo de historial de carga.

Paso	Amplitud Relativa	Amplitud por ciclo		Desplazamiento por ciclo	Número de ciclos
	ai/an	ai	ai [%]	[mm]	N
1	0.025	0.001	0.05	1.2	6
2	0.035	0.001	0.07	1.7	2
3	0.048	0.001	0.10	2.3	2
4	0.068	0.001	0.14	3.3	2
5	0.095	0.002	0.19	4.6	2
6	0.133	0.003	0.27	6.4	2
7	0.186	0.004	0.37	8.9	2
8	0.260	0.005	0.52	12.5	2
9	0.364	0.007	0.73	17.5	2
10	0.510	0.010	1.02	24.5	2
11	0.714	0.014	1.43	34.3	2
12	1.000	0.020	2.00	48.0	2
13	1.300	0.026	2.60	62.4	2
14	1.600	0.032	3.20	76.8	2
15	1.900	0.038	3.80	91.2	2
16	2.200	0.044	4.40	105.6	2

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Primero se escoge una deriva objetivo, en este caso será $\Delta_m=0.02$, considerando que representa un estado de daño completo de la mampostería en base al código vigente del país (NEC-SE-DS, 2015), con este dato se puede obtener el incremento en cada amplitud relativa en 12 pasos. Finalmente, en base a la altura del espécimen se determina el desplazamiento en cada ciclo. Se ejecutaron 2 ciclos por cada amplitud, a excepción de la amplitud inicial, en esta se ejecutaron 6 ciclos. A continuación, en la Figura 54 se presenta el protocolo de carga y en la Tabla 36 los valores de la gráfica.

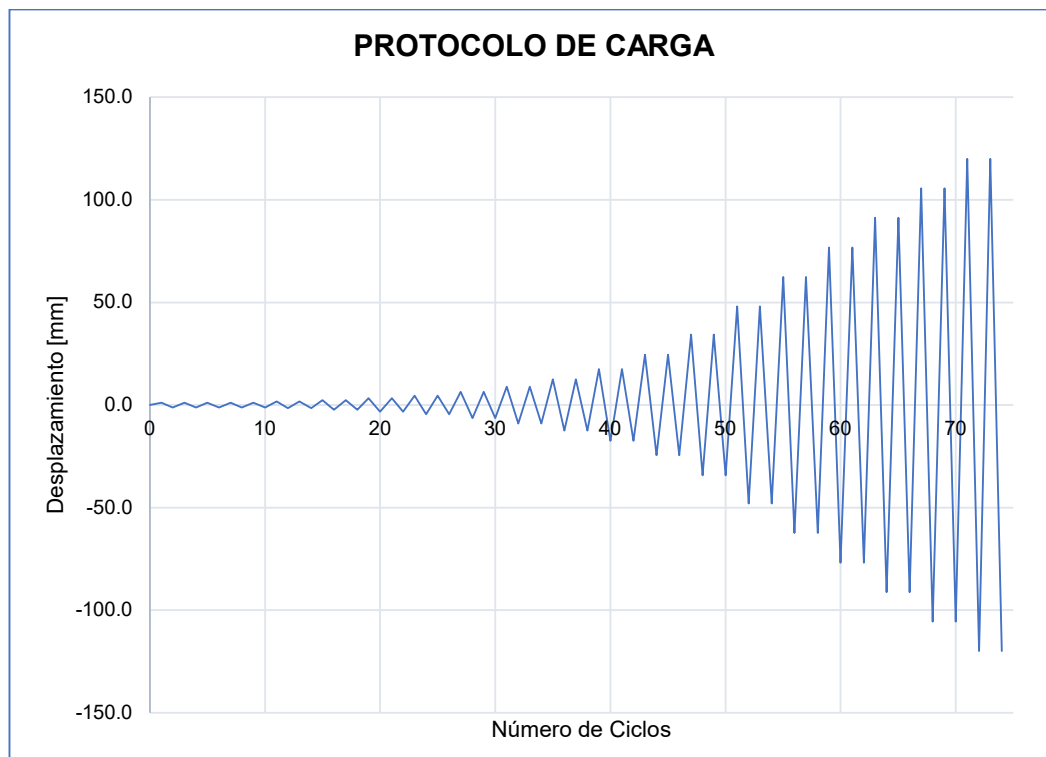


Figura 54. Protocolo de carga para el ensayo de los prototipos.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5. REFORZAMIENTO

El reforzamiento planteado para este proyecto consiste en asignar un papel estructural a la mampostería, es decir que pasará de ser mampostería de relleno a ser mampostería portante. Para ello, lo que se hace es confinar la mampostería con malla electrosoldada y se la recubrirá con un mortero de baja resistencia. El objetivo del reforzamiento mediante enchape es que tanto pórtico de acero como mampostería funcionen como un solo cuerpo ante las acciones; para ello es importante la ejecución de un buen anclaje de tal forma que las cargas se transmitan en todo el conjunto pórtico mampostería.

En la sección 2.3 se ha mencionado algunos estudios en lo referente al reforzamiento de estructuras mediante enchape. En tales estudios se han propuesto metodologías para llevar a cabo el proceso de enchape. En este proyecto se tomó en consideración tales metodologías sin perder de vista las

particularidades que presentan los prototipos de estudio de este proyecto. A continuación, se explica a nivel de detalle la conexión del enchape con el marco circundante y mampostería.

4.5.1. CONEXIÓN CON ESTRUCTURA EXISTENTE

Las consideraciones de las conexiones del enchape con la estructura de acero de los prototipos se tomó en función de las características de edificaciones que comúnmente se encuentra en el medio.

4.5.1.1. Conexión con columnas

La conexión del enchape con las columnas se realizó mediante el amarre de la malla electrosoldada confinante, con chicotes que se conectan de manera fija a los perfiles de acero. La conexión entre chicotes y perfiles de acero es un punto en el cual se hace énfasis ya que esta se la lleva a cabo mediante soldadura, debido a que es necesario garantizar una transmisión de los esfuerzos entre perfiles y malla electrosoldada.

Un estudio llevado a cabo por (Cho et al., 2004) sobre muros a flexión que combinan perfiles de acero estructural y hormigón armado evidenció que la soldabilidad de las barras de refuerzo con tales perfiles era posible y que el desempeño de los perfiles era adecuado, siempre y cuando se tome en consideración los criterios de soldabilidad del código (AWS D1.4/D1.4M, 2018).

De acuerdo con el código mencionado se tiene que la soldabilidad se determina en función del porcentaje en peso de carbono y demás elementos constituyentes que presentan las aleaciones de acero de las barras de refuerzo. El diagrama de Graville es una representación de las zonas de soldabilidad, se observa que cada zona está en función del porcentaje de carbono y el porcentaje de Carbono Equivalente (C.E) que se obtiene con ecuaciones específicas para cada tipo de aleación (ver Figura 55), (Novacero, 2017).

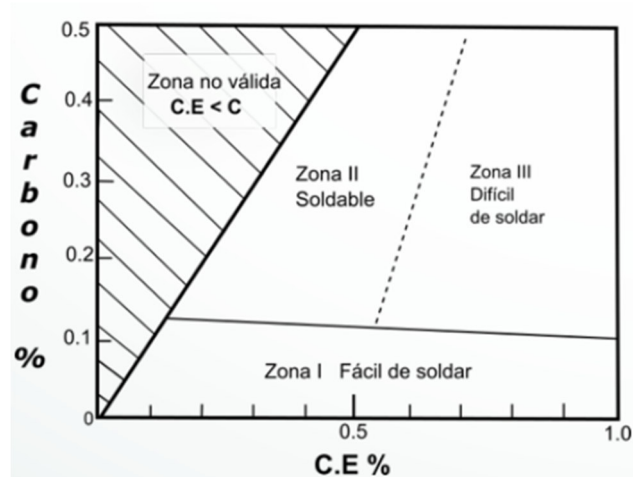


Figura 55. Diagrama de Graville para la evaluación de soldabilidad de aleaciones de acero.

Fuente: (Novacero, 2017).

Las barras de acero que se tomaron para utilizarlas como chicotes se especifican en las normas NTE INEN 2167 y la ASTM A706 para barras soldables a temperatura ambiente.

El proceso de soldadura que se utilizó fue GMAW (*Gas Metal Arc Welding*), específicamente el procedimiento mediante protección con gas activo o también conocido como MAG (*Metal Active Gas*). Este proceso usa una alimentación continua de alambre como electrodo y una mezcla de gas activo (CO_2) para proteger la soldadura contra la oxidación y la contaminación, (Novacero, 2017).



Figura 56. Esquema de electrodo para soldadura GMAW.

Fuente: (Novacero, 2017).

Para el proceso GMAW el código AWS D1.4 recomienda utilizar cualquiera de los siguientes electrodos: ER80S-X, E80C-X, E90C-X, sin embargo, la elección del electrodo dependerá del tipo de material base y de su composición. Para este proyecto se ha seleccionado el electrodo ER70S-6 de 1.2 mm de diámetro, caracterizado por ser un alambre sólido de excelente soldabilidad recomendado para ser usado en acero de baja aleación, comúnmente utilizados en estructuras.

Luego de la conexión entre chicotes y perfiles de acero se procede a conectar los chicotes a la malla electrosoldada, esta conexión se realiza mediante alambre de acero trefilado de bajo contenido de carbono cuyos requisitos se encuentran en la norma NTE INEN 2480.

Finalmente es necesario definir una geometría de conexión, para esto, y debido a la escasa literatura en el tema, se tomó una filosofía propuesta por el Ing. MSc. Patricio Placencia, docente de la Escuela Politécnica Nacional. Esta filosofía de conexión consiste en colocar chicotes con un diámetro de 8mm espaciados 30cm, estos chicotes se traslapan con la malla electrosoldada una longitud *ld* no menor a 60 veces el diámetro de los chicotes, aproximadamente 50cm. Los chicotes se sueldan al alma de las columnas realizando los dobleces que se requieran y utilizando una longitud de soldadura suficiente para obtener un buen desempeño de aproximadamente 4cm. En la Figura 57 se muestra un esquema de la geometría que se adoptó para esta conexión.

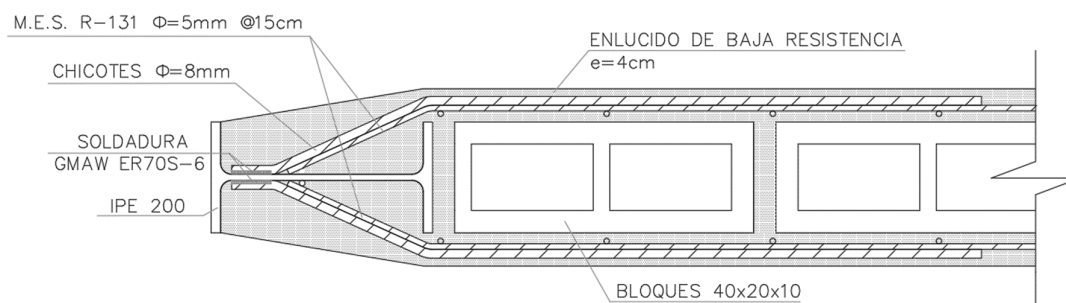


Figura 57. Geometría de elementos constituyentes de conexión entre enchape y pórticos de acero.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

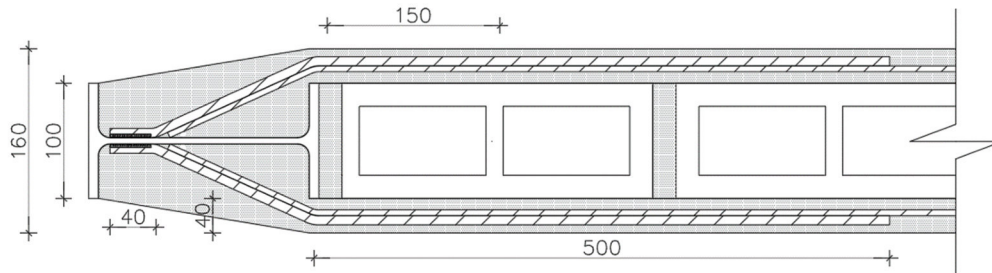


Figura 58. Dimensiones de anclajes para sujeción de chicotes y malla electrosoldada.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

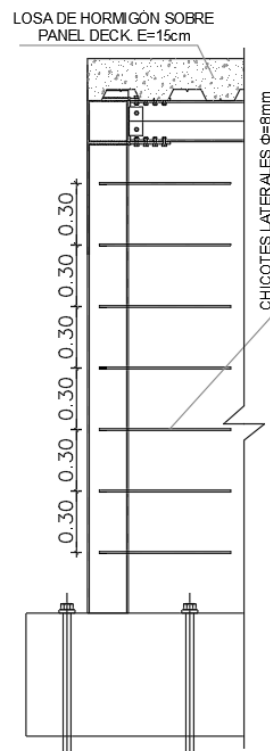


Figura 59. Conexión de columna metálica con enchape, a través de chicotes.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5.1.2. Conexión con losa

La fuerza cortante que se genera en las estructuras debido a las cargas laterales inducidas por un sismo debe ser absorbida por el sistema de reforzamiento

mediante enchape, por tal razón, la conexión entre el enchape y la losa juega un papel muy importante en este proceso.

La conexión entre la malla electrosoldada y los chicotes se hace de la misma manera que en el caso de las columnas, la diferencia radica en el procedimiento de conexión entre chicotes y losa. Esta conexión contempla la filosofía de absorber las fuerzas cortantes que se generan entre la mampostería y el conjunto losa-viga, para esto se toma en consideración una disposición de chicotes introducidos en la losa mediante perforaciones, los chicotes se anclan mediante epóxico en el hormigón existente de la losa, la longitud de estos es tal que se sobrepasa la losa y se utiliza un mismo chicote para amarrar mallas electrosoldadas de dos pisos verticalmente consecutivos.

Para los prototipos de este estudio se realizó perforaciones en la losa superior y debido a que los pórticos son de un solo nivel, se procede a colocar los chicotes dejando su punta superior al mismo nivel de la parte superior de la losa, ver Figura 60.

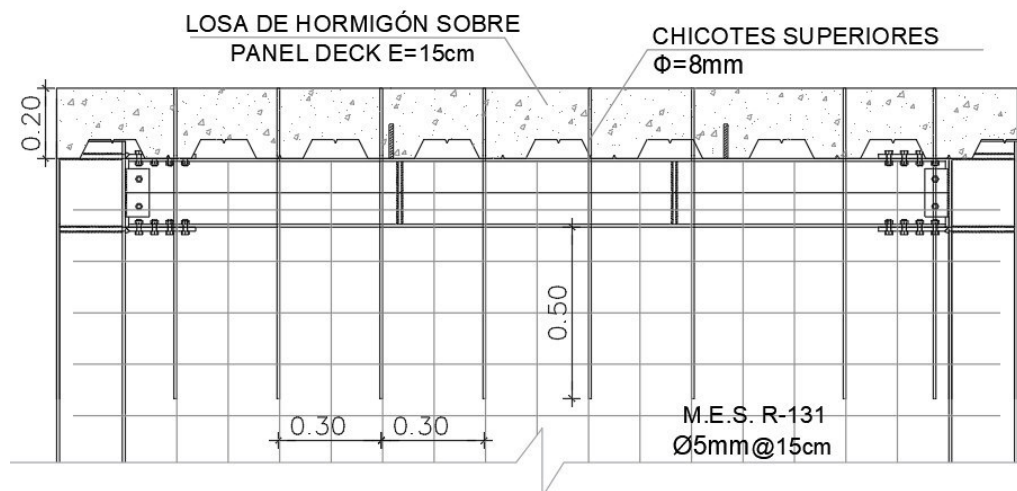


Figura 60. Esquema de conexión de enchape con la losa de hormigón.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5.1.3. Conexión con cimentación

Para conectar el enchape con la cimentación se utilizó el mismo criterio que en la unión con la losa, el de absorber el cortante, anclados a la losa de cimentación mediante una resina epóxica. En la Figura 61 se muestra la disposición de chicotes en esta conexión.

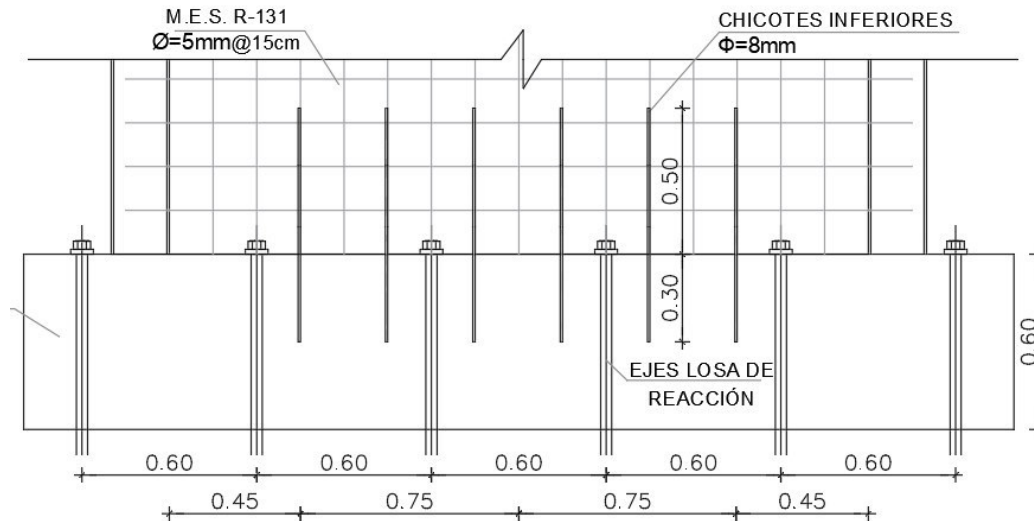


Figura 61. Esquema de conexión de cimentación con enchape.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5.2. CONEXIÓN DE MALLA ELECTROSOLDADA CON MAMPOSTERÍA

El anclaje de la malla electrosoldada a la pared de bloque se realizó mediante el uso de grapas, éstas corresponden a segmentos de barras corrugadas de acero de $\phi=4\text{mm}$, estos segmentos de barras se colocan a una separación de 30cm entre sí, en el sentido horizontal y vertical y procurando sobrepasar una longitud suficiente de las caras de la mampostería, que permita realizar los dobleces sobre la malla electrosoldada, para este proyecto se tomó 7cm a cada lado. Además, se realiza un amarre de la grapa con la malla electrosoldada a través de alambre trefilado.

En la Figura 62 se muestra un esquema y la ubicación de estos conectores tipo grapas.

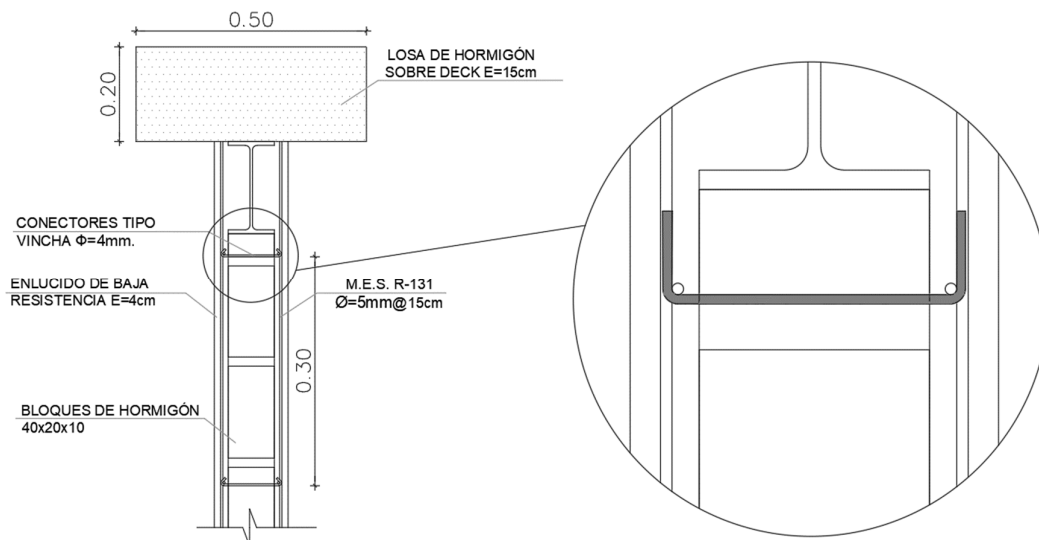


Figura 62. Esquema de conexión de enchape con mampostería de relleno.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5.3. ENLUCIDO CON MORTERO DE BAJA RESISTENCIA

Luego de haber terminado el proceso de conformación de la armadura en el enchape, se procedió a colocar el enlucido con mortero de baja resistencia con las especificaciones presentadas en la sección 3.1.5.

Es importante garantizar una buena adherencia entre el mortero de enchape y el acero del reforzamiento y el acero estructural. Finalmente, el espesor de este enchape es de aproximadamente 4cm a cada lado, y tiene una resistencia a la compresión de alrededor 108 kg/cm².

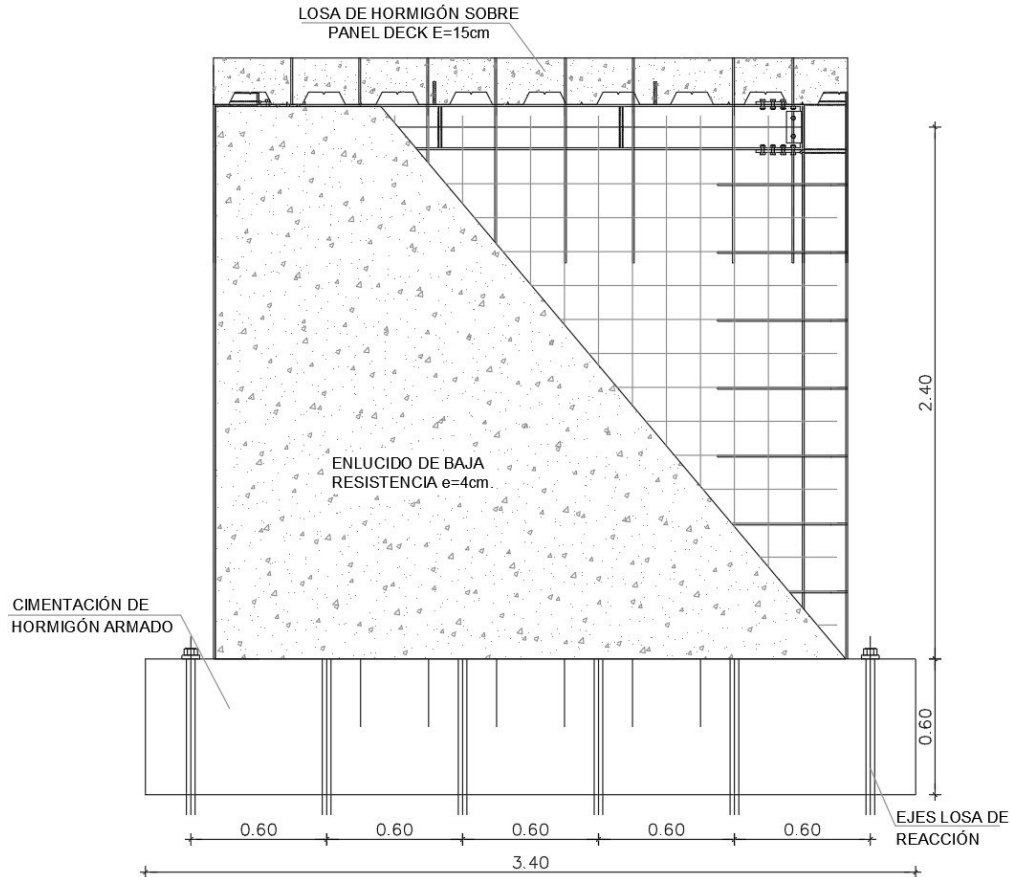


Figura 63. Esquema de colocación del enlucido de baja resistencia.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

4.5.4. RESISTENCIA AL CORTE DE PROTOTIPOS ENCHAPADOS.

La resistencia al corte del enchape se determina como si se tratase de un muro estructural, para ello, lo primero que se hace es clasificar el muro. (Fratelli, 1999) en su libro de Edificios de Pantallas y Estructuras Aporticadas propone varias formas de clasificar un muro estructural entre las cuales menciona la clasificación en función de sus dimensiones y relación de aspecto, de esta manera se tiene.

$$\frac{H}{L} > 5; \text{ Muros altos}$$

$$2 \leq \frac{H}{L} \leq 5; \text{ Muros intermedios}$$

$$\frac{H}{L} < 2; \text{ Muros bajos.}$$

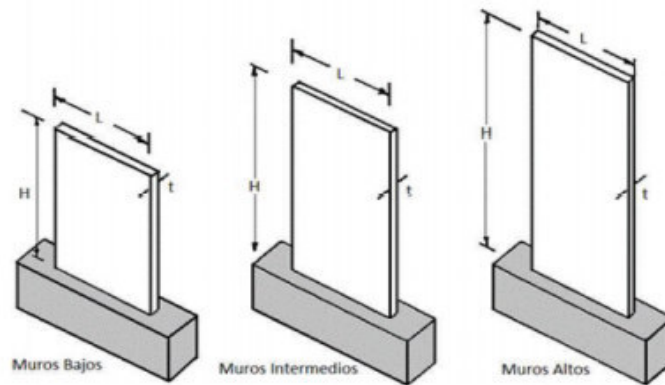


Figura 64. Relación de aspecto de muros.

Fuente: (Fratelli, 1999).

El (ACI 318S-19, 2019) en la sección 11.5.4.3 establece que la resistencia a cortante ϕV_n debe obtenerse con la suma de las aportaciones del hormigón y del acero de refuerzo. Utilizando el sistema de unidades MKS se tiene que:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

$$V_c = A_{cv} \cdot \alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

$$V_s = A_{vc} \cdot \rho_t \cdot f_{yt} \quad (4)$$

Donde:

A_{cv} : Área bruta de la sección transversal del muro.

$$A_{cv} = t \cdot H \quad (5)$$

λ : Factor de modificación de la resistencia del concreto, para este caso es 1.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón.

f_{yt} : Resistencia a la tracción del acero de refuerzo.

ρ_t : Cuantía del área de refuerzo del muro.

α_c : Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro. Los valores de este factor están en función de la relación de aspecto del muro, de esta manera se tiene:

$$\text{Sí: } \frac{H}{L} \leq 1.5 \rightarrow \alpha_c = 0.80$$

$$\text{Sí: } 1.5 < \frac{H}{L} < 2 \rightarrow \alpha_c \text{ Se interpola linealmente entre 0.80 y 0.53.}$$

$$\text{Sí: } \frac{H}{L} \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

Tabla 37.

Resumen de obtención de la resistencia al corte de prototipos enchapados.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
L=	2.80	[m]	Longitud del muro
H=	2.50	[m]	Altura del muro
H/L=	0.89	[-]	Relación de aspecto
Muro Bajo			Tipo de muro
f _y =	4716.83	[kg/cm ²]	Resistencia de malla electrosoldada
f'c=	108.00	[kg/cm ²]	Resistencia del hormigón de enlucido
e=	8.00	[cm]	Espesor de muro
Acv=	2240.00	[cm ²]	Área de corte del muro
Mallas=	2	[u]	Número de mallas
φ Malla=	5.00	[mm]	Diámetro de mallas
E=	15.00	[cm]	Espaciado de barras en malla
Vv=	18.00	[u]	Varillas verticales
Asv=	7.07	[cm ²]	Acero vertical
Pt mín=	0.0025	[-]	Cuantía mínima de acero
As mín=	5.60	[cm ²]	Acero mínimo vertical
Asv>=As mín:	ok		Revisión
Pt=	0.0032	[-]	Cuantía de acero
αc=	0.80	[-]	Modificador de la resistencia del hormigón
V _c =	18.62	[ton]	Resistencia a corte del hormigón
V _s =	33.34	[ton]	Resistencia a corte del acero
φV _n =	31.18	[ton]	Resistencia nominal a corte del muro
V _n =	51.96	[ton]	Resistencia a corte del muro

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la Tabla 37 se muestra los resultados obtenidos de la resistencia a corte de los prototipos enchapados analizados como muros estructurales. Se observa que para un muro de 8cm de espesor, con un mortero de 108 kg/cm² de resistencia a la compresión y una distribución de varillas de diámetro de 5mm cada 15cm, se tiene una resistencia a corte cercana a las 52 ton.

CAPÍTULO 5

CONSTRUCCIÓN DE PROTOTIPOS

5.1. CIMENTACIÓN

La construcción de los prototipos se llevó a cabo en el Laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda. En primer lugar, se realizó un replanteo de la cimentación y se ubicó los ejes de anclaje a la losa de reacción. Luego se realizó el armado de los hierros longitudinales y transversales conforme al diseño. Es importante colocar periódico en el piso del laboratorio, para facilitar el desmontaje al final del proyecto.



Figura 65. Timbrado y armado longitudinal y transversal de hierros para cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Como guía para los ejes de anclaje a la losa de reacción se utilizó tubería de PVC de 76mm, estas guías deben estar lo mejor niveladas posible y bien ancladas a los hierros de la cimentación de tal forma que en el momento de la fundición no se tengan hundimientos ni desplazamientos a los lados. Posteriormente se realizó el encofrado correspondiente a una losa de cimentación de 3.40x2.30x0.60m.



Figura 66. Colocación de guías para ejes de anclaje y encofrado de cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

A la par con las actividades de la cimentación, se fue colocando la placa base y los bulones de anclaje. La soldadura realizada entre los bulones $\text{Ø}22\text{mm}$ y las placas base se realizó con ayuda del personal del Laboratorio de Soldadura de la Facultad de Ingeniería Mecánica. Adicional, se colocó un refuerzo temporal que mantendrá a nivel las placas base y evitará que se muevan durante la fundición.



Figura 67. Colocación de placas base para prototipos.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Es importante apuntalar adecuadamente el encofrado, ya que el empuje ejercido por el hormigón es bastante fuerte. Debido a la aglomeración de hierros en la zona de las placas de anclaje y al espesor de la cimentación, se hizo uso de un vibrador.



Figura 68. Vertido y vibrado del hormigón de cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).



Figura 69. Hidratación de la losa de cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Durante el proceso de fraguado del hormigón es importante hidratar la losa, ya que se generan pérdidas de humedad. Todo esto con la finalidad de que el hormigón alcance la resistencia de diseño.

5.2. TRABAJOS GENERALES

Algunas piezas de acero de los prototipos fue donación del Ing. José Manuel Vargas, mientras que otras se conformaron en el Taller Mecánico SOLDMEC del Sr. Marcelo Herrera ubicado en Zabala-Calderón al norte de Quito. En el taller se realizaron las siguientes actividades:

- Conformación de columnas y vigas de los prototipos, mediante el uso del equipo de corte oxiacetileno.
- Conformación de placas y atiesadores para la unión columna-cimentación.
- Perforación para conexión viga-columna, mediante el uso de un taladro de pedestal magnético.
- Trabajos generales de soldadura y pintura.



Figura 70. Perforación para conexión viga-columna/columnas y vigas de prototipos.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Luego se procedió a realizar el montaje de los pórticos, estas actividades se realizaron en colaboración con el personal del Laboratorio de Soldadura de la Facultad de Mecánica. Los pórticos fueron armados en el piso y posteriormente izados y colocados en su sitio, una vez con las columnas aplomadas y a nivel se realizó la soldadura con la placa base y luego se soldaron los atiesadores.



Figura 71. Izado de pórtico y soldadura de columna con placa base.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Una vez que los pórticos ya están soldados en sus bases se procede a dar el torque necesario para los pernos de la conexión viga-columna. Según el Manual de Torque *Hand Tool Division*, un torque recomendado para los pernos ASTM A325, para realizar una sujeción permanente de estructuras de acero, es de 1400 kg·cm.

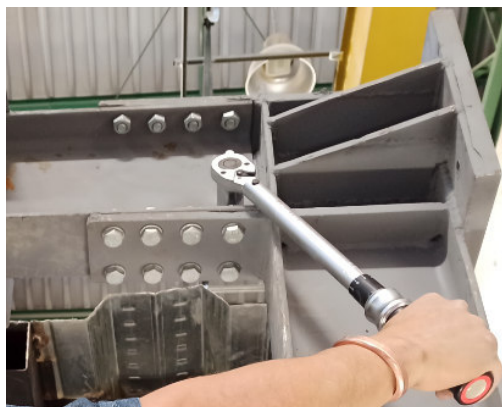


Figura 72. Aplicación de torque en conexión viga-columna.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La secuencia de torque es muy importante, para ello se utilizó el método del patrón cruzado, con el objetivo de lograr una fuerza de sujeción correcta y uniforme sobre la junta.

Luego se procedió a soldar el deck sobre la viga de los pórticos. Se encofró y se fundió, la función de la losa es únicamente el peso gravitacional, mas no cumple una función estructural.



Figura 73. Fundición de loseta.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Posteriormente, por disponibilidad del equipo de soldadura se decidió soldar los chicotes. Cabe recalcar que la colocación de los chicotes no tiene influencia en los ensayos del pórtico desnudo ni del pórtico con mampostería de relleno. Estos chicotes se separan 30cm y tienen una longitud en la pared de aproximadamente 50cm.

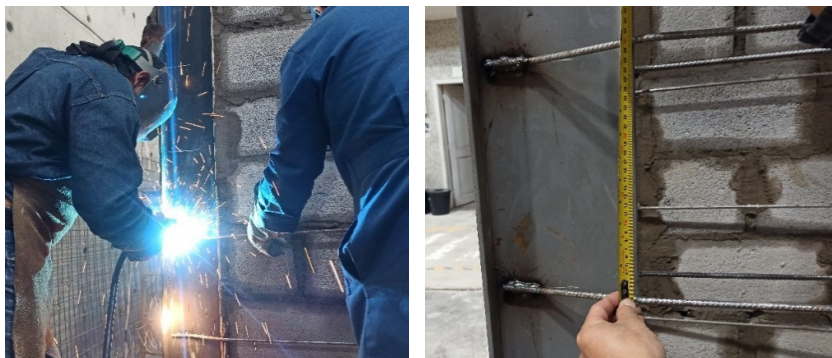


Figura 74. Soldadura en chicotes que conectan estructura con M.E.S.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Hasta este punto las actividades realizadas en los prototipos son a la par, de aquí en adelante la colocación de la mampostería y el proceso de enchape se va desarrollando acorde al caso de estudio. El orden de ejecución de los ensayos tiene un papel relevante.

Previo a todos los ensayos se debe realizar la instrumentación del prototipo, es decir la colocación del gato hidráulico para aplicación de la carga y del sistema de medición, el sistema de medición incluye los deformímetros y los *strain gauges*. Los deformímetros y el gato deben estar colocados a nivel para reducir al mínimo errores en la medición.



Figura 75. Instrumentación del prototipo, colocación de gato y deformímetros.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El primer ensayo que se realizó fue el del pórtico desnudo, a continuación, se presenta en la Figura 76 la configuración del equipo para la ejecución del ensayo.



Figura 76. Configuración de equipos para ensayo de prototipos.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

5.3. MAMPOSTERÍA

La mampostería se construye con unidades de mampuesto (bloque hueco de hormigón) y mortero de cemento en las juntas. Es importante verificar que la mampostería este correctamente nivelada, para evitar posibles errores en los ensayos.



Figura 77. Colocación de mampostería de bloque hueco de hormigón.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

5.4. PROCESO DE ENCHAPE

El proceso de enchape empezó con la colocación de la malla electrosoldada de tal forma que los chicotes de las columnas abracen a la malla. Luego de colocar la malla, con el taladro se van realizando las perforaciones con broca de 6mm cada 30cm a lo largo y ancho de la pared de relleno. Posteriormente, se pasan las grapas (varilla corrugada de 4mm), se dobla y se amarra con alambre galvanizado. Las patas de las grapas tienen aproximadamente 7cm. Estas grapas a más de brindar un trabajo en conjunto entre ambas caras del muro también ayudan a controlar el recubrimiento que debe existir entre la malla electrosoldada y la pared (adicional deben colocarse unos topes cada cierta distancia).



Figura 78. Colocación grapas y de malla electrosoldada.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Luego se procede a colocar los chicotes que conectan la malla electrosoldada con la losa y con la cimentación, estos chicotes son de 8mm de diámetro. Debido a que se utilizó epóxico para estos anclajes, es importante tener en cuenta las consideraciones establecidas por el fabricante. El orificio de perforación debe estar totalmente limpio, libre de agua o de polvo, de esta manera se garantiza la adherencia del epóxico al hormigón existente.



Figura 79. Actividades previas a la colocación de chicotes en cimentación.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

De una vez que los chicotes de columna, losa y cimentación estén bien amarrados a la malla electrosoldada, se procede a realizar el sellado con mortero de baja resistencia. Debido a que el enlucido tiene un espesor considerable, lo

primero que se hace es champear la primera capa, luego esperar a que seque para colocar la segunda capa y esperar que seque para proceder con el paletado y acabado final.



Figura 80. Champeado y paletado de enlucido de baja resistencia.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Es importante que mientras se esté realizando este trabajo se lleve un control de los *strain gauges*, ya que puede llegar a producirse algún problema con el cableado. Finalizado el enlucido, en los días posteriores deberá hidratarse el muro por lo menos unas dos veces al día durante una semana, de esta forma evitaremos posibles fisuras.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.1. CASO DE ESTUDIO 1: PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO EN MAMPOSTERÍA.

En esta sección se procede a detallar todos los aspectos que se observaron en el proceso de ensayo, se procesa los resultados obtenidos y se presenta los parámetros de caracterización mecánica del prototipo del caso de estudio 1 que corresponde al pórtico enchapado sin daño en mampostería.

6.1.1. OBSERVACIONES GENERALES

6.1.1.1. Daño leve o insignificante

Se presentaron pequeñas fisuras (menor a 1 mm) en las diagonales principales de ambas caras del prototipo como se muestra en la Figura 81. Este nivel de daño se alcanzó en el décimo tercer ciclo con un valor de desplazamiento lateral de 4.56 mm (deriva de 0.19%) correspondiente a una fuerza lateral de 39.25 ton de empuje y 34.66 ton de regreso.

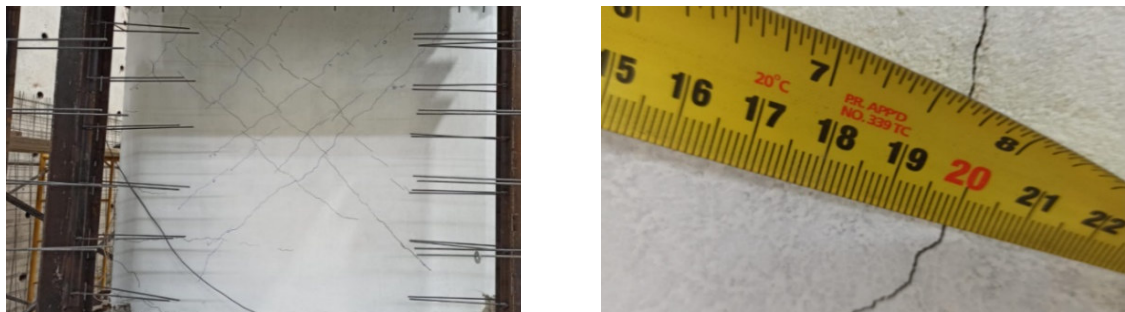


Figura 81. Estado de daño leve en caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.1.1.2. Daño moderado

En este nivel de daño se formaron grietas de mayor grosor y sobre la mayor parte de la superficie del enlucido. Además de esto, se presentaron daños por desprendimiento de fragmentos de enlucido en zonas cercanas a la viga. Se llega a este nivel de daño en el vigésimo ciclo con un desplazamiento lateral de 12.67 mm (deriva de 0.53%) con una fuerza lateral de 47.91 ton en empuje; y 6.20 mm (deriva de 0.26%) correspondiente a una fuerza lateral de 39.76 ton de regreso. La capacidad para halar de la celda de carga es menor que la de empuje, por tal razón, los desplazamientos de hale y empuje son distintos y sus correspondientes valores de fuerza.



Figura 82. Estado de daño moderado en caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En este caso de estudio no se alcanzó el nivel de daño extenso y de colapso del panel reforzado debido a la falla temprana del pórtico. Se produjo una torsión en planta generando que los miembros (viga y columnas) se desplacen fuera del plano, lo que provocó un rápido decaimiento de la resistencia que ya no permitió la obtención de la carga última real. De esta manera se puede aseverar que, si los miembros estructurales del pórtico no mantienen un cierto nivel de resistencia y ductilidad, la calidad del reforzamiento es irrelevante puesto que, si dicho pórtico falla, el reforzamiento ya no aporta a la resistencia última.



Figura 83. Viga pandeada lateralmente en el caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.1.2. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.

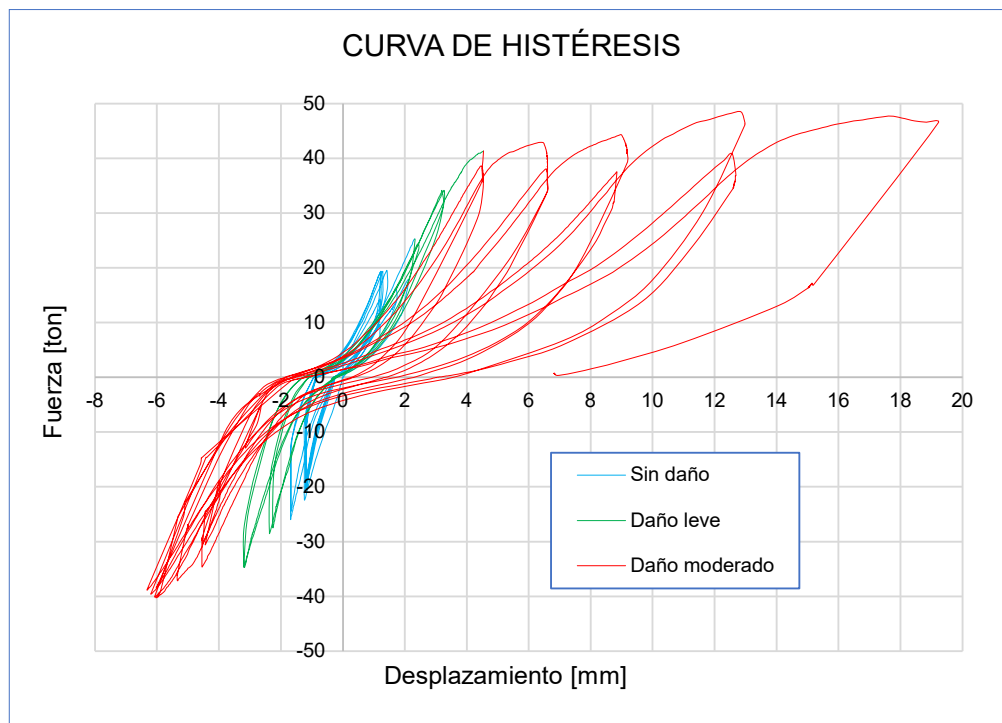


Figura 84. Curva de histéresis para el caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La Figura 84 muestra la curva de histéresis del prototipo, en esta se han marcado tres etapas para los niveles de daño expuestos. La primera etapa, hasta alcanzar las primeras fisuras muy poco notorias, corresponde a la etapa donde no hay daños. La segunda etapa, hasta llegar a un nivel de daño leve, aquí se tiene un comportamiento sin degradación significativa de rigidez y resistencia y con poca

disipación de energía, es decir, el prototipo presentó una respuesta muy rígida. La tercera etapa, hasta alcanzar un nivel de daño moderado, en esta etapa se presenta un comportamiento donde se evidencia degradación de rigidez y mayor disipación de energía.

La asimetría de los ciclos de histéresis entre los desplazamientos de ida y vuelta se debe a la limitación de la celda de carga para halar. Con los picos de los ciclos de histéresis se genera las envolventes positiva y negativa del prototipo. La norma (ASTM E2126-19, 2019) establece que la curva de capacidad se la obtiene como la curva promedio entre los valores absolutos de las envolventes positiva y negativa del ensayo cíclico (ver Figura 85).

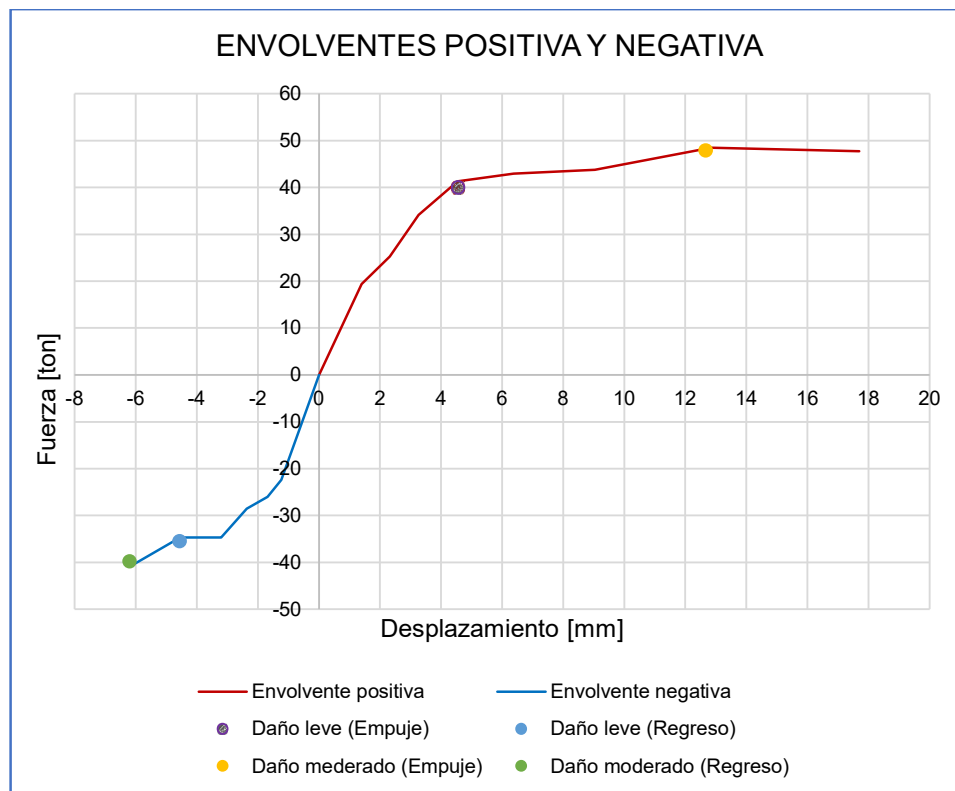


Figura 85. Envolverte positiva y negativa para el caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Para obtener la envolvente promedio se generó una dispersión de puntos con los valores absolutos de las envolventes positiva y negativa y se ajustó a una curva con un coeficiente de correlación cercano a 1.

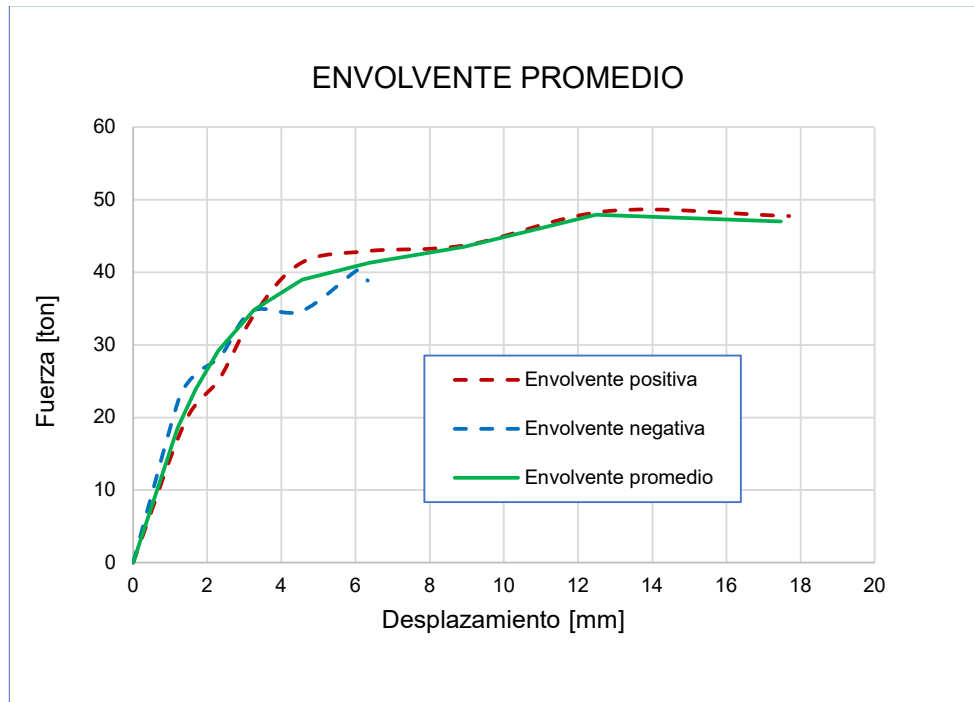


Figura 86. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.1.3. DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.

Para observar la degradación de la rigidez del prototipo se tomó en consideración la rigidez inicial del mismo, tomada como la pendiente de la curva de histéresis en su primer ciclo, obteniéndose así un valor de rigidez inicial de 13834.28 ton/m, sin embargo, este valor no corresponde al máximo, pues se observa que en el siguiente ciclo se alcanza el valor máximo de la misma cuyo valor es de 16989.47ton/m. El resto de los puntos de la curva se obtiene a partir de la rigidez secante medida como la pendiente de la recta que une los puntos de valores máximos y mínimos de la curva de histéresis. En la Figura 87 se presenta un diagrama de degradación de rigidez en función del número de ciclos.

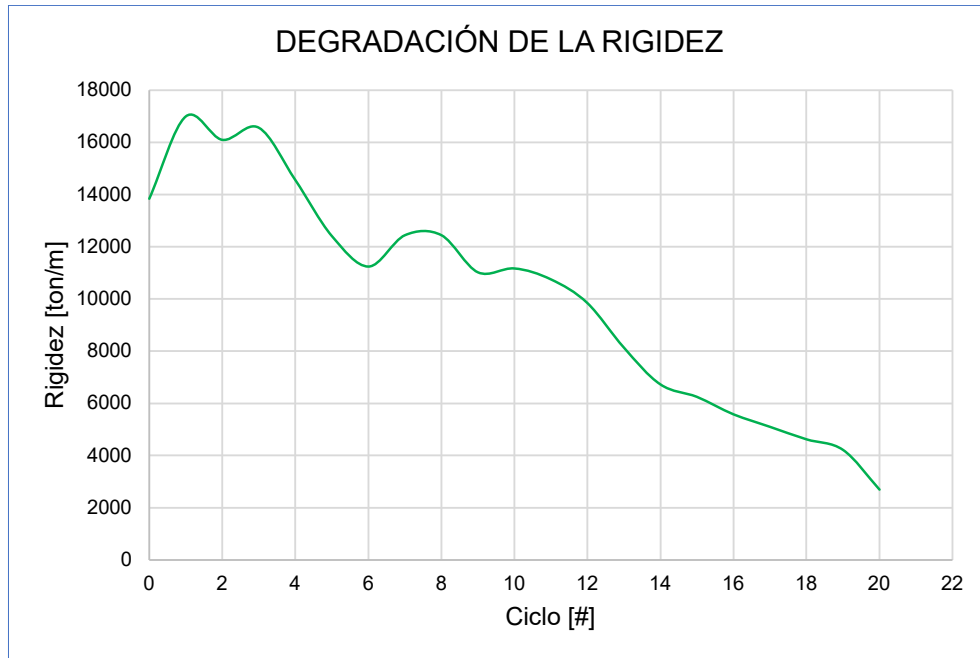


Figura 87. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 1.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se observa que entre el segundo y último ciclo de ensayo la rigidez del prototipo disminuye en 6.30 veces, teniéndose así un valor de rigidez final de 2698.65 ton/m.

6.1.4. DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

Para determinar los parámetros de ductilidad y disipación de energía la norma ASTM E2126-19 establece una metodología para así obtener una curva de energía equivalente elástica plástica (EEEP). Esta curva debe idealizarse de forma tal que las áreas que se tenga entre la envolvente promedio y el eje del desplazamiento, y la curva idealizada con el mismo eje sean iguales o lo más aproximadas posible. Para ello, ciertos puntos de la curva EEEP deben ser determinados.

La fuerza última (P_u) corresponde a un valor en el estado límite de falla y se presenta en el último punto de datos con una fuerza mayor o igual que el 80% de la fuerza máxima (P_{peak}) del ensayo. En este caso de estudio se obtuvo un valor de 41.31 ton. El desplazamiento último (Δ_u) es el valor correspondiente a P_u en la envolvente promedio, se obtuvo un valor de 17.47 mm.

La fuerza máxima (P_{peak}) corresponde al valor máximo de fuerza que se tiene en la envolvente promedio y el desplazamiento que le corresponde a este valor se llama desplazamiento en el punto de fuerza máxima (Δ_{peak}). Los valores de fuerza máxima y su correspondiente desplazamiento obtenidos en el ensayo fueron de 47.93 ton y 12.48 mm respectivamente.

El punto de fluencia ($\Delta_{yield}; P_{yield}$) de la curva EEEP se determina observando el estado límite de fluencia que corresponde a un punto en la curva fuerza-desplazamiento donde la rigidez elástica a corte del prototipo decrece el 5% o más. Sin embargo, para los prototipos en cuestión que presentan una respuesta elástica dúctil no lineal la norma ASTM E2126-19 propone lo siguiente.

$$P_{yield} = K_e \cdot \left(\Delta_u - \sqrt{\Delta_u^2 - \frac{2 \cdot A}{K_e}} \right) \quad (6)$$

Pero si:

$$\Delta_u^2 < \frac{2 \cdot A}{K_e}$$

$$P_{yield} = 0.85 \cdot P_{peak} \quad (7)$$

Donde:

A : Corresponde al área bajo la curva envolvente promedio desde cero hasta Δ_u

K_e : Rigidez elástica a corte.

$$K_e = 0.4 \cdot \frac{P_{peak}}{\Delta_e} \quad (8)$$

Δ_e es el desplazamiento que corresponde a una fuerza igual al 40% de P_{peak} .

Los valores obtenidos para Δ_{yield} y P_{yield} son de 2.81 mm y 43.58 ton. Con los valores obtenidos de Δ_{yield} y Δ_u es posible determinar el valor del factor de ductilidad de desplazamiento (D).

$$D = \frac{\Delta_u}{\Delta_{yield}} \quad (9)$$

Obteniéndose un valor de 6.21.

Tabla 38.

Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 1.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
P_{peak} =	47.93	[ton]	Fuerza máxima
Δ_{peak} =	12.48	[mm]	Desplazamiento en P_{peak}
P_u =	41.31	[ton]	Fuerza última
Δ_u =	17.47	[mm]	Desplazamiento último
P_{yield} =	43.58	[ton]	Fuerza en el punto de fluencia
Δ_{yield} =	2.81	[mm]	Desplazamiento en el punto de fluencia
D =	6.21	[-]	Factor de ductilidad de desplazamiento
K_e =	15486.81	[ton/m]	Rigidez elástica a corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

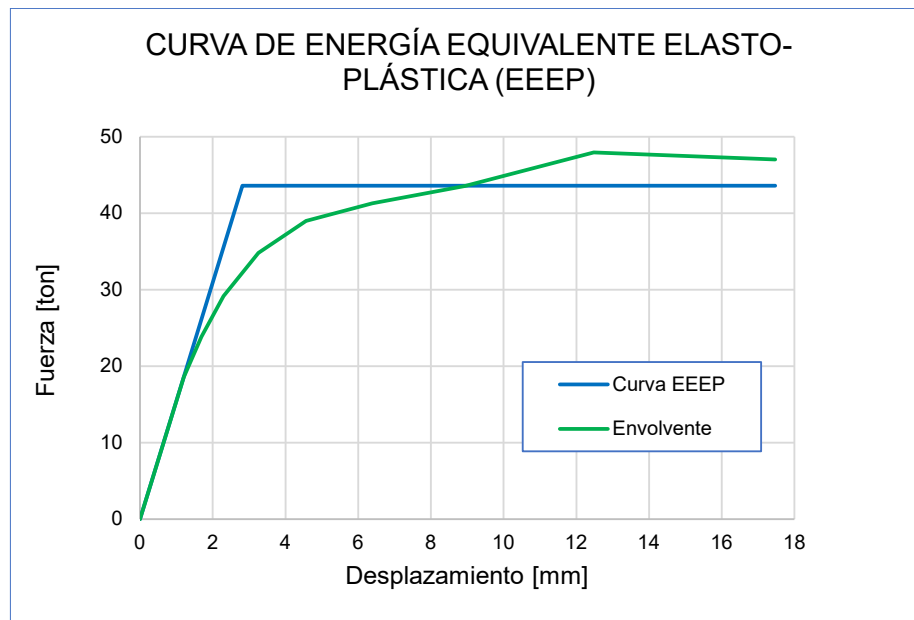


Figura 88. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En lo que respecta a la disipación de energía, se presenta una curva de variación de tal energía disipada en cada ciclo de ensayo con su respectiva ecuación empírica.

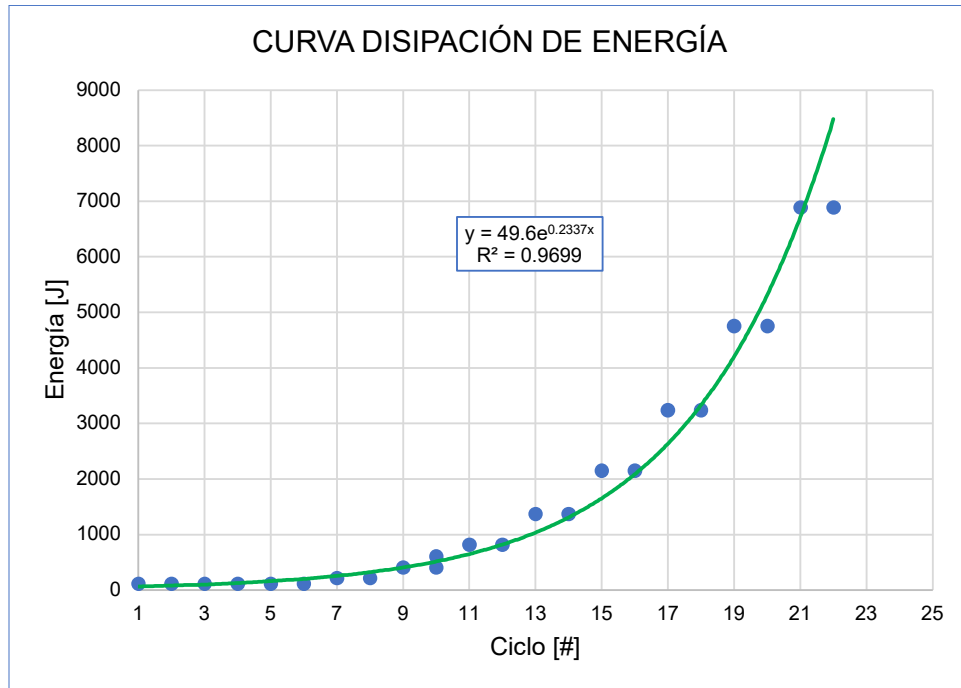


Figura 89. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 1.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se observa que la disipación de energía durante el ensayo responde a un crecimiento exponencial y evidencia la poca disipación en los primeros ciclos y el aumento de tal disipación en los últimos.

6.1.5. RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.

El estado tensional de los miembros constituyentes de este prototipo fue registrado con el uso de *strain gauges* colocados en zonas específicas. Los valores registrados corresponden a deformaciones unitarias tomadas para cada valor de fuerza del ensayo cíclico. De todo el conjunto de datos de deformación unitaria se tomó los valores máximos y se procedió a determinar el valor de esfuerzo en cada *strain gauge* colocado.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \varepsilon_{m\acute{a}x} \cdot E \quad (10)$$

Donde:

E : corresponde al valor de módulo de elasticidad del material donde se ha colocado el respectivo *strain gauge*.

$\varepsilon_{m\acute{a}x}$: Deformación unitaria máxima del registro de datos.

$\sigma_{m\acute{a}x}$: es el esfuerzo máximo alcanzado en el ensayo.

Con la metodología planteada anteriormente se ha obtenido los resultados mostrados en la Tabla 39.

Se puede realizar las siguientes observaciones: que ningún *strain gauge* registró deformaciones unitarias que generen esfuerzos por arriba de los correspondientes esfuerzos de fluencia, esto se debe a que el ensayo se llevó únicamente hasta un nivel de daño moderado por las razones ya expuestas. Sería lógico pensar que la rápida falla del pórtico presentada produciría fluencia de algunos miembros, sin embargo, la configuración de los *strain gauges* colocados fue tal que únicamente se registren deformaciones unitarias cuando el pórtico este trabajando en su plano.

De los resultados de esfuerzos se puede evidenciar que los miembros más esforzados corresponden a los elementos del pórtico. En la base de ambas columnas se tiene los esfuerzos más grades, lo que indica la formación de rótulas plásticas ante la presencia de cargas laterales mayores. En el patín de la viga también se tiene un valor de esfuerzo relativamente grande y de la misma manera evidencia la formación de la rótula plástica en esa zona.

En lo que respecta al enchape, se puede observar que los esfuerzos más grandes se presentaron en los chicotes de conexión entre la malla electrosoldada con losa y cimentación, esto indica que la configuración de tales chicotes en el reforzamiento es adecuada al igual que el anclaje entre estos con la losa y la cimentación. La malla electrosoldada presenta un alto valor de esfuerzo en su parte central lo que evidencia la presencia de altos valores de tensión en las diagonales principales del prototipo.

Tabla 39.*Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 1.*

Ubicación	Código	E	Fy	ϵ máx	σ	Relación σ/F_y	Observación
[-]	[-]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[m/m]	[kg/cm ²]	[%]	[-]
Conexión viga-columna	ST-01	2043000	2530	0.00009	179.17	7	No fluye
Patín inferior de viga	ST-02	2043000	2530	0.00064	1301.39	51	No fluye
Chicote unión columna-malla	ST-03	2100000	4200	0.00032	678.30	16	No fluye
Esquina superior de malla	ST-04	1125461	5000	0.00056	635.44	13	No fluye
Centro de malla	ST-05	1125461	5000	0.00095	1069.86	21	No fluye
Chicote de cimentación	ST-06	2100000	4200	0.00080	1671.39	40	No fluye
Chicote de losa	ST-07	2100000	4200	0.00051	1072.05	26	No fluye
Nudo superior de C2	ST-08	2043000	2530	0.00037	753.69	30	No fluye
Nudo inferior de C2	ST-09	2043000	2530	0.00103	2109.76	83	No fluye
Nudo inferior de C1	ST-10	2043000	2530	0.00107	2188.56	87	No fluye
Nudo superior de C1	ST-11	2043000	2530	0.00055	1132.03	45	No fluye

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.2. CASO DE ESTUDIO 2: PÓRTICO DESNUDO.

Los resultados experimentales de este caso no se presentan en esta sección debido a que se tuvo problemas con la instrumentación durante el ensayo. Sin embargo, los resultados de tal ensayo no resultan representativos en este estudio ya que un modelo analítico sería suficiente para representar el comportamiento y los parámetros de calibración únicamente dependen del material. Por tal razón, en el siguiente capítulo se muestra únicamente un modelo analítico. El objetivo de utilizar este caso es propiciarle una carga inicial moderada al pórtico desnudo para diferenciarlo del caso 1 donde la estructura recibe carga solo después de reforzada con mallas.

6.3. CASO DE ESTUDIO 3: PÓRTICO CON MAMPOSTERÍA.

En esta sección se procede a detallar todos los aspectos que se observaron en el proceso de ensayo, se procesa los resultados obtenidos y se presenta los parámetros de caracterización mecánica del prototipo del caso de estudio 3 que corresponde al pórtico con mampostería.

6.3.1. OBSERVACIONES GENERALES

6.3.1.1. Daño leve o insignificante

Se presentaron pequeñas fisuras (menor a 1mm) en puntos específicos concentrados de ambas caras del prototipo como se muestra en Figura 90. Este nivel de daño se alcanzó en el décimo octavo ciclo con un valor de desplazamiento lateral de 8.93 mm (deriva de 0.37%) correspondiente a una fuerza lateral de 15.80 ton en empuje y, en el décimo sexto ciclo con un desplazamiento lateral de 6.38 mm (deriva del 0.27%) correspondiente a una fuerza lateral de 10.00 ton de regreso.



Figura 90. Estado de daño leve en caso de estudio 3.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.3.1.2. Daño moderado

En este nivel de daño se formaron grietas de mayor grosor en las unidades de mampuesto y en las juntas de mortero. Además de esto, se presentaron daños por desprendimiento de fragmentos de las piezas de mampuesto por aplastamiento en el centro del panel. Se observó que las fisuras se formaron a lo largo de las diagonales en un ancho mayor a 1m. Se llega a este nivel de daño en el vigésimo ciclo con un desplazamiento lateral de 12.48 mm (deriva de 0.53%) con una fuerza lateral de 15.50 ton en empuje; y 12.48 mm (deriva de 0.53%) correspondiente a una fuerza lateral de 13.25 ton de regreso.



Figura 91. Estado de daño moderado en caso de estudio 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El nivel de ductilidad y resistencia del pórtico fue garantizado ya que se utilizó un mecanismo de apoyo lateral empotrado al muro de reacción para prevenir posibles desplazamientos fuera del plano antes de alcanzar un nivel de daño moderado del panel de relleno.



Figura 92. Mecanismo de apoyo lateral del prototipo en el caso de estudio 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.3.2. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.

La Figura 93 muestra la curva de histéresis del prototipo con el panel de relleno, en esta se han marcado tres etapas. La primera etapa, hasta el punto donde empiezan a notarse las primeras fisuras en las unidades de mampuesto y juntas, se considera como una etapa sin daños. La segunda etapa, hasta llegar a un nivel de daño leve, aquí se tiene un comportamiento con degradación significativa de rigidez y con poca disipación de energía. La tercera etapa, hasta alcanzar un nivel de daño moderado, en esta etapa se presenta un comportamiento con degradación de rigidez y mayor disipación de energía.

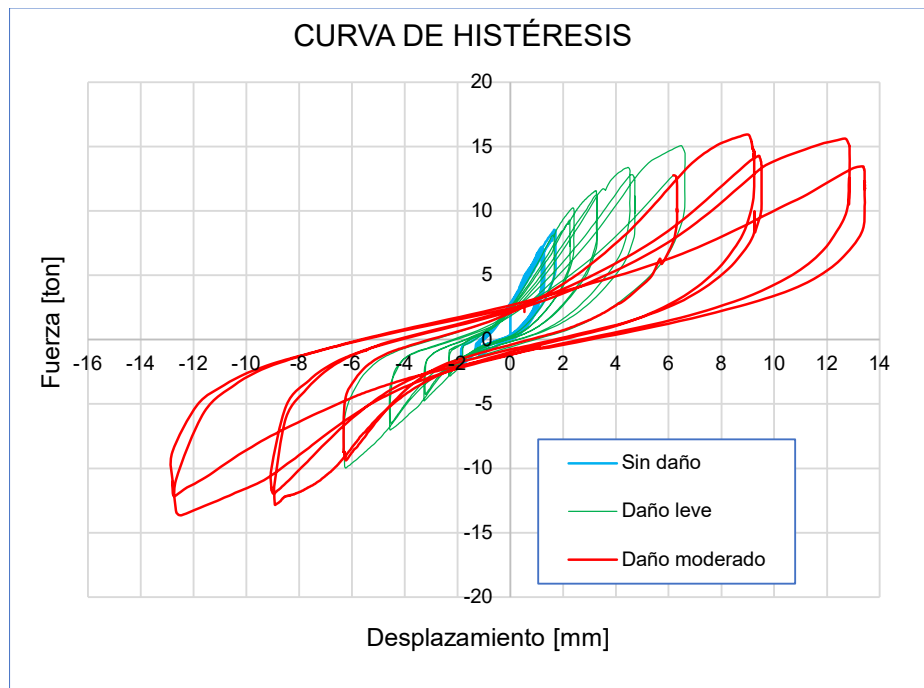


Figura 93. Curva de histéresis para el caso de estudio 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Como los valores de carga que se tiene en este ensayo no sobrepasan el límite permitido por la celda de carga, se observa que los lazos de histéresis positivos y negativos son simétricos. Al igual que en el caso de estudio 1, la curva de capacidad se obtiene como la curva promedio entre los valores absolutos de las envolventes positiva y negativa del ensayo cíclico (ver Figura 95).

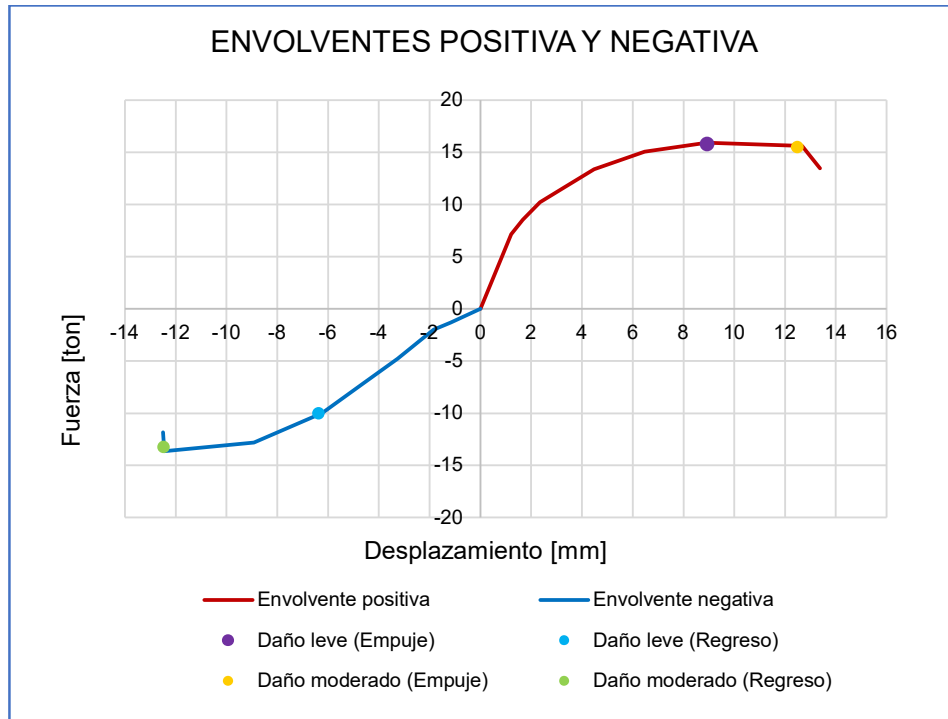


Figura 94. Envolvente positiva y negativa para el caso de estudio 3.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

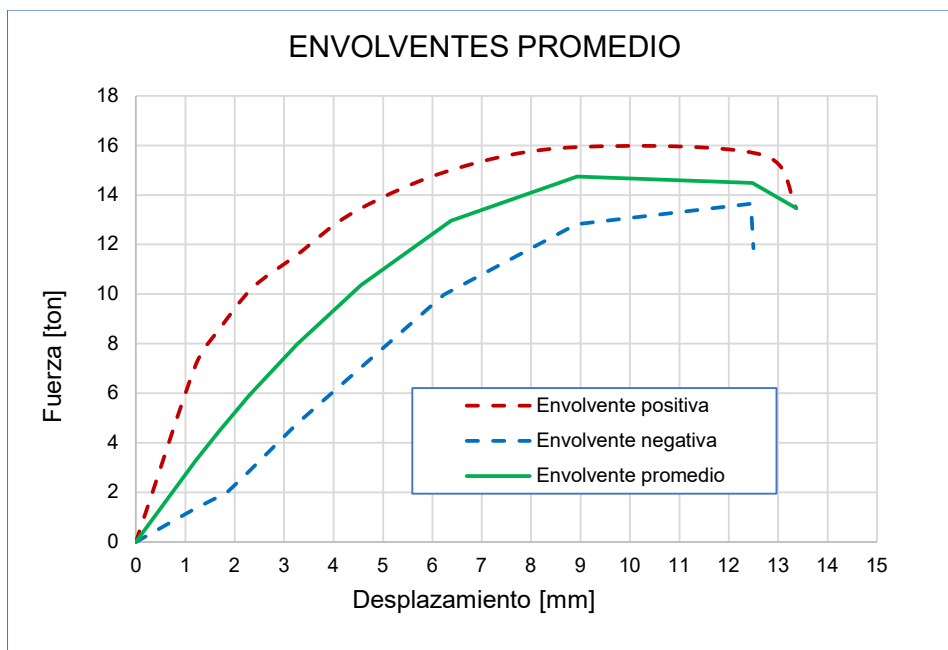


Figura 95. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 3.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.3.3. DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.

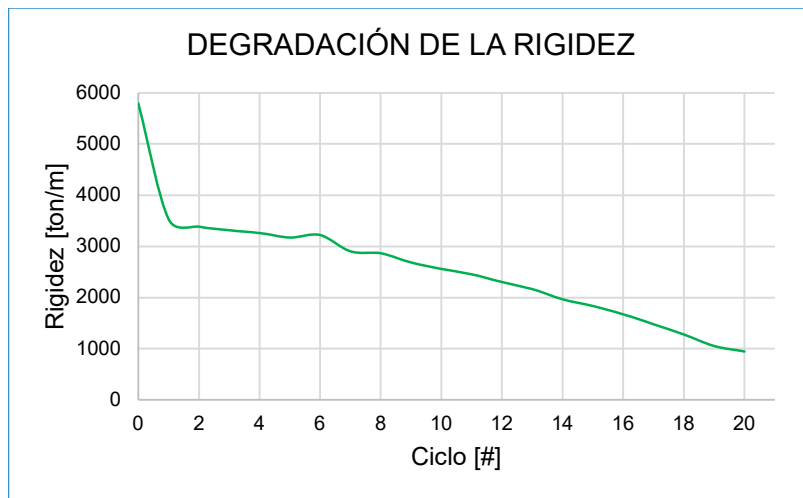


Figura 96. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 3.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Con el mismo procedimiento del caso 1 se obtuvo un valor de rigidez inicial de 5793.55 ton/m y una rigidez final de 947.52 ton/m, evidenciando que entre el primer y último ciclo de ensayo la rigidez del prototipo disminuye en 6.11 veces.

6.3.4. DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

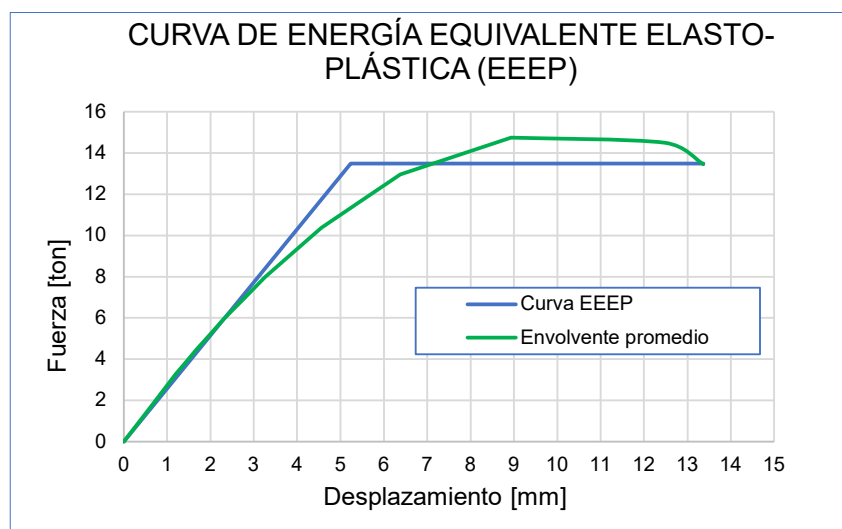


Figura 97. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 3.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Con el mismo procedimiento que en el caso 1 se tiene los resultados mostrados en la Tabla 40.

Tabla 40.

Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 3.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
P_{peak} =	14.74	[ton]	Fuerza máxima
Δ_{peak} =	8.93	[mm]	Desplazamiento en P_{peak}
P_u =	13.46	[ton]	Fuerza última
Δ_u =	13.37	[mm]	Desplazamiento último
P_{yield} =	13.48	[ton]	Fuerza en el punto de fluencia
Δ_{yield} =	5.23	[mm]	Desplazamiento en el punto de fluencia
D =	2.55	[-]	Factor de ductilidad de desplazamiento
K_e =	2576.28	[ton/m]	Rigidez elástica a corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la Figura 98, se observa que la disipación de energía durante el ensayo responde a un crecimiento exponencial y evidencia poca disipación en los primeros ciclos y el aumento de tal disipación en los últimos.

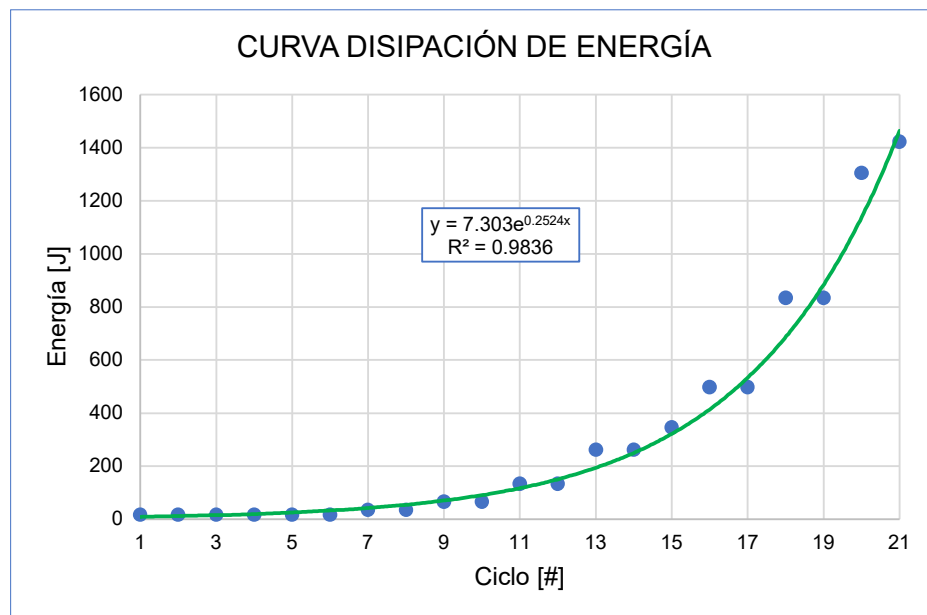


Figura 98. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.3.5. RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.

Con el mismo procedimiento que en el caso 1, se ha obtenido los resultados mostrados en la Tabla 41.

Tabla 41.

Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 3.

Elemento	Código	E	Fy	ϵ máx	σ máx	Relación σ/F_y	Observación
[-]	[-]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[m/m]	[kg/cm ²]	[%]	[-]
Patín inferior de viga	ST-01	2043000	2530	0.0005	960.21	38	No fluye
Conexión viga-columna	ST-02	2043000	2530	0.0001	196.33	8	No fluye
Nudo superior de C2	ST-08	2043000	2530	0.0003	528.73	21	No fluye
Nudo inferior de C2	ST-09	2043000	2530	0.0011	2339.85	92	No fluye
Nudo inferior de C1	ST-10	2043000	2530	0.0010	1962.91	78	No fluye
Nudo superior de C1	ST-11	2043000	2530	0.0002	507.89	20	No fluye

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se puede ver que ningún *strain gauge* registró deformaciones unitarias que generen esfuerzos por arriba de los correspondientes esfuerzos de fluencia, esto se debe a que el ensayo se llevó únicamente hasta un nivel de daño moderado del panel de relleno. De los resultados de esfuerzos se puede evidenciar que los miembros más esforzados corresponden a los elementos del pórtico, al igual que en el caso de estudio 1.

6.4. CASO DE ESTUDIO 4: PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO MODERADO EN MAMPOSTERÍA.

En esta sección se procede a detallar todos los aspectos que se observaron en el proceso de ensayo, se procesa los resultados obtenidos y se presenta los parámetros de caracterización mecánica del prototipo del caso de estudio 4 que corresponde al pórtico enchapado con daño previo moderado en mampostería.

6.4.1. OBSERVACIONES GENERALES

6.4.1.1. Daño leve o insignificante

Se consideró este nivel de daño al presentarse pequeñas fisuras en el panel reforzado (menor a 1mm) en puntos específicos concentrados de ambas caras del prototipo como se muestra en la Figura 99. Este nivel de daño se alcanzó en el décimo tercer ciclo con un valor de desplazamiento lateral de 4.56 mm (deriva de 0.19%) correspondiente a una fuerza lateral de 36.70 ton, esto, para las dos direcciones.

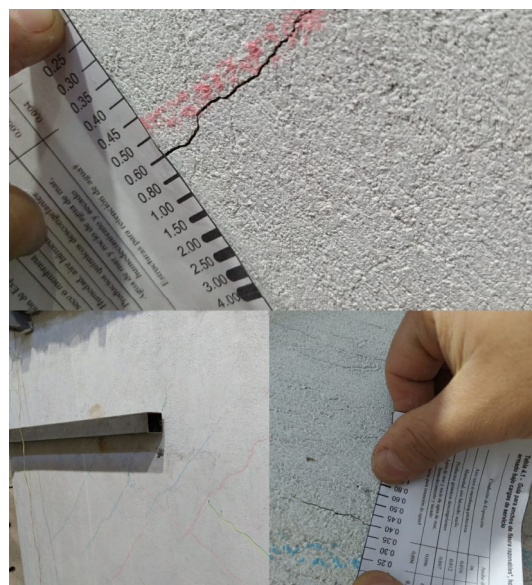


Figura 99. Estado de daño leve en caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.4.1.2. Daño moderado

En este nivel de daño se formaron grietas de mayor grosor en zonas concentradas cercanas al marco. Además de esto, se presentaron daños por desprendimiento de fragmentos. Se observó que este nivel de daño tuvo inicio en el décimo sexto ciclo con el aumento progresivo del grosor de fisuras, con un desplazamiento lateral de 6.38 mm (deriva de 0.27%) y una fuerza lateral de 40.77 ton en las dos direcciones. Para el décimo octavo ciclo se presentaron algunos desprendimientos y con espesores de fisura mayores.



Figura 100. Estado de daño moderado en caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

El nivel de ductilidad y resistencia del pórtico fue garantizado hasta cierto punto ya que se utilizó el mismo mecanismo de apoyo del caso 3 para prevenir posibles desplazamientos fuera del plano antes de alcanzar un nivel de daño extenso y de colapso.



Figura 101. Mecanismo de apoyo lateral del prototipo en el caso de estudio 4.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.4.1.3. Daño extenso y colapso



Figura 102. Daño extenso del prototipo en el caso de estudio 4.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En el nivel de daño extenso ya no se presentó un aumento de agrietamiento del panel reforzado, el daño fue evidenciado por el progresivo desprendimiento del enlucido en la viga y columnas. Se observó que este nivel de daño tuvo inicio en el vigésimo segundo ciclo, con un desplazamiento lateral de 17.47 mm (deriva de 0.73%) y una fuerza lateral de 44.85 ton en empuje y 17.53 mm (0.73 % de deriva), con una fuerza de 39.50 ton de regreso. En este ciclo se alcanzó la fuerza máxima cuyo valor se mantuvo hasta el vigésimo cuarto ciclo, a partir del cual se presenta un desprendimiento entre el pórtico y el panel de relleno.

De ahí en adelante la fuerza empieza a decaer a medida que el daño en el pórtico y en la malla electrosoldada que continuaba fija, aumentaba. El ensayo cíclico se llevó hasta el ciclo número 32 con un desplazamiento de 76.80 mm (deriva del 3.20 %) y con una fuerza que ha decaído a 21.50 ton, en adelante se procedió con un empuje monotónico hasta un desplazamiento de 139 mm donde se evidencio la falla definitiva de columnas, desgarre de soldadura en la conexión viga columna y la rotura de los pernos en el alma de la viga; además de esto, la ruptura de algunos chicotes y de la malla electrosoldada.



Figura 103. Estado de colapso del prototipo en caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.4.2. COMPORTAMIENTO HISTÉRÉTICO.

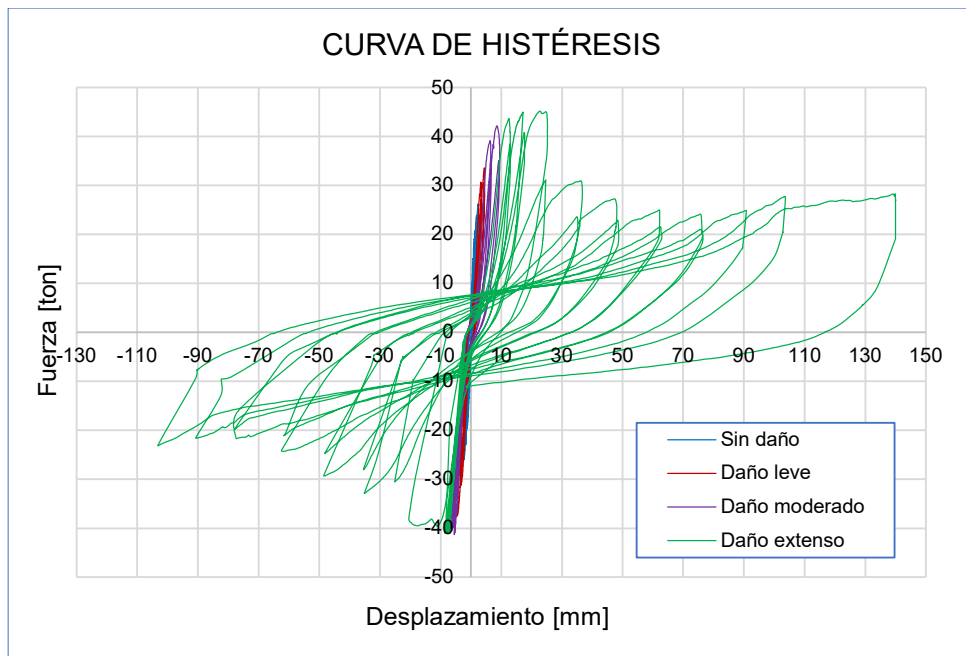


Figura 104. Curva de histéresis para el caso de estudio 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La Figura 104 muestra la curva de histéresis del marco de acero con el panel rehabilitado, en esta se han marcado cuatro etapas. La primera etapa, sin daños y hasta alcanzar un nivel de daño leve. La segunda etapa, hasta alcanzar un nivel de daño moderado, aquí se observa un comportamiento donde se evidencia degradación de rigidez y mayor disipación de energía, en esta etapa se alcanzó un valor cercano al valor máximo de resistencia. La tercera etapa se consideró hasta llegar a un nivel de daño extenso, en los primeros ciclos de esta etapa se alcanzó la resistencia máxima del prototipo, en los ciclos posteriores se tuvo una gran caída de la resistencia la cual se mantuvo hasta finalizar esta etapa. La etapa final fue tomada desde el punto de daño extenso hasta el colapso, en esta etapa se tuvo grandes valores de desplazamiento con valores de fuerza similares en cada ciclo, esto evidenció que el aporte a la resistencia del panel reforzado en el prototipo era muy pequeño y el comportamiento correspondía al del pórtico de acero. La curva de capacidad se obtuvo con el mismo procedimiento de los casos anteriores (ver Figura 105).

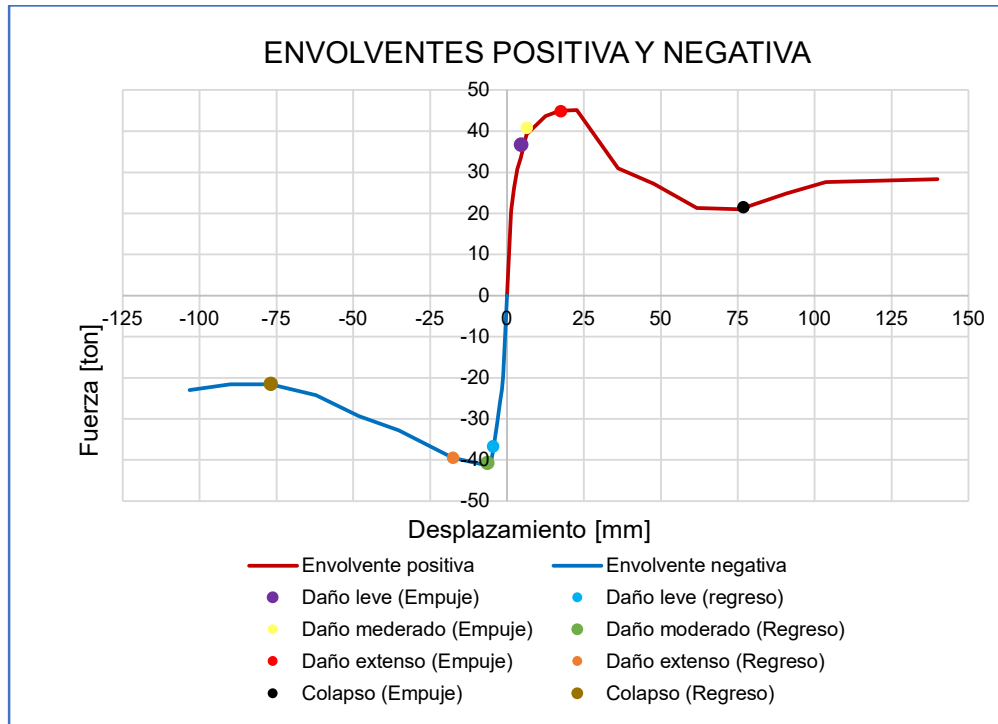


Figura 105. Envolvente positiva y negativa para el caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

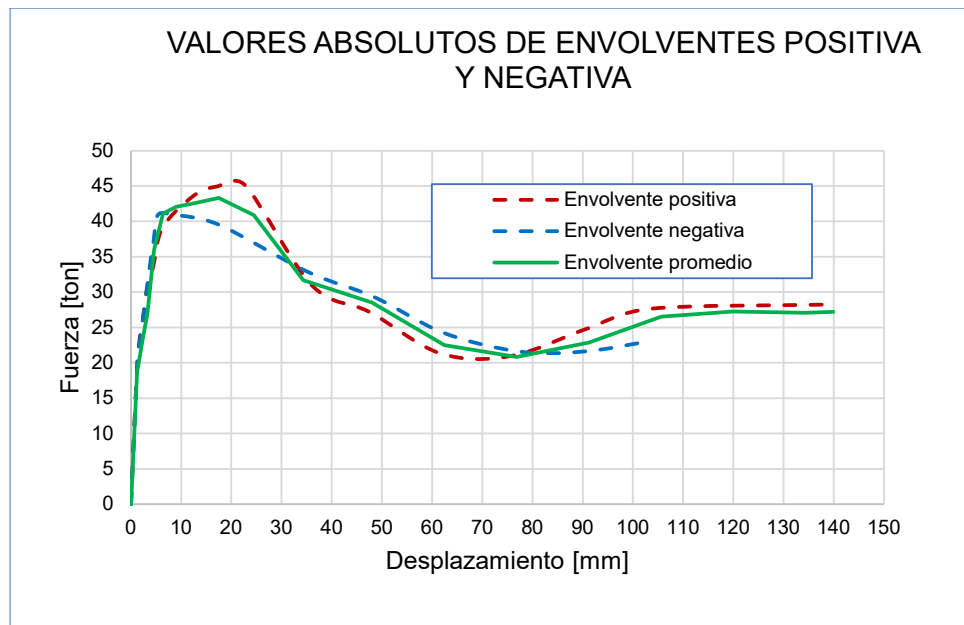


Figura 106. Valores absolutos de envolvente positiva y negativa y envolvente promedio para el caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.4.3. DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ.



Figura 107. Diagrama de degradación de rigidez para el caso de estudio 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Con el mismo procedimiento del caso 1 se obtuvo un valor de rigidez inicial de 16269.96 ton/m y un valor de rigidez final de 211.11 ton/m, lo que evidencia que entre el primer y último ciclo de ensayo la rigidez del prototipo disminuye en 77.07 veces, ver Figura 107.

Sin embargo, para este caso de estudio fue necesario establecer un punto límite de comportamiento, donde se evidencie un comportamiento de todo el sistema pórtico-panel reforzado, y así presentar de mejor manera los parámetros de comportamiento mecánico del prototipo. Se toma como punto límite de comportamiento el vigésimo cuarto ciclo del ensayo, punto donde se evidenció un desprendimiento de la mampostería con el pórtico de acero como ya se mencionó anteriormente. En este punto límite se tuvo una rigidez de 806.46 ton/m observándose una disminución en 20.17 veces la rigidez inicial.

6.4.4. DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

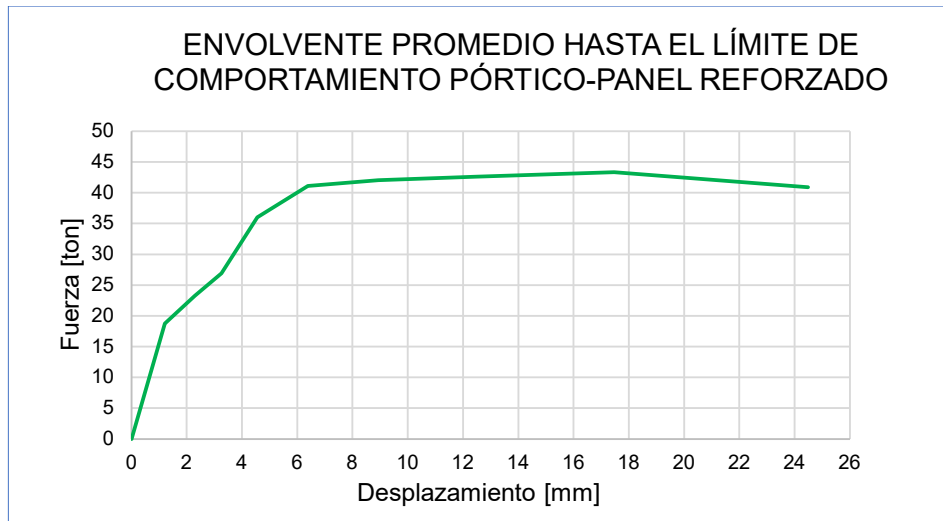


Figura 108. Envoltorio promedio hasta el límite establecido.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

De la misma manera que en la observación de la degradación de rigidez, para determinar los parámetros de ductilidad y disipación de energía se considera el mismo límite de comportamiento del prototipo, de esta manera, la envoltorio promedio a partir de la cual se determina la curva EEEP es la que se muestra en la Figura 108. Con esta curva limitada se procede a determinar los valores necesarios al igual que en los casos anteriores obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla 42.

Tabla 42.

Resumen de resultados de ensayo cíclico para el caso de estudio 4.

Parámetro	Valor	Unidad	Descripción
P_{peak}	43.35	[ton]	Fuerza máxima
Δ_{peak}	17.47	[mm]	Desplazamiento en P_{peak}
P_u	40.88	[ton]	Fuerza última
Δ_u	24.48	[mm]	Desplazamiento último
P_{yield}	40.00	[ton]	Fuerza en el punto de fluencia
Δ_{yield}	2.56	[mm]	Desplazamiento en el punto de fluencia
D	9.55	[-]	Factor de ductilidad de desplazamiento
K_e	15609.45	[ton/m]	Rigidez elástica a corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

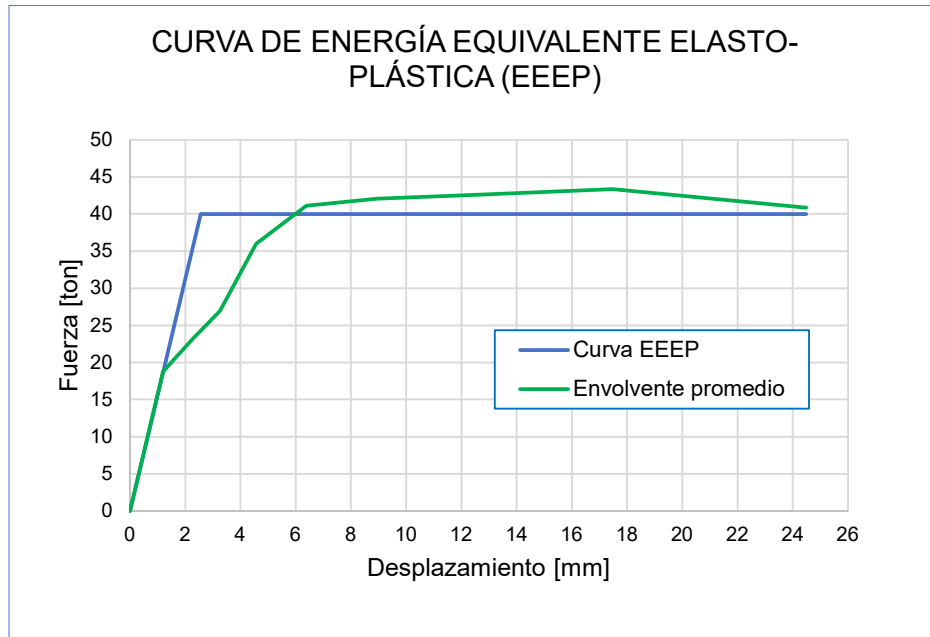


Figura 109. Curva de energía equivalente elasto-plástica (EEEP) para el caso 4.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En lo que respecta la disipación de energía, se procede al igual que en los casos anteriores.

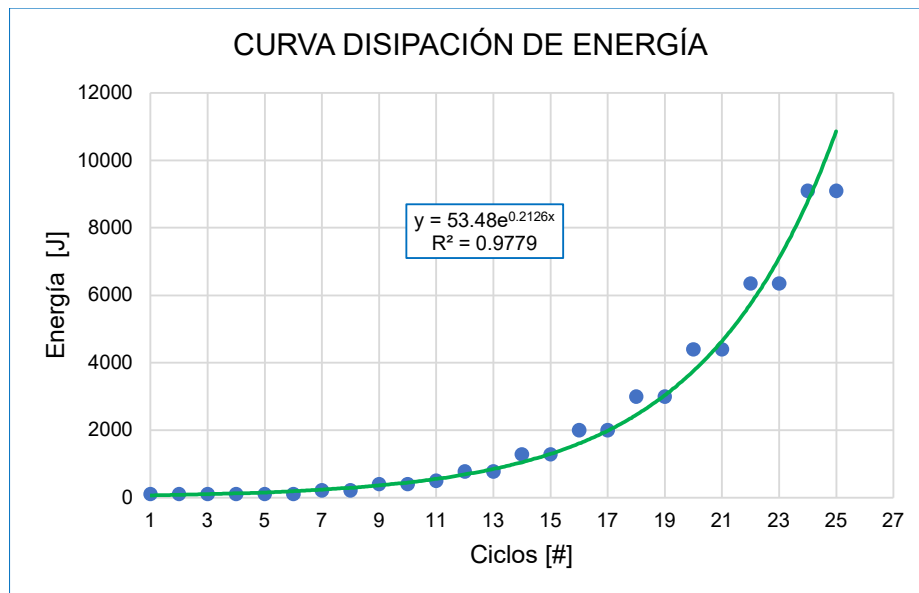


Figura 110. Disipación de energía en cada ciclo para el caso de estudio 4.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se observa que la disipación de energía durante el ensayo responde a un crecimiento exponencial y evidencia la poca disipación en los primeros ciclos y el aumento de tal disipación en los últimos.

6.4.5. RESPUESTA LOCAL DE ELEMENTOS CONSTITUYENTES DEL PROTOTIPO.

El estado tensional de los miembros constituyentes de este prototipo fue registrado de la misma manera que los casos anteriores.

Tabla 43.

Comportamiento a nivel local del prototipo para el caso de estudio 4.

Ubicación	Código	E	Fy	ϵ máx	σ	Relación σ/F_y	Observación
[-]	[-]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[m/m]	[kg/cm ²]	[%]	[-]
Conexión viga-columna	ST-01	2043000	2530	0.00188	3838.98	152	Fluye
Patín inferior de viga	ST-02	2043000	2530	0.00061	1248.89	49	No fluye
Chicote unión columna-malla	ST-03	2100000	4200	0.00155	3261.72	78	No fluye
Esquina superior de malla	ST-04	1125461	5000	0.00141	1585.55	32	No fluye
Centro de malla	ST-05	1125461	5000	0.00169	1899.67	38	No fluye
Chicote de cimentación	ST-06	2100000	4200	0.00029	605.64	14	No fluye
Chicote de losa	ST-07	2100000	4200	0.00071	1482.39	35	No fluye
Nudo superior de C2	ST-08	2043000	2530	0.00032	660.50	26	No fluye
Nudo inferior de C2	ST-09	2043000	2530	0.00324	6619.18	262	Fluye

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Este caso tiene la particularidad de que aquí se llegó hasta un nivel de daño de colapso, sin embargo, se consideró el límite de comportamiento del sistema pórtico-panel reforzado ya que es hasta ahí donde se tuvo un comportamiento donde todo el sistema aporta a la resistencia. De todo el conjunto de datos de deformación unitaria se tomó los valores máximos registrados hasta el ciclo número 24 y se procedió a determinar el valor de esfuerzo en cada *strain gauge* colocado, de la misma forma que en los casos anteriores. De esta manera se ha obtenido los resultados mostrados en la Tabla 43.

Se puede ver que los *strain gauges* colocados en la placa de la conexión viga-columna y el nudo inferior de la columna 2 registraron deformaciones unitarias que generan esfuerzos por arriba de los correspondientes esfuerzos de fluencia, esto evidencia que hasta el punto donde se presentó el desprendimiento de la mampostería con el pórtico, ya se había empezado la formación del mecanismo de disipación de energía en la base de columnas y en la conexión viga-columna.

De los resultados de esfuerzos también se pudo evidenciar que los chicotes de conexión de la malla electrosoldada con columnas y losa presentaron esfuerzos cercanos al de fluencia lo que evidencia un buen comportamiento de estos en el sistema de reforzamiento. Los *strain gauges* colocados en la malla electrosoldada también registraron deformaciones representativas lo que muestra que los puntos donde se los colocó se encuentran en zonas donde se generan grandes esfuerzos en todo el sistema pórtico-panel reforzado.

A pesar de que los elementos constituyentes del prototipo presentan un buen comportamiento a nivel local, el comportamiento global de toda la estructura no fue del todo adecuado ya que se evidenció que luego del desprendimiento de la mampostería, la resistencia del prototipo disminuyó en gran proporción y de forma repentina, esto hace evidente la necesidad de garantizar que no se presente tal desprendimiento y que el sistema trabaje monolíticamente hasta la resistencia última para que así la caída de resistencia sea gradual, con todos los elementos aportando en resistencia hasta el final.

Para este y los anteriores casos se presenta en el Anexo 4 las gráficas de deformación unitaria vs. fuerza lateral de los registros de los *strain gauges* colocados.

6.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

En esta sección se recopila los resultados de los ensayos que se explicaron en las secciones anteriores y se procede a presentar una comparación de las propiedades mecánicas de cada prototipo en cada caso de estudio, las tablas de las propiedades se adjuntan en el Anexo 4.

6.5.1. CAPACIDAD

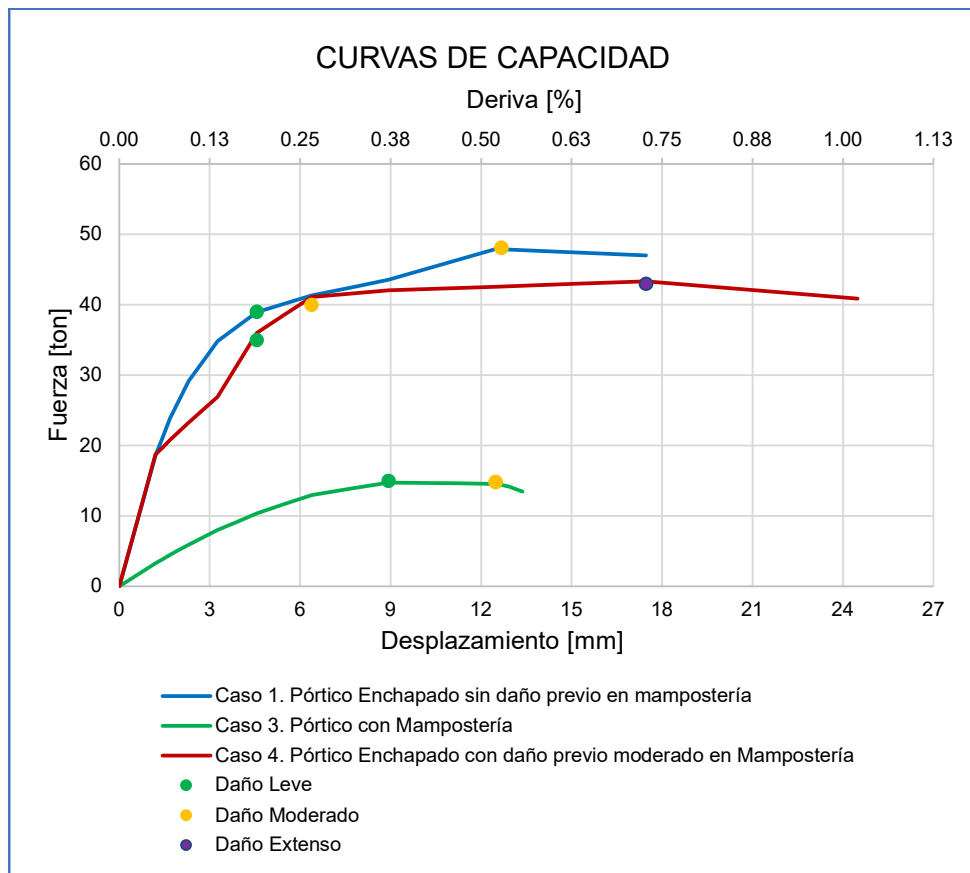


Figura 111. Comparación de curvas de capacidad.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Como se observa en la Figura 111, la curva de capacidad del caso de estudio 1 presenta una resistencia mayor que los otros casos, lo cual era de esperarse ya que este prototipo tuvo un reforzamiento en el panel de relleno sin daño. La resistencia del caso de estudio 4 también presenta un valor de resistencia máxima cercana a la del caso 1 lo que muestra que el reforzamiento sobre el panel de relleno con daño moderado resulta muy adecuado.

Al comparar la resistencia entre el panel de relleno del caso de estudio 3 y el panel de relleno reforzado del caso de estudio 4, se evidencia un gran aumento de la misma hasta el nivel de daño moderado, este valor aumenta de 14.74 ton a 43.35 ton que representa un aumento del 194.05% y disminuyendo la deriva en este nivel de daño de 0.52% a 0.27%.

6.5.2. DERIVAS

La Tabla 44 muestra un resumen de los valores de derivas alcanzados en cada nivel de daño para cada caso de estudio y el nivel hasta donde se llevó cada ensayo (ver figura 111).

Tabla 44.

Derivas en cada nivel de daño.

Estado	Parámetro	Caso 1	Caso 3	Caso 4	Unidad
Sin daño	Desplazamiento	3.26	4.56	3.26	[mm]
	Deriva	0.14	0.19	0.14	[%]
Daño leve	Desplazamiento	4.56	8.93	4.56	[mm]
	Deriva	0.19	0.37	0.19	[%]
Daño moderado	Desplazamiento	12.67	12.48	6.38	[mm]
	Deriva	0.53	0.52	0.27	[%]
Daño extenso	Desplazamiento			17.47	[mm]
	Deriva			0.73	[%]
Colapso	Desplazamiento			139.00	[mm]
	Deriva			5.79	[%]

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Los resultados experimentales en los tres casos de estudio muestran que las derivas donde se alcanza un nivel de daño moderado son menores al 0.6% con lo

cual se observa que los límites de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS-2015) no representan valores que controlen las deformaciones para limitación de daños.

6.5.3. DUCTILIDAD

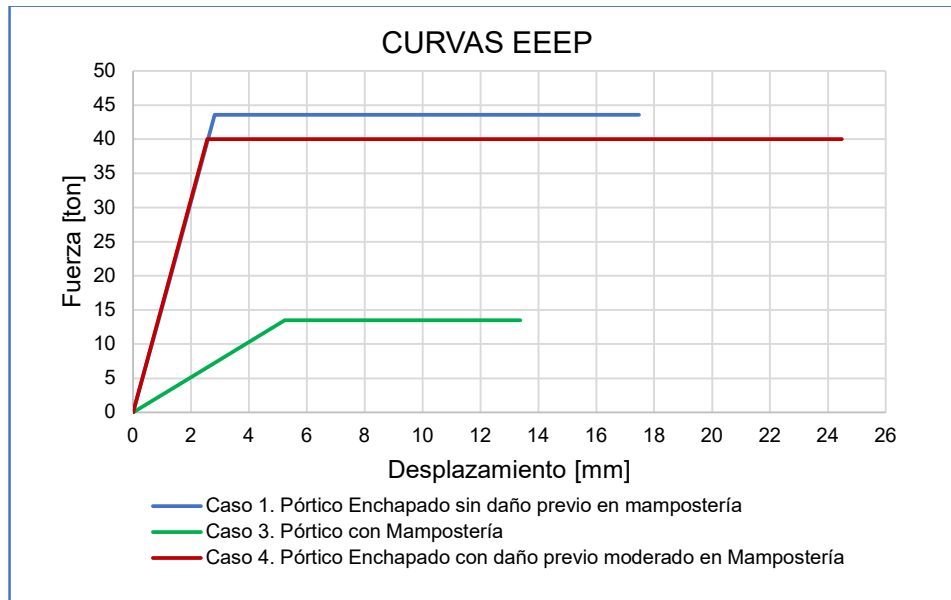


Figura 112. Comparación de curvas EEEP.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 45.

Parámetros de ductilidad.

Parámetro	Caso 1	Caso 3	Caso 4	Unidad	Descripción
P_{peak}	47.93	14.74	43.35	[ton]	Fuerza máxima
Δ_{peak}	12.48	8.93	17.47	[mm]	Desplazamiento en P_{peak}
P_u	41.31	13.46	40.88	[ton]	Fuerza última
Δ_u	17.47	13.37	24.48	[mm]	Desplazamiento último
P_{yield}	43.58	13.48	40.00	[ton]	Fuerza en el punto de fluencia
Δ_{yield}	2.81	5.23	2.56	[mm]	Desplazamiento en el punto de fluencia
D	6.21	2.55	9.55	[-]	Factor de ductilidad de desplazamiento
K_e	15486.81	2576.28	15609.45	[ton/m]	Rigidez elástica a corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.5.4. ENERGÍA DISIPADA

La tendencia a crecimiento exponencial de la energía disipada en cada caso de estudio se muestra en la Figura 113, en esta se observa que el panel reforzado sin daño previo del caso de estudio 1 tiende a disipar mayor energía en los últimos ciclos que en los otros casos.

Al igual que la resistencia, la disipación de energía del panel reforzado con daño previo del caso de estudio 4 presenta una tendencia cercana a la del caso 1. Si se compara la disipación de energía del panel de relleno del caso 3 con la del panel reforzado del caso 4 se puede evidenciar una gran diferencia en la tendencia de la curva, con lo cual, la ductilidad de los dos casos tiene una gran variación.

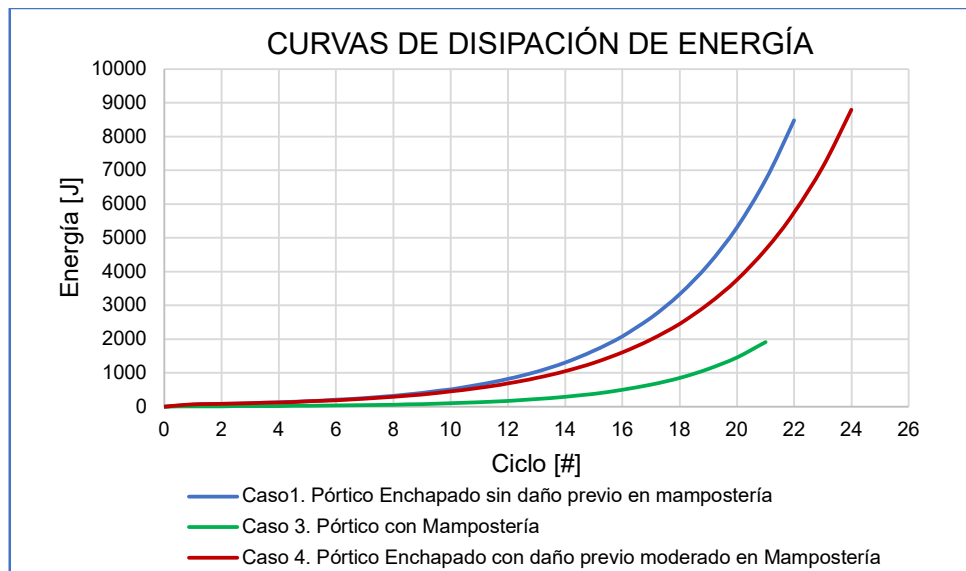


Figura 113. Comparación de curvas de disipación de energía.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Tabla 46.

Energía disipada en cada caso de estudio.

Caso	Energía disipada [J]	Observación
Caso 1	6887.06	Hasta el nivel de daño moderado
Caso 3	1422.45	Hasta el nivel de daño moderado
Caso 4	9103.68	Hasta el límite de comportamiento establecido

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.5.5. RIGIDEZ

La Figura 114 muestra la variación de rigidez de cada caso de estudio. Aquí se tiene que la degradación de rigidez de los prototipos de los casos 1 y 4 fue muy similar en cuanto a valores y tendencia, aunque el caso 1 en los primeros ciclos alcanza un valor de rigidez un tanto mayor.

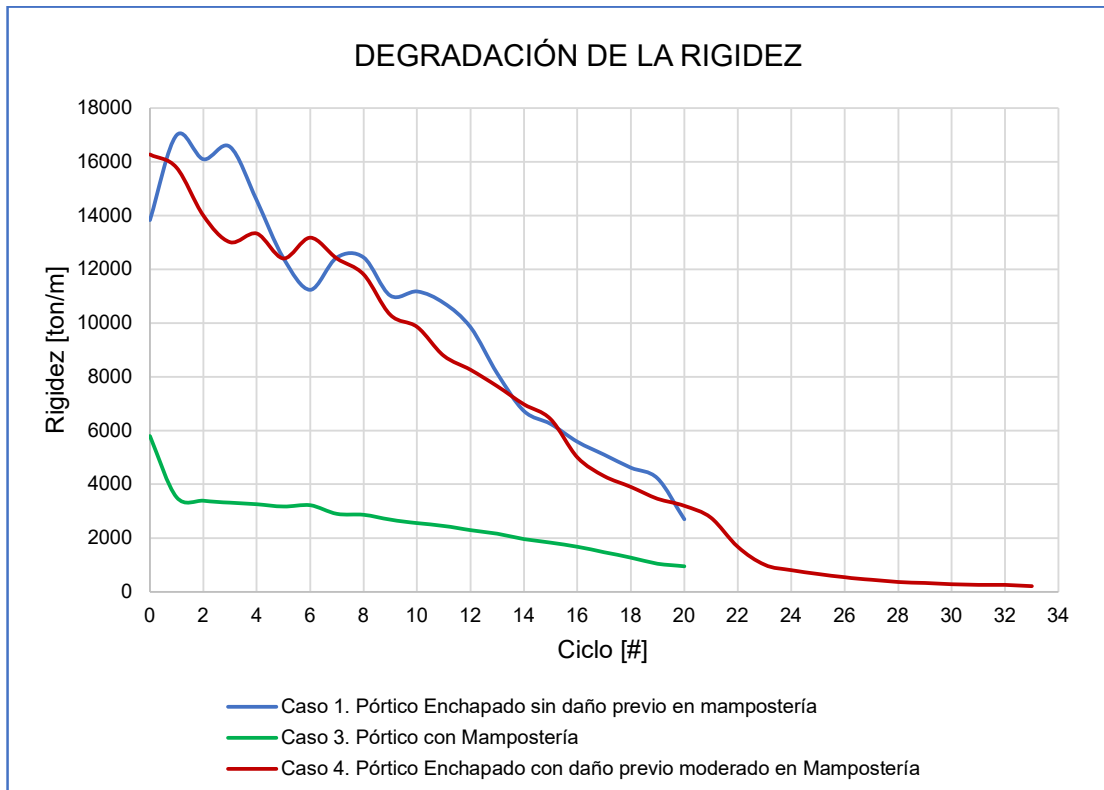


Figura 114. Comparación de curvas de degradación de rigidez.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Al comparar el caso 3 con el caso 4 se observa una tendencia de degradación diferente. Se tiene que el panel de relleno disminuyó la rigidez a 947.52 ton/m hasta el nivel de daño moderado y luego de reforzarlo alcanzó una rigidez de 16269.96 ton/m lo cual representa un aumento en 17.17 veces. De esta manera se evidencia el gran aporte de rigidez que proporciona el reforzamiento al panel de relleno con daño previo.

Finalmente, si se compara los casos 1 y 3 se puede observar que la relación de rigideces máximas muestra que la rigidez del caso 1 es 2.93 veces la rigidez del caso 3 y, además, el caso 1 tiene una menor degradación antes de llegar al mismo nivel de daño que en el caso 3.

6.5.6. PERIODOS DE VIBRACIÓN

A continuación, en la Tabla 47 se presentan los periodos de vibración obtenidos con el equipo descrito en la sección 3.3, el movimiento estructural se registra en forma digital y se transfiere a una tarjeta de memoria y luego a la PC, donde el almacenamiento, el análisis y la revisión de los datos se realizan a través del software Grilla junto a rutinas matemáticas. La instrumentación y procesamiento se ha realizado por personal del CIV-EPN.

Tabla 47.

Periodos de vibración en cada etapa de construcción.

DESCRIPCIÓN	PERIODOS DE VIBRACIÓN		
	T	Prototipo 1	Prototipo 2
Pórtico Vacío	Tt (s)	-	0.497
	Tl (s)	-	0.075
Pórtico con Panel de relleno después del ensayo (daño moderado en mampostería)	Tt (s)	-	0.154
	Tl (s)	-	0.052
Pórtico con enchape	Tt (s)	0.131	0.119
	Tl (s)	0.014	0.014
Pórtico con enchape después del ensayo	Tt (s)	0.234	0.315
	Tl (s)	0.02	0.066
* Tt : Periodo de vibración en el sentido transversal - sentido corto. * Tl : Periodo de vibración en el sentido longitudinal - sentido largo.			

Fuente: CIV – EPN.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La variación que existe en el periodo de vibración es un claro reflejo de un aumento o disminución de rigidez, ya que el periodo de vibración guarda una relación inversa con la rigidez. En la Tabla 47 se observa que inicialmente el pórtico enchapado tenía un periodo de 0.014 s luego del ensayo termina con un periodo

de 0.066 s, obteniéndose un aumento de aproximadamente el 370%, lógicamente la rigidez en este punto ha disminuido significativamente.

Por otro lado, el pórtico vacío tuvo un periodo de 0.075 s que al compararlo con el periodo de la estructura con el panel de relleno luego de someterlo al ensayo hasta daño moderado que fue de 0.052 s, se evidencia que a pesar de que el pórtico con relleno ya había sido ensayado la mampostería dañada sigue aportando con rigidez a la estructura. Lo ideal hubiera sido poder comparar los periodos de la estructura vacía y del pórtico con relleno sin ensayar, de esta manera se observaría el aporte del relleno.

Finalmente, se observa que entre los prototipos 1 y 2 al final del ensayo del pórtico enchapado se tiene una gran diferencia entre los periodos, esto se origina ya que el prototipo 1 no pudo ser ensayado totalmente debido a fallas fuera del plano de aplicación de la carga.

En el Anexo 5 se presentan los espectros de respuesta de las estructuras y en las tablas los periodos fundamentales en las direcciones principales durante las fases de construcción antes y después de los ensayos.

6.6. ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO.

Para llevar a cabo este análisis se toma en consideración cuatro variables; resistencia, ductilidad, rigidez y energía disipada y se comparan con el costo. Las tablas con la información desglosada del costo para cada caso de estudio se encuentran en el Anexo 6.

6.6.1. COSTO-RESISTENCIA

Si se compara el caso 1 con el caso 3 se observa una diferencia de resistencia del 225.15% a favor del caso 1 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 1 tiene un costo mayor en un 13.22 % lo que claramente muestra una gran ventaja de

reforzamiento como un sistema de reforzamiento. Ahora, si se compara el caso 1 con el caso 4 se observa una diferencia de resistencia del 10.58% a favor del caso 1 y en cuanto al costo se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en 3.44% respecto al caso 1 lo que continúa mostrando una ventaja en el caso 1. Finalmente, si se compara el caso 3 con el caso 4 se observa una diferencia de resistencia del 194.05% a favor del caso 4 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en un 17.12% respecto al caso 3, con lo que se puede observar una gran ventaja del caso 4 frente al caso 3.

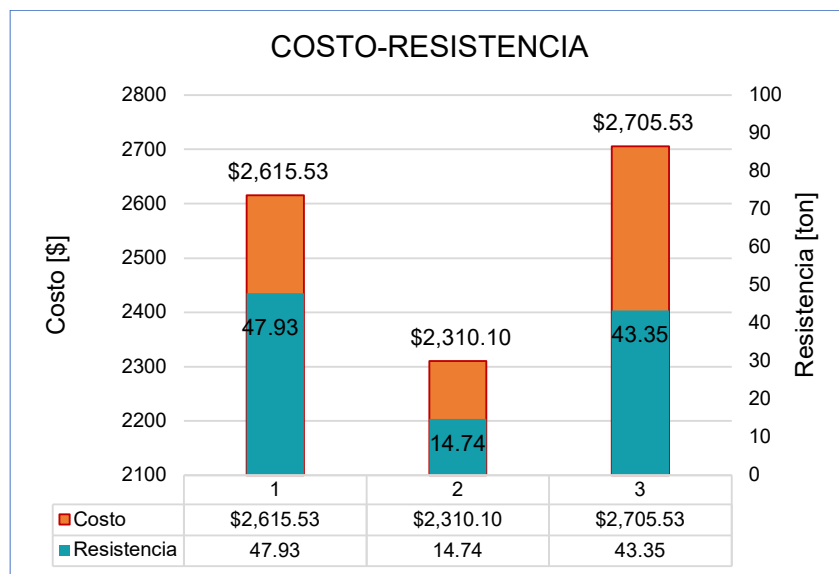


Figura 115. Comparación costo-resistencia.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.6.2. COSTO-DUCTILIDAD

Si se compara el caso 1 con el caso 3 se observa una diferencia de ductilidad del 143.05% a favor del caso 1 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 1 tiene un costo mayor en un 13.22 % lo que claramente muestra una gran ventaja de reforzamiento. Ahora, si se compara el caso 1 con el caso 4 se observa una diferencia de ductilidad del 53.86% a favor del caso 4 y en cuanto al costo se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en 3.44% respecto al caso 1 lo que muestra una ventaja para el caso 4 a pesar de su mayor costo. Finalmente, si se compara el

caso 3 con el caso 4 se observa una diferencia de ductilidad del 273.96% a favor del caso 4 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en un 17.12% respecto al caso 3, con lo que se puede observar una gran ventaja del caso 4 frente al caso 3.

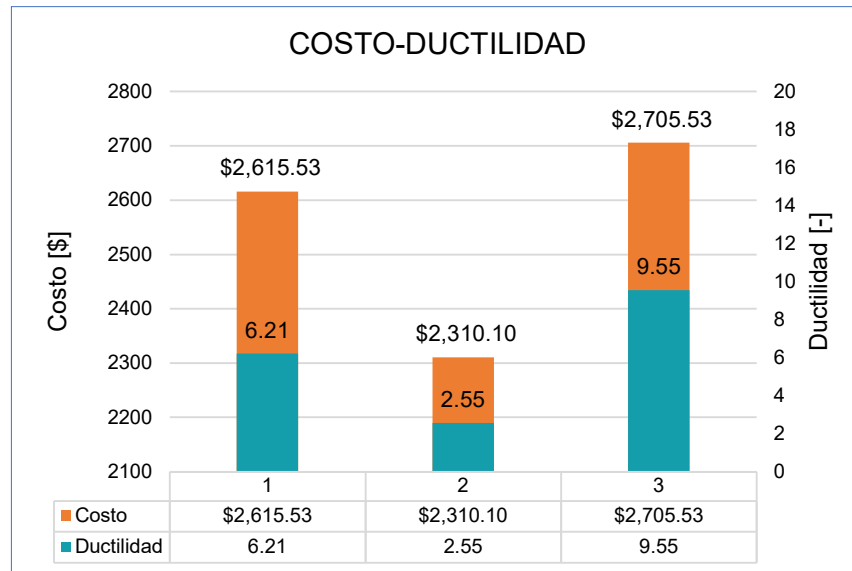


Figura 116. Comparación costo-ductilidad.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.6.3. COSTO-RIGIDEZ

Si se compara el caso 1 con el caso 3 se observa una diferencia de rigidez del 138.79% a favor del caso 1 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 1 tiene un costo mayor en un 13.22 % lo que claramente muestra una gran ventaja de reforzamiento. Si se compara el caso 1 con el caso 4 se observa una diferencia de rigidez del 17.51% a favor del caso 4 y en cuanto al costo se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en 3.44% respecto al caso 1 lo que muestra una ventaja para el caso 4 a pesar de su mayor costo. Por último, si se compara el caso 3 con el caso 4 se observa una diferencia de rigidez del 180.83% a favor del caso 4 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en un 17.12% respecto al caso 3, con lo que se puede observar una gran ventaja del caso 4 frente al caso 3.

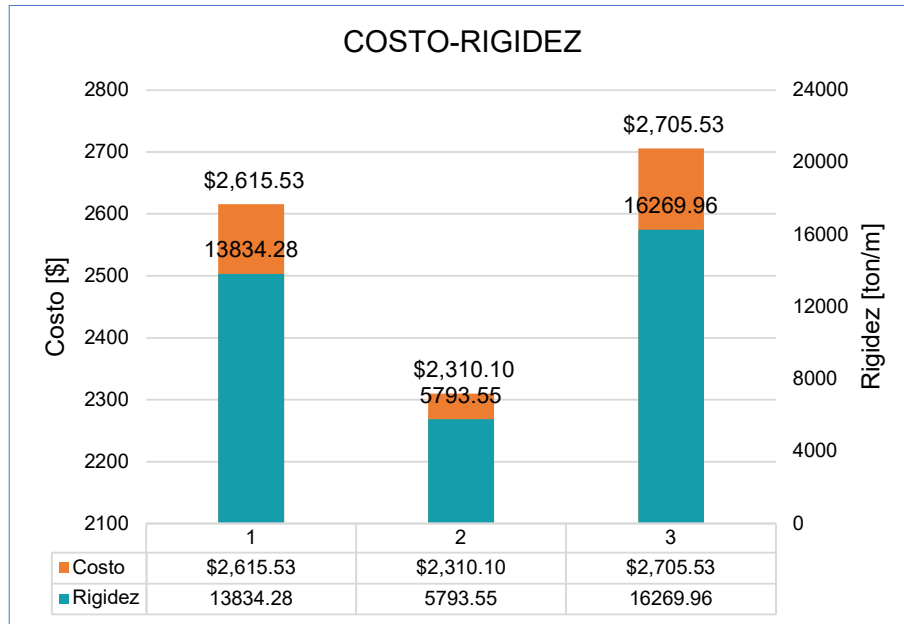


Figura 117. Comparación costo-rigidez.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.6.4. COSTO-ENERGÍA DISIPADA

Comparando el caso 1 con el caso 3 se observa una diferencia de energía disipada del 384.17% a favor del caso 1 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 1 tiene un costo mayor en un 13.22% lo que claramente muestra una gran ventaja de reforzamiento del panel de relleno sin daño. Al comparar el caso 1 con el caso 4 se observa una diferencia de energía disipada del 32.19% a favor del caso 4 y en cuanto al costo se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en 3.44% respecto al caso 1 lo que muestra una ventaja para el caso 4. Ahora, si se compara el caso 3 con el caso 4 se observa una diferencia de energía disipada del 540% a favor del caso 4 y en cuanto al costo, se tiene que el caso 4 tiene un costo mayor en un 17.12% respecto al caso 3, con lo que se puede observar una enorme ventaja del caso 4 frente al caso 3.

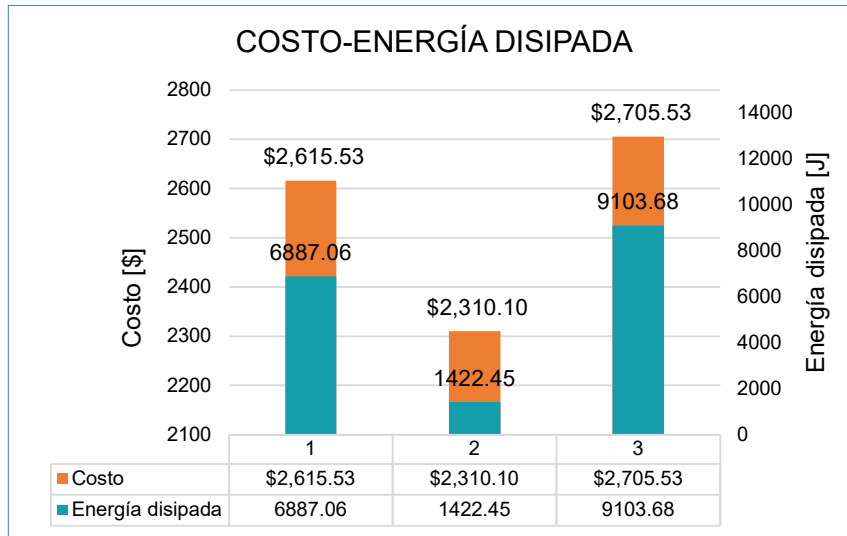


Figura 118. Comparación costo-rigidez.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

6.6.5. RESUMEN GENERAL

Tabla 48.

Resumen de análisis costo-beneficio.

Comparaciones	Variables	Relación	Caso con ventaja
Caso 1-Caso 3	Costo	13.22%	Caso 3
	Resistencia	225.15%	Caso 1
	Ductilidad	143.05%	Caso 1
	Rigidez	138.79%	Caso 1
	Energía disipada	384.17%	Caso 1
Caso 1-Caso 4	Costo	3.44%	Caso 1
	Resistencia	10.58%	Caso 1
	Ductilidad	53.86%	Caso 1
	Rigidez	17.61%	Caso 1
	Energía disipada	32.19%	Caso 1
Caso 3-Caso 4	Costo	17.12%	Caso 3
	Resistencia	194.05%	Caso 4
	Ductilidad	273.97%	Caso 4
	Rigidez	180.83%	Caso 4
	Energía disipada	540.00%	Caso 4

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

CAPÍTULO 7

CALIBRACIÓN DE MODELOS

7.1. MODELOS CONSTITUTIVOS

Los modelos constitutivos representan una definición matemática para el comportamiento de un material basado en ensayos de laboratorio o de campo, que incluyen factores significativos que afectan el comportamiento de este. No es posible considerar todos los parámetros que influyen en la respuesta mecánica de los materiales bajo determinadas condiciones de carga, por esa razón es necesario realizar idealizaciones para simplificar en cuanto sea posible las expresiones matemáticas que los definen siempre que se conserven las principales propiedades y se excluya las de menor importancia, siendo así, los modelos constitutivos permiten predecir de manera aproximada el comportamiento de una estructura.

A continuación, se presentan los modelos constitutivos empleados para definir el comportamiento de la mampostería, del mortero, del acero estructural y del acero de refuerzo. Los modelos constitutivos utilizados están predefinidos en Seismostruct, razón por la cual se ha visto conveniente utilizar este software para calibrar los casos de estudio. Seismostruct trabaja con unidades del sistema internacional (SI), así que toda la información presentada en este capítulo da uso de dicho sistema.

7.1.1. MODELO DEL ACERO ESTRUCTURAL (BILINEAL)

Es un modelo uniaxial de esfuerzo-deformación bilineal con endurecimiento cinemático, donde el rango elástico permanece constante durante las fases de carga. El Modelo Bilineal no considera la degradación de la rigidez bajo cargas reversibles en el elemento estructural (Purca, 2012). Este modelo se caracteriza por tener parámetros de calibración fácilmente identificables (Seismosoft, 2020). En la Figura 119 se presenta el modelo constitutivo del acero.

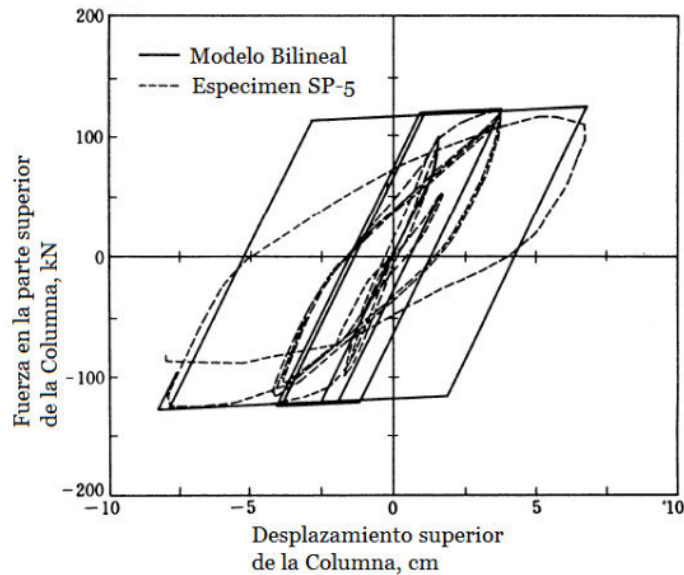


Figura 119. Modelo Bilineal para el acero estructural.

Fuente: (Purca, 2012).

Para definir el modelo constitutivo es necesario describir cinco parámetros:

- **Módulo de Elasticidad (E_s):** Este parámetro corresponde a la rigidez elástica inicial del material. Para este estudio se utilizó 200 GPa.
- **Límite de Fluencia (F_y):** El límite de fluencia corresponde al esfuerzo de fluencia del acero estructural. Para este estudio se utilizó 248 MPa.
- **Parámetro de endurecimiento por deformación (μ):** Corresponde a la relación entre la rigidez posterior a la fluencia, E_{sp} , y la rigidez elástica inicial del acero estructural, E_s . Para determinar la rigidez posterior a la fluencia se aplica la siguiente ecuación, (Seismosoft, 2020):

$$\mu = \frac{E_{sp}}{E_s} \quad (11)$$

$$E_{sp} = \frac{(f_{ult} - F_y)}{\varepsilon_{ult} - \frac{F_y}{E_s}} \quad (12)$$

Donde, f_{ult} y ε_{ult} son la resistencia y la deformación últimas del acero estructural, respectivamente. Para el acero A36, la resistencia última es de 400 MPa y la deformación última es de 0.14 mm/mm. Finalmente el parámetro de endurecimiento por deformación es de 0.005.

- **Deformación de rotura/pandeo (ε_{ult}):** Representa la deformación para la cual ocurre la fractura o el pandeo.
- **Peso específico (γ_s):** Corresponde al peso específico del acero estructural, es decir el peso del acero por unidad de volumen. Este valor es de 78.5 kN/m³ según (NEC-SE-CG, 2015).

7.1.2. MODELO DE LA MAMPOSTERÍA

Para representar el comportamiento de la mampostería se utilizó el macro-modelo planteado por Crisafulli & Carr (2007). El modelo de Crisafulli considera el comportamiento a compresión y a cortante de forma separada, para el caso de compresión el modelo propone dos puntales paralelos para llevar cargas axiales a través de dos esquinas diagonales opuestas y un elemento con comportamiento no-lineal para llevar los esfuerzos cortantes desde la parte superior hasta la inferior del panel.

Este puntal de corte solo actúa a través de la diagonal a compresión, de esta manera, su activación depende de las deformaciones que presente el panel ante la aplicación de las cargas (Grijalva & Narvaez, 2018).

En la figura 120 se presenta un esquema del mecanismo del puntal a compresión y del mecanismo del comportamiento no lineal a corte.

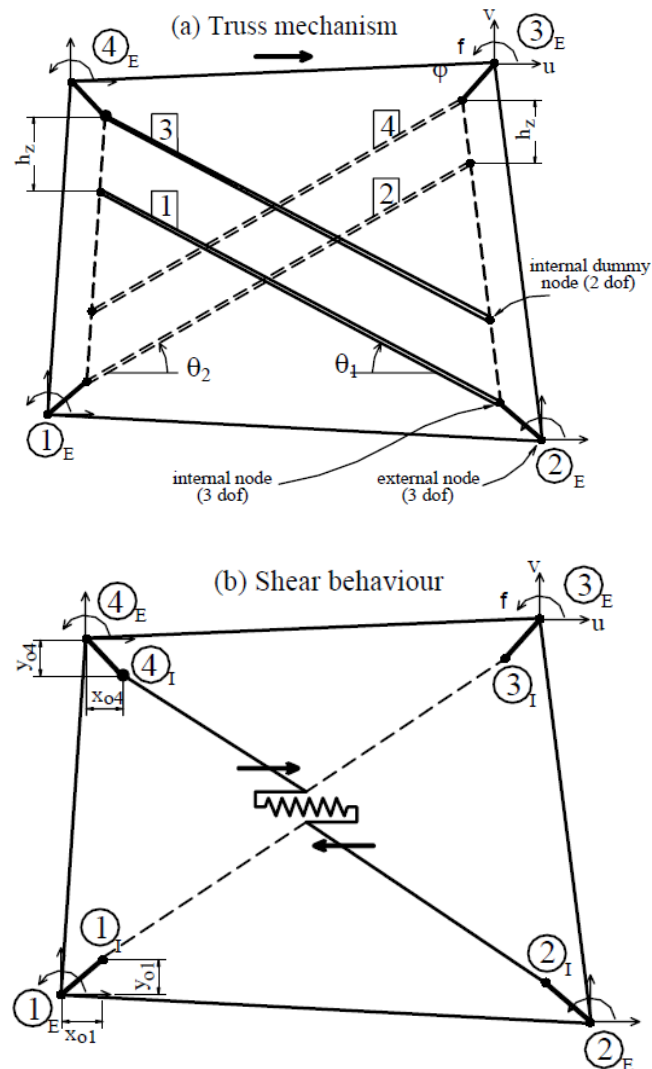


Figura 120. a) Mecanismo de los puntales; b) Comportamiento no lineal a cortante.

Fuente: (Crisafulli & Carr, 2007).

Para usar el modelo de Crisafulli es necesario conocer parámetros geométricos y parámetros mecánicos del panel de relleno que permiten caracterizar su comportamiento a compresión y a corte. Todos estos parámetros están implementados en Seismostruct, y se muestran a continuación:

7.1.2.1. Parámetros geométricos del panel

- **Espesor del panel de relleno (t):** Corresponde al espesor de las piezas de mampuesto con las que se construye el panel de relleno.
- **Deriva de colapso fuera del plano (Δ):** Representa un porcentaje de la altura del pórtico en donde el panel ya no contribuye a la resistencia ni rigidez del sistema, ya que este ha alcanzado una deriva que produce una falla fuera del plano, se puede tomar un valor por defecto de 5%.
- **Área de la biela 1 (A_1):** Corresponde al producto entre el espesor del panel (t) y el ancho del puntal equivalente (b_w).

$$A_1 = b_w \cdot t \quad (13)$$

El ancho del puntal equivalente depende de las propiedades del relleno y del marco circundante, entre otros factores. Muchos investigadores han deducido fórmulas específicas para cada caso de estudio, de forma general este parámetro varía del 10% al 40% de la longitud de la diagonal del relleno (d_w) (Seismosoft, 2020). Para la calibración de la mampostería se utilizó el criterio desarrollado por Holmes (1962), en donde establece que el ancho del puntal equivalente puede ser representado mediante la ecuación:

$$b_w = \frac{d_w}{3} \quad (14)$$

- **Área de la biela 2 (A_2):** Corresponde a un porcentaje de A_1 y representa la disminución de la longitud de contacto entre el pórtico y el panel debido a las fisuras generadas por la aplicación de la carga lateral. El porcentaje de reducción está entre el 20% y 50% (Crisafulli & Carr, 2007). El modelo de Crisafulli asume que la variación del área es una función del desplazamiento axial, como se indica en la Figura 121.

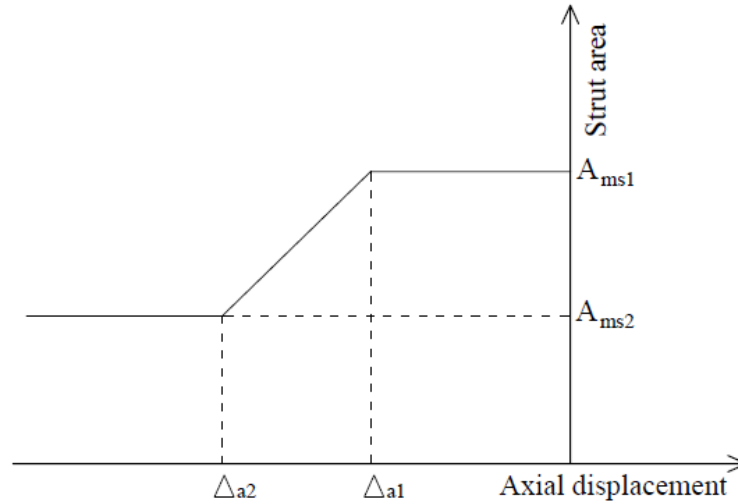


Figura 121. Variación del área del puntal equivalente.

Fuente: (Crisafulli & Carr, 2007).

- **Longitud equivalente de contacto (h_z):** Está representada como un porcentaje de la altura del panel y corresponde a la separación entre el nodo ficticio y el nodo interno. Varía entre $z/3$ y $z/2$, siendo z la longitud de contacto entre el panel y el pórtico (Crisafulli & Carr, 2007) y obtenida mediante la ecuación:

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h} \cdot h \quad (15)$$

Donde,

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}} \quad (16)$$

En el cual h corresponde a la altura del pórtico, t y h_m son el espesor y la altura total del panel de relleno, respectivamente; E_m y E_c son los módulos de elasticidad del panel de relleno y de las columnas de acero; I_c es la inercia de las columnas y θ es el ángulo de inclinación de la diagonal.

- **Reducción horizontal del panel de relleno (X_o):** Corresponde a la distancia horizontal entre el nodo interno y el nodo externo, expresado como un porcentaje de la longitud horizontal del panel.
- **Reducción vertical del panel de relleno (Y_o):** Corresponde a la distancia vertical entre el nodo interno y el nodo externo, expresado como un porcentaje de la longitud vertical del panel. Con estos factores se pretende representar la reducción de las dimensiones del panel debido a la profundidad de los miembros del pórtico.
- **Proporción de la rigidez asignada a corte (γ_s):** Representa la proporción de la rigidez del panel que debe ser asignada al resorte de corte, los autores recomiendan valores entre el 50% y 75%.
- **Peso específico (γ):** Es el peso volumétrico del panel de relleno, se obtiene mediante ensayos de laboratorio. Pachano (2018) usa un valor de 17.15 kN/m³.

7.1.2.2. Parámetros mecánicos del panel de relleno

- **Módulo de Elasticidad (E_m):** Corresponde al módulo de elasticidad de la mampostería, este parámetro se obtiene de ensayos en laboratorio. Sin embargo, su predicción es compleja ya que depende de múltiples factores que van desde las propiedades de cada componente hasta de la mano de obra. En este estudio se ha descartado los resultados obtenidos en los ensayos de mampostería ya que reflejaban un valor muy bajo comparado con los presentados en la literatura existente, y en su lugar se ha usado la expresión presentada por Binda et al (1988) al realizarse un análisis por compatibilidad de deformaciones:

$$E_m = E_b \cdot \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (17)$$

Donde, E_b y E_j son los módulos de elasticidad del mampuesto y del mortero de las juntas, respectivamente; b es la altura del mampuesto y j es el espesor de la junta de mortero.

Lopez & Ushiña (2017) proponen una ecuación para determinar el módulo de elasticidad de los mampuestos de bloque no estructural, la cual fue desarrollada en base a estudios experimentales en mamposterías locales y depende de la resistencia a compresión del mampuesto f'_b , la resistencia a compresión del bloque se determinó en el laboratorio.

$$E_b = 237 \cdot f'_b \quad (18)$$

Mientras que para el módulo de elasticidad del mortero, se utilizó la ecuación planteada por Crisafulli (1997) la cual está relacionada directamente con la resistencia a la compresión del mortero f'_j . La resistencia a compresión del mortero se determinó en el laboratorio.

$$E_j = 1000 \cdot f'_j \quad (19)$$

Existen muchos estudios acerca del módulo de elasticidad de la mampostería, sin embargo, estos son para casos específicos de estudio.

- **Resistencia a la compresión ($f_{m\theta}$):** Corresponde a la resistencia de la diagonal del panel y no está representado por la compresión estándar (Seismosoft, 2020). El modo de falla que se utilizó para el cálculo de la resistencia a la compresión fue la falla por compresión en el centro, debido a que en el ensayo del pórtico con el relleno la falla se dio de esa forma (ver capítulo 6, caso de estudio 3).

$$f_{m\theta} = \frac{1.16 \cdot f'_w \cdot \tan(\theta)}{k_1 + k_2 \cdot \lambda_h} \quad (20)$$

Donde, f'_w es la resistencia a la compresión estándar obtenida del ensayo de muretes a compresión, θ y λ_h ya se definieron en los parámetros geométricos y los factores k_1 y k_2 se definen en función de λ_h , según la siguiente tabla:

Tabla 49.

Factores k_1 y k_2 en función de la rigidez relativa.

Rigidez relativa	k_1	k_2
$\lambda_h < 3.14$	1.3	-0.178
$3.14 < \lambda_h < 7.85$	0.707	0.01
$\lambda_h > 7.85$	0.47	0.04

Fuente:(Seismosoft, 2020).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

- **Resistencia a la tracción (f_t):** Representa la resistencia a la tracción del mampuesto, en comparación con la resistencia a la compresión este valor es casi nulo (Seismosoft, 2020). Sin embargo, Pachano (2018) en su estudio determinó un valor de 220 kPa mediante ensayos de tensión por hendidura en bloques de hormigón.
- **Deformación al esfuerzo máximo (ϵ_m):** Corresponde el valor a la deformación al esfuerzo máximo de la mampostería. Su valor varía entre 0.001 y 0.005 mm/mm, debe calibrarse en función de los resultados experimentales (Seismosoft, 2020). En este estudio se utilizó un valor de 0.0016 mm/mm.
- **Deformación ultima (ϵ_{ult}):** este parámetro controla la rama descendente luego de que el panel haya alcanzado su resistencia máxima (Seismosoft, 2020). Para este estudio se utilizó un valor de 0.004 mm/mm.
- **Deformación de cerramiento (ϵ_{cl}):** es la deformación en la que las fisuras se cierran parcialmente, para poder desarrollar esfuerzos a compresión, su

valor varía de 0 a 0.003 mm/mm (Seismosoft, 2020). En este estudio se utilizó el valor por defecto de 0.004 mm/mm.

- **Deformación de reducción del área de la biela (ε_1), deformación residual del área de la biela (ε_2):** con estos parámetros se controla la zona plástica de la curva y la rama final de caída. Valores razonables para ε_1 están entre 0.0003 y 0.0008 mm/mm mientras que para ε_2 están entre 0.0006 y 0.016 mm/mm (Seismosoft, 2020). Para este estudio se ha utilizado valores de 0.0008 y 0.009 mm/mm, respectivamente.
- **Parámetros empíricos:** El modelo requiere la calibración de 9 factores empíricos, que al realizarse un análisis pushover no influyen de gran forma. A continuación, en la siguiente tabla se presenta los valores sugeridos por Crisafulli (1997) y los valores utilizados en este estudio.

Tabla 50.

Parámetros de calibración de mampostería.

Parámetro	Valores Sugeridos	Condición	Valor para este estudio
Factor de rigidez de descarga inicial, γ_{un}	1.5 - 2.5	> 1	2
Factor de deformación de recarga, α_{re}	0.2 - 0.4	> 0	0.2
Factor de deformación de inflexión, α_{ch}	0.3 - 0.6	0.1 - 0.7	0.7
Factor de deformación de descarga completa, β_a	1.5 - 2.0	> 0	1.5
Factor de esfuerzo de inflexión, β_{ch}	0.6 - 0.7	0.5 - 0.9	0.9
Factor de rigidez para esfuerzo nulo, γ_{plu}	0.5 - 0.7	0 - 1.0	1
Factor de rigidez de recarga, γ_{ptr}	1.1 - 1.5	> 0	1.5
Factor de rigidez de descarga plástica, ε_{x1}	1.5 - 2.0	> 0	3
Factor de deformación por ciclo repetido, ε_{x2}	1.0 - 1.5	> 0	1.4

Fuente: Modificado de Crisafulli (1997).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.1.2.3. Parámetros mecánicos de corte

Los valores de resistencia a corte por adherencia y el coeficiente de fricción pueden ser obtenidos mediante ensayos de corte directo y a partir de las normativas de diseño. Sin embargo, lo primero conduce a una sobrestimación de los valores, lo último tiende a ser muy conservativo. Por ello debe prestarse mucha atención a estos parámetros y a su uso (Seismosoft, 2020).

- **Resistencia al corte por adherencia (τ_o):** Corresponde a la fuerza a corte que se desarrolla debido a la unión de mampuesto y mortero, el rango de valores es muy amplia y depende de las propiedades de los materiales (Seismosoft, 2020). Para este estudio se ha considerado los resultados obtenidos por Vinueza & Ipiales (2017) en ensayos realizados en mamposterías de la localidad; donde recomienda tomar un valor de 109 kPa.
- **Coeficiente de fricción (μ):** Proviene de la interacción entre el mampuesto y mortero (Grijalva & Narvaez, 2018). Para este estudio se tomó 0.58, recomendación de Vinueza & Ipiales (2017).
- **Máxima resistencia a corte (τ_{max}):** Representa la máxima resistencia y adherencia que existe entre el mampuesto y el mortero, Seismostruct sugiere 600 kPa. Sin embargo, en este estudio se ha utilizado un valor de 240 kPa.
- **Factor de reducción de corte (α_s):** Es un parámetro empírico que relaciona el máximo esfuerzo de corte y el esfuerzo promedio en el panel, el valor por defecto es 1.5 y no requiere ser cambiado por el usuario (Seismosoft, 2020).

7.1.3. MODELO DEL HORMIGÓN (MANDER)

Para generar una representación adecuada de las propiedades mecánicas del mortero de baja resistencia utilizado en la conformación del enchape de los prototipos, se tomó el modelo constitutivo propuesto por (Mander et al., 1988). Este

modelo considera que las secciones de hormigón armado pueden representarse con una curva de esfuerzo-deformación para zonas confinadas y otra para zonas no confinadas.

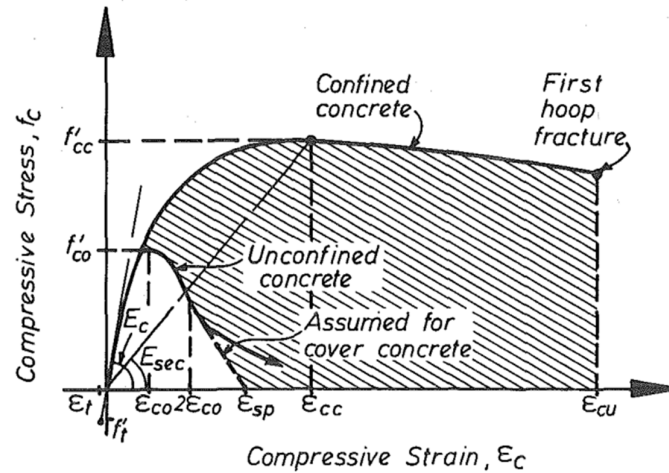


Figura 122. Parámetros geométricos del modelo constitutivo del hormigón.

Fuente: (Mander et al., 1988).

Para la definición de este modelo se requiere definir cinco parámetros de caracterización mecánica del material.

- **Resistencia a la compresión (f'_c):** Este parámetro corresponde a la resistencia a la compresión que se determina mediante ensayos de compresión simple.
- **Resistencia a la tensión (f_t):** En el diseño sísmico la contribución de la resistencia a la tracción del hormigón debe ser despreciada debido a su naturaleza variable y la influencia por contracción y agrietamiento que podría presentarse, sin embargo, puede darse el caso de requerir la estimación de tal resistencia en el comportamiento a flexión al comenzar el fisuramiento y poder así asegurar que no se exceda la capacidad de las secciones reforzadas (Priestley & Seible, 1996). Los autores proponen la siguiente expresión para determinar este parámetro.

$$f_t = 0.5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (21)$$

Sin embargo, para la calibración de los modelos se ha despreciado la resistencia a la tensión del mortero.

- **Módulo de elasticidad (E_c):** El módulo de elasticidad del mortero de enchape se ha determinado en conformidad con la ecuación planteada por Crisafulli (1997).

$$E_c = 1000 \cdot f'_c \quad (22)$$

- **Deformación en el esfuerzo máximo (ϵ_c):** Corresponde a la deformación longitudinal por compresión del mortero, esta deformación se presenta en el punto a partir del cual los esfuerzos que resiste el hormigón empiezan a disminuir. Para la calibración se tomó un valor de 0.004 mm/mm.
- **Peso específico (γ_c):** Corresponde al peso de mortero por unidad de volumen. Según la (NEC-SE-CG, 2015), el peso específico del mortero se encuentra alrededor de 20 kN/m³.

7.1.4. MODELO DEL ACERO DE REFUERZO (MENEGOTTO Y PINTO)

Para definir el comportamiento del acero de refuerzo utilizado para el enchape (malla electrosoldada), se hará uso del modelo planteado por Menegotto y Pinto (1973) y mejorado por diversos autores para la implementación en Seismostruct. Para definir el modelo se requiere conocer los siguientes parámetros:

- **Módulo de Elasticidad (E_s):** Corresponde a la rigidez inicial del acero de refuerzo. Albuja & Pantoja (2017) en su estudio realizaron ensayos de esfuerzos en probetas de malla electrosoldada y determinaron las propiedades mecánicas. Algunas de las propiedades serán utilizadas en

este estudio. El módulo de elasticidad para la malla electrosoldada propuesto por los autores es de 110370000 kPa.

- **Esfuerzo de fluencia (f_y):** Es el esfuerzo en el punto de fluencia. Albuja & Pantoja (2017) determinaron un valor de 462562.85 kPa.
- **Parámetro de endurecimiento por deformación (μ):** Este valor varía entre 0.005 y 0.015, para este estudio se trabajó con un valor por defecto de 0.005 mm/mm.
- **Parámetro de forma inicial de la curva de transición (R_0):** Este parámetro controla la forma de la curva de transición entre la rigidez inicial y posterior a la fluencia, el valor por defecto es de 20 (Seismosoft, 2020). En este estudio se utilizó un valor de 19.
- **Coefficientes de calibración de la forma de la curva de transición (a_1, a_2):** Son coeficientes de calibración de forma, a_1 generalmente toma un valor constante de 18.5 mientras que a_2 puede variar entre 0.05 y 0.15 (Seismosoft, 2020).
- **Coefficientes de calibración del endurecimiento isotrópico (a_3, a_4):** Estos dos coeficientes definen el grado en el cual el endurecimiento isotrópico es introducido en la respuesta cíclica esfuerzo-deformación del material; sin embargo, su variación no es significativa por lo que los valores por defecto son 0 y 1, respectivamente (Seismosoft, 2020).
- **Deformación de rotura o pandeo (ϵ_{ult}):** Es la deformación a la cual ocurre la rotura o pandeo. Para este estudio se utilizó un valor de 0.03 mm/mm.
- **Peso específico (γ_s):** Corresponde al peso específico del acero estructural, es decir el peso del acero por unidad de volumen. Este valor es de 78.5 kN/m³ según (NEC-SE-CG, 2015).

7.2. DATOS DE CALIBRACIÓN

Como se mencionó en la sección anterior, los modelos constitutivos empleados para la calibración de los casos de estudio están implementados en el software Seismostruct. Así que, para empezar con la modelación se requiere conocer los parámetros implicados en cada modelo constitutivo. A continuación, se da a conocer un resumen de los datos de cada modelo. Algunos datos se han tomado de las normas vigentes, de estudios realizados con anterioridad, otros han sido obtenidos de ensayos de materiales realizados en las instalaciones de la Escuela Politécnica Nacional.

7.2.1. ACERO ESTRUCTURAL:

Tabla 51.

Propiedades mecánicas del acero estructural – Modelo Bilineal.

MODELO CONSTITUTIVO BILINEAL DEL ACERO ESTRUCTURAL A36			
1. PROPIEDADES MECÁNICAS			
E_s	200349859.50	[kPa]	Módulo de elasticidad inicial
F_y	248108.25	[kPa]	Límite de Fluencia
μ	0.005	[-]	Parámetro de endurecimiento por deformación
ϵ_{ult}	0.14	[-]	Deformación de rotura/pandeo
γ_s	78.5	[kN/m ³]	Peso específico

Fuente: (Mora & Aguiar, 2015), (NEC-SE-CG, 2015).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.2.2. MAMPOSTERÍA O PANEL DE RELLENO:

A continuación, se muestra los datos de calibración de la mampostería. La información con el recuadro pintado de amarillo son los datos que entran al programa, mientras que las otras casillas es información necesaria para llegar a los datos de calibración.

Tabla 52.

Propiedades mecánicas de la mampostería - Modelo Infill Panel.

MODELO CONSTITUTIVO DE LA MAMPOSTERÍA - INFILL PANEL			
1. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PANEL			
t	0.10	[m]	Espesor del panel de relleno
Δ	5	%	Deriva de colapso fuera del plano
d _w	3.32	[m]	Longitud diagonal del panel relleno
b _w	1.11	[m]	Ancho del puntal de compresión, Holmes.
A ₁	0.11	[m ²]	Área de la biela
A ₂	40	%	Porcentaje de reducción del área del puntal
L _m	2.40	[m]	Ancho del panel de relleno
h _m	2.30	[m]	Altura del panel de relleno
θ	0.76	[rad]	Ángulo de inclinación de la diagonal del panel de relleno
I _c	1.94E-05	[m ⁴]	Inercia de columna IPE200
E _c	200349859.5	[kPa]	Módulo de elasticidad del acero A36
E _m	1157185.40	[kPa]	Módulo de Elasticidad de la Mampostería
h	2.40	[m]	Altura del pórtico confinante medido entre ejes de vigas
λ_h	3.22	[-]	Rigidez relativa
h _z	50%	%	Longitud equivalente de contacto
X _o	8.33%	%L _h	Porcentaje de reducción horizontal del relleno
Y _o	8.70%	%L _v	Porcentaje de reducción vertical del relleno
γ_s	28	%	Porcentaje de rigidez asignada al corte
γ	17.15	[kN/m ³]	Peso específico del panel de relleno
2. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL			
f _b	4600	[kPa]	Resistencia a la compresión del bloque
f _j	6400	[kPa]	Resistencia a la compresión del mortero de junta
E _b	1090200	[kPa]	Módulo de elasticidad del bloque
E _j	6400000	[kPa]	Módulo de elasticidad del mortero de junta
b	0.2	[m]	Altura del bloque
j	0.015	[m]	Espesor de la junta de mortero
E _m	1157185.40	[kPa]	Módulo de elasticidad de la Mampostería, Binda.
k ₁	1.3	[-]	
k ₂	-0.178	[-]	
f _w	533.63	[kPa]	Resistencia a la compresión estándar de muretes
f _{mθ}	802.55	[kPa]	Resistencia a la compresión, Bertoldi.
f _t	220.00	[kPa]	Resistencia a la tracción
ϵ_m	0.0016	[mm/mm]	Deformación en el esfuerzo máximo
ϵ_u	0.0040	[mm/mm]	Deformación en el esfuerzo último
ϵ_c	0.0040	[mm/mm]	Deformación de cerramiento de fisuras
ϵ_1	0.0008	[mm/mm]	Deformación en la reducción del área de la biela
ϵ_2	0.0090	[mm/mm]	Deformación residual del área de la biela
γ_{un}	2	[-]	Factor de rigidez de descarga inicial

α_{re}	0.2	[-]	Factor de deformación de recarga
α_{ch}	0.7	[-]	Factor de deformación de inflexión
β_a	1.5	[-]	Factor de deformación de descarga completa
β_{ch}	0.9	[-]	Factor de esfuerzo de inflexión
γ_{plu}	1	[-]	Factor de rigidez para esfuerzo nulo
γ_{plr}	1.5	[-]	Factor de rigidez de recarga
e_{x1}	3	[-]	Factor de rigidez de descarga plástica
e_{x2}	1.4	[-]	Factor de deformación por ciclo repetido
3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE CORTE			
ζ_o	109	[kPa]	Resistencia a corte por adherencia
μ	0.58	[-]	Coefficiente de fricción
ζ_{max}	240	[kPa]	Resistencia máxima a corte
f	1.5	[-]	Factor de reducción de resistencia a corte

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.2.3. MORTERO DE ENCHAPE:

A continuación, se presentan los datos de calibración para el mortero de enchape.

Tabla 53.

Propiedades mecánicas del mortero - Modelo de Mander.

MODELO CONSTITUTIVO DE MANDER PARA EL MORTERO			
1. PROPIEDADES MECÁNICAS			
f_c	10591.18	[kPa]	Resistencia a la compresión
f_t	0	[kPa]	Resistencia a la tracción
E_c	10591182.0	[kPa]	Módulo de Elasticidad
ϵ_c	0.004	[mm/mm]	Deformación en el esfuerzo máximo
γ_c	20	[kN/m ³]	Peso específico

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.2.4. ACERO DE REFUERZO (MALLA ELECTROSOLDADA):

A continuación, se presentan los datos de calibración para la malla electrosoldada.

Tabla 54.

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo - Modelo de Menegotto y Pinto.

MODELO CONSTITUTIVO DE MENEGOTTO Y PINTO PARA ACERO DE REFUERZO			
1. PROPIEDADES MECÁNICAS			
E_s	110370000	[kPa]	Módulo de elasticidad inicial
f_y	462562.85	[kPa]	Límite de Fluencia
μ	0.005	[-]	Parámetro de endurecimiento por deformación
R_o	19	[-]	Parámetro de forma inicial de la curva de transición
a_1	18.5	[-]	Coeficientes de calibración de forma
a_2	0.005	[-]	
a_3	0	[-]	Coeficientes de calibración por endurecimiento isotrópico.
a_4	1	[-]	
ϵ_{ult}	0.14	[-]	Deformación de rotura/pandeo
γ_s	78.5	[kN/m ³]	Peso específico

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.3. MODELACIÓN EN SEISMOSTRUCT

En el software Seismostruct se ha calibrado los modelos mediante un análisis estático no lineal o pushover. Los modelos constitutivos y datos de calibración se presentaron en la sección anterior. A continuación, se presentan las calibraciones que reflejan el comportamiento de los 4 casos de estudio y se realiza una comparación con las curvas de capacidad experimentales.

La viga de cimentación no ha sido modelada, en su defecto se ha considerado que los pórticos están empotrados. La carga incremental se aplicó en los dos nudos superiores de las columnas, con la finalidad de distribuir mejor la carga en los prototipos, en el Anexo 7 se presenta los parámetros ingresados en el software.

7.3.1. CASO DE ESTUDIO 1: PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO EN MAMPOSTERÍA

A continuación, se presenta la configuración estructural del caso 1 (Figura 123). Se ha considerado que el enchape esta empotrado en su base al igual que el pórtico

de acero. Debido a que el muro es un elemento definido como tipo *frame* se dibuja en dos nudos y mediante brazos rígidos se conecta con los nudos superiores de las columnas. Además, no se consideró el mortero embebido en las columnas ya que, en esta zona, fue mayor la parte no confinada que la confinada. Por otro lado, durante el ensayo experimental la adherencia en esta zona no fue muy buena a diferencia de la adherencia en el panel de relleno.

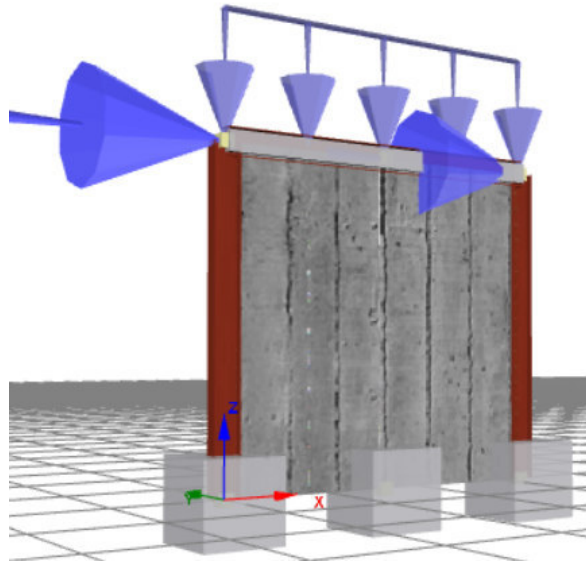


Figura 123. Modelo de Pórtico enchapado sin daño previo en mampostería.

Fuente: (Seismosoft, 2020).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Durante la calibración de la curva de capacidad del modelo, se observó que la capacidad del sistema depende netamente de la geometría del muro (especialmente del espesor confinado), de las propiedades del mortero y de la malla electrosoldada. A continuación, se presenta la curva de capacidad obtenida de la calibración analítica.

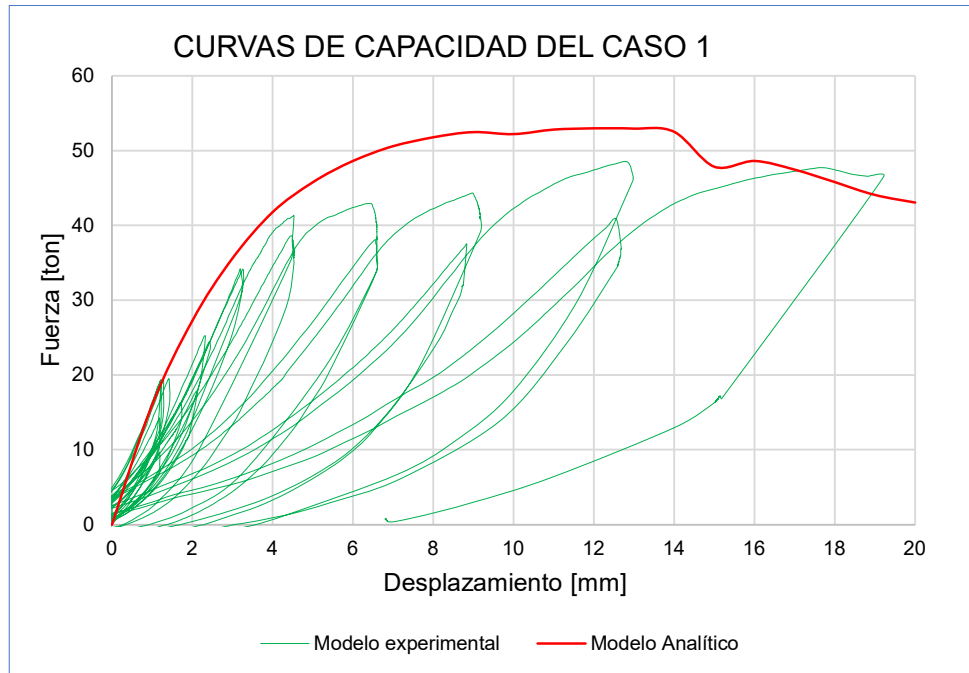


Figura 124. Curvas de capacidad del caso 1.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Se observa que existe una diferencia entre la curva de capacidad analítica y el bulbo de histéresis experimental; esto puede ser debido a la naturaleza del ensayo cíclico en donde se tiene desplazamiento en dos direcciones a diferencia del modelo analítico en donde solo se aplica una carga de empuje. Entonces durante el ensayo cíclico va a existir una mayor reducción de la rigidez.

Otra de las razones de la variación puede ser la gran influencia de la resistencia a la compresión del mortero en el comportamiento general del sistema, ya que los valores de resistencia obtenidos en laboratorio del ensayo a compresión en cubos de mortero difícilmente pueden reflejar el verdadero comportamiento en el prototipo. Esto podría ser consecuencia de la pérdida de humedad del mortero al estar en contacto con los bloques y por la ausencia de confinamiento; dando como resultado resistencias un poco más bajas.

7.3.2. CASO DE ESTUDIO 2: PÓRTICO DESNUDO

En la Figura 125 se presenta la configuración estructural del pórtico desnudo, las columnas están empotradas en sus bases.

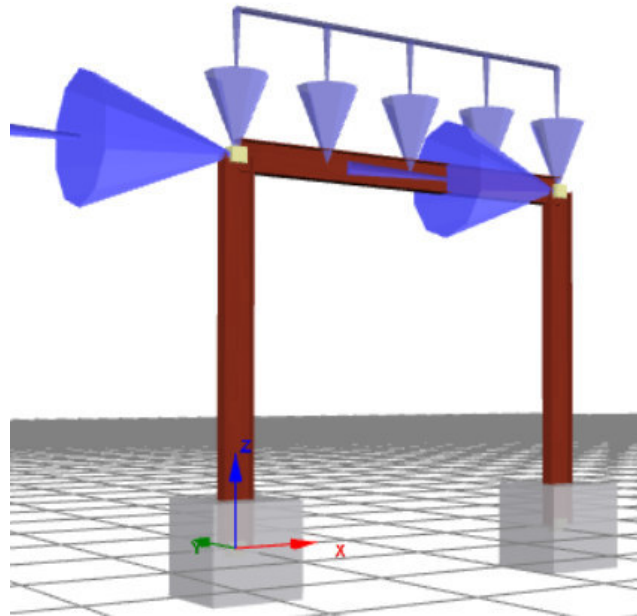


Figura 125. Modelo del pórtico desnudo.

Fuente: (Seismosoft, 2020).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

Lamentablemente, no se pudieron obtener resultados experimentales del rango elástico de la estructura, como estaba previsto. Sin embargo, se realizó la calibración del pórtico desnudo a partir del modelo calibrado del pórtico con mampostería obteniéndose la siguiente curva de capacidad.

En la figura 126 se observa que el rango elástico de la estructura llega hasta una carga de 7 ton produciéndose un desplazamiento de 16 mm correspondiente a una deriva de aproximadamente 0.65%. De ahí en adelante se observa la gran ductilidad que desarrollan estas estructuras de acero. La carga máxima no supera las 10 ton y la falla del pórtico dependerá del valor de deformación unitaria última del material.

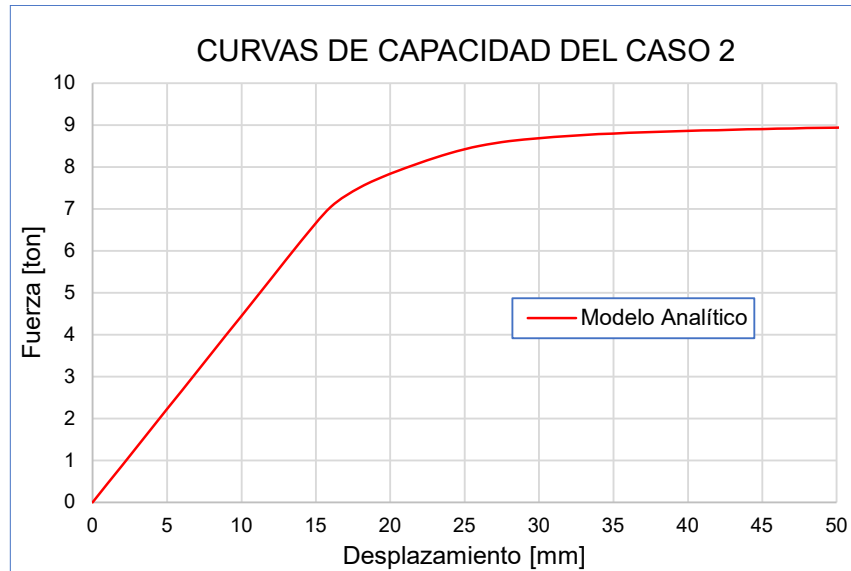


Figura 126. Curva de capacidad del Caso 2.
Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.3.3. CASO DE ESTUDIO 3: PÓRTICO CON MAMPOSTERÍA

A continuación, se observa la configuración estructural del caso de estudio 3 (Figura 127).

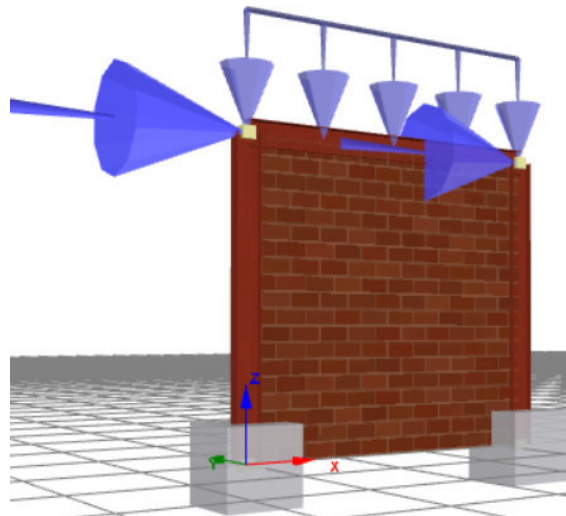


Figura 127. Modelo del pórtico con mampostería de relleno.

Fuente: (Seismosoft, 2020).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

La mampostería es tipo *infill* y su comportamiento depende mucho de la forma correcta de dibujo, este debe realizarse empezando en la parte inferior de la columna y en sentido contrario al giro de las manecillas del reloj.

En la Figura 128 se puede observar que existe una diferencia entre la rigidez inicial experimental y analítica, esto podría originarse debido a las aportaciones parciales de los materiales que constituyen la mampostería; pues como ya se ha venido mencionando el gran problema que se tiene al caracterizar la mampostería, debido a los múltiples factores que inciden.

Durante la calibración del modelo se pudo observar los parámetros de mayor influencia. La capacidad general del sistema depende del área de la biela (A_1), es decir del espesor del relleno y del ancho equivalente del puntal. La tendencia de la rigidez inicial está muy relacionada con el porcentaje de rigidez asignada al corte.

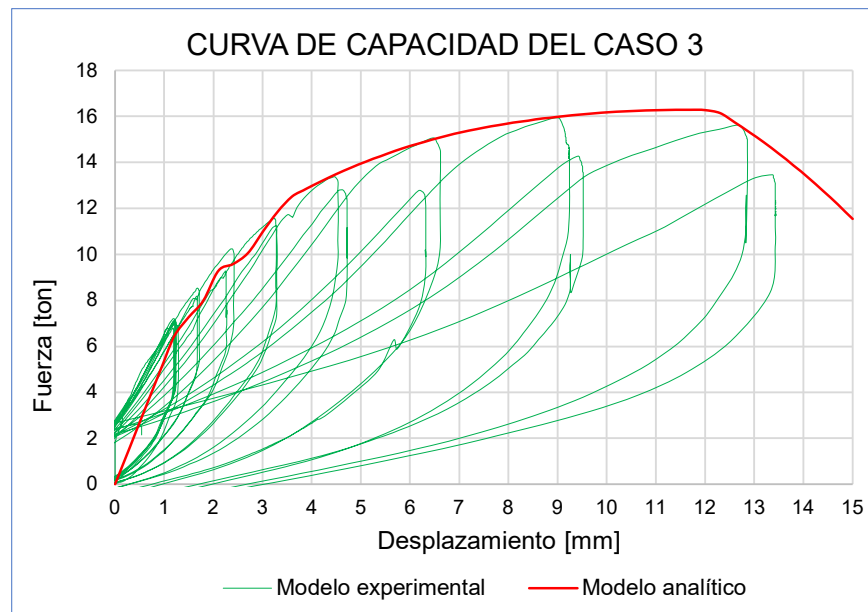


Figura 128. Curva de capacidad del caso 3.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

También se pudo observar que los parámetros mecánicos de mayor influencia fueron las deformaciones unitarias máxima, última, de reducción de la biela y residual. La deformación unitaria al esfuerzo máximo controla el rango elástico de

la curva, la deformación unitaria última gobierna el ramal descendente después de haber alcanzado la capacidad máxima, mientras que las deformaciones unitarias de reducción y residual de la biela tienen gran influencia en la zona de transición del rango elástico al rango inelástico.

Se puede observar que la capacidad del sistema está gobernada por la mampostería. Ya que de una vez que el sistema ha alcanzado su máxima capacidad, esta empieza a decaer y a tomar la tendencia de la curva de capacidad del marco de acero desnudo. En este punto ya se habrá perdido la serviciabilidad del panel de relleno y el pórtico ya habrá generado deformaciones inelásticas.

Los quiebres que se observan en ambos modelos, experimental y analítico, son producto de las fisuras generadas a lo largo de la diagonal del panel y del reacondicionamiento de las piezas de mampuesto.

7.3.4. CASO DE ESTUDIO 4: PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO MODERADO EN MAMPOSTERÍA

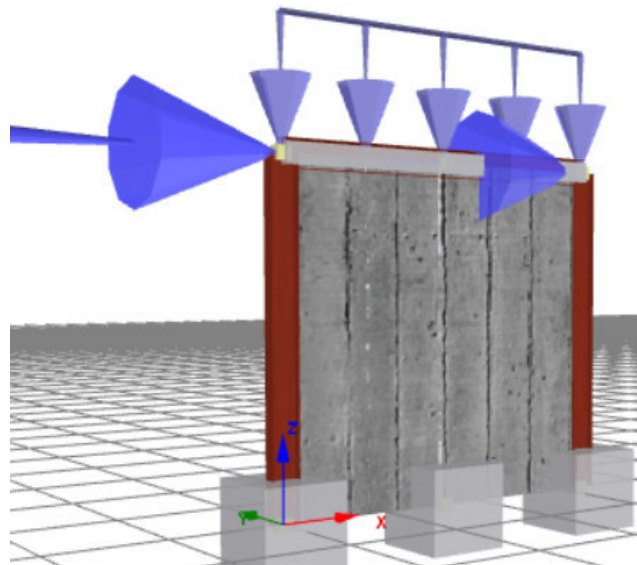


Figura 129. Pórtico enchapado con daño previo moderado en mampostería.

Fuente: (Seismosoft, 2020).

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

En la modelación del caso de estudio 4, lo que se hizo fue retirar el modelo de la mampostería debido a que ésta ya había alcanzado su capacidad máxima cuando fue sometida al daño moderado, y por ende su aporte es casi nulo. Y al igual que en el caso de estudio 1, también se han colocado brazos rígidos que conectan los nudos de las columnas con el nudo superior del muro. A continuación, en la Figura 129 se presenta un esquema de la configuración estructural.

Comparando la curva de capacidad analítica con el bulbo de histéresis experimental se puede observar que existe una variación en la resistencia máxima alcanzada, esto puede ser consecuencia de haber retirado la mampostería del modelo analítico. La variación que se tiene es del 5%.

Además, se puede observar que la poca capacidad que aporta la mampostería con daño empieza a reflejarse una vez que el mortero ha alcanzado cierto nivel de daño. Esto podría explicar la diferencia entre los desplazamientos correspondientes a la fuerza máxima, en el modelo analítico se tiene un desplazamiento de 15 mm y experimentalmente se obtuvo un valor de 22 mm. Lo cual evidencia que a pesar de que la mampostería degradada no proporcione mayor resistencia, ésta si aumenta la capacidad de disipación de energía.

La similitud que existe en el rango elástico de las curvas analítica y experimental demuestran que la mampostería degradada no aporta en los primeros ciclos de ensayo.

Durante el ensayo una vez alcanzada la capacidad máxima, la mampostería se desprendió del marco y produjo una caída brusca de la resistencia. Este efecto no se podría reflejar en el modelo analítico, ya que el programa considera una adecuada adherencia entre los materiales, es por ello que en la curva analítica se observa una reducción de resistencia progresiva.

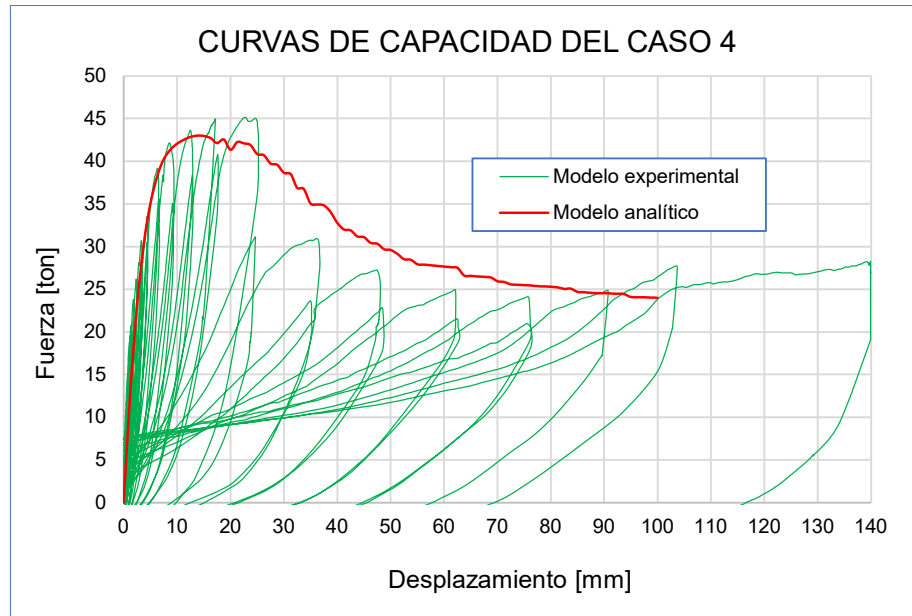


Figura 130. Curva de capacidad del caso 4.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

7.4. RESUMEN GENERAL

A continuación, se presenta un cuadro general con las curvas analíticas y experimentales. Además, se observan puntos claves de las curvas de capacidad en donde se obtuvieron los daños leves, moderados y extensos de cada caso. Se tienen las siguientes observaciones:

- La gran ductilidad de las estructuras de acero, y la poca capacidad que tienen por sí solas.
- El aporte de la mampostería de relleno en cuanto a capacidad y rigidez de la estructura de acero, y la importancia de su consideración en los diseños estructurales.
- El gran aporte del enchape, tanto en sistemas de reforzamiento como de rehabilitación, brindando a la estructura inicial una gran rigidez y resistencia.
- La NEC-SE-DS-2015 permite que las estructuras se diseñen con derivas que no sobrepasen el 1% para mampostería y el 2% para estructuras de

hormigón armado, acero estructural y madera, sin embargo, en la figura 131 se observa que la mampostería presenta daño moderado a una deriva del 0.50%. Lo que demuestra que los límites establecidos por la norma vigente no limitan ni evitan los daños que se pueden producir en pórticos con relleno de mampostería.

- La descripción de los niveles de daño se explica más a detalle en el capítulo 6 y en la sección correspondiente a cada caso de estudio.

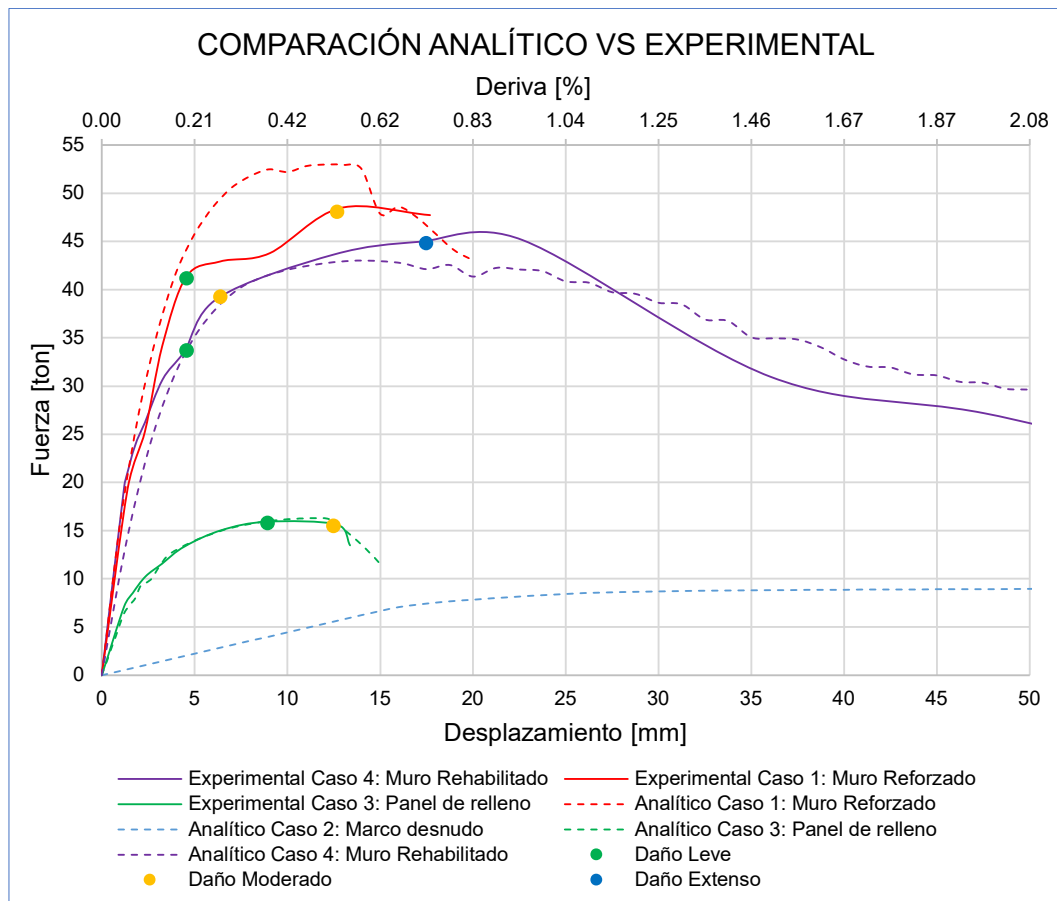


Figura 131. Comparación de curvas analíticas vs experimentales.

Elaborado: Játiva & Torres (2021).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

DE LOS MATERIALES

- Las secciones de acero estructural utilizadas para la conformación de los prototipos se eligieron considerando algunos factores; entre ellos están las limitaciones de capacidad del laboratorio y la configuración estructural de las edificaciones del medio, desde un enfoque en donde las columnas no otorguen un adecuado confinamiento del sistema de reforzamiento.
- Con respecto a las propiedades mecánicas de la mampostería obtenidas mediante ensayos a compresión de prismas y muretes, se pudo observar la variabilidad que existe tanto en la resistencia a la compresión estándar como en el módulo de elasticidad, dejando en evidencia que un ensayo a compresión en prismas está muy lejos de representar el comportamiento real del panel de relleno, a pesar de que las normas internacionales recomiendan dicha configuración para obtener la resistencia a compresión estándar.
- Con respecto a la resistencia a la compresión del mortero de enchape, se observa que las condiciones del ensayo a compresión en cubos de mortero no reflejan la verdadera respuesta del prototipo; esto se debe a que en el ensayo de cubos se tiene cierto nivel de confinamiento que no se posee en el prototipo. Por ello la resistencia a compresión del laboratorio será mucho más elevada.
- La dosificación empleada para el mortero de enchape tuvo una relación cemento:arena de 1:3 con una relación agua:cemento de aproximadamente el 85%, obteniéndose resistencias sobre los 100 kg/cm².

- La dosificación empleada en las juntas de mortero fue de 1:4 sin diseño previo y a criterio del albañil, con la finalidad de reflejar las propiedades en el medio de construcción informal.

DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

- Al observar el parámetro de resistencia a carga lateral obtenido de forma experimental de los prototipos se evidencia que; si se compara la resistencia obtenida en el caso 1 con la del caso 4 se tiene valores muy cercanos con una ventaja en el primer caso, ahora, si se compara las resistencias entre los casos 1 y 3 se tiene una diferencia muy marcada con ventaja para el mismo caso en más de tres veces, y si se compara las resistencias entre los casos 3 y 4 se tiene la misma variación con ventaja sobre el caso 4. Con esto es posible concluir que la rehabilitación y el reforzamiento de una estructura mediante el sistema que se estudió en este proyecto resulta muy útil ya que proporciona gran aumento de resistencia de los pórticos con panel de relleno ante las sollicitaciones de carga lateral.
- Si se toma en consideración el parámetro de ductilidad de los prototipos en cada caso de estudio se tuvo que; el caso 4 presentó una mayor ductilidad de desplazamiento que los casos 1 y 3, lo cual es razonable para el caso 3 ya que su comportamiento fue frágil, sin embargo, se esperaría que el caso 1 presente un factor más alto que el caso 4 ya que el panel de relleno de este último se dañó previamente, pero esto se explica por el hecho de que la ductilidad del caso 1 fue limitada por la falla temprana por torsión del pórtico. De esta manera se puede concluir que el nivel de ductilidad se garantiza siempre que todo el sistema del prototipo se desplace en el plano de carga lateral.
- En lo que respecta a la rigidez y su degradación en los casos de estudio se tuvo que; los valores de rigidez inicial y su tendencia de degradación de los casos 1 y 4 fue muy similar, para el caso 3 se tuvo una menor rigidez inicial y una gran degradación hasta el segundo ciclo y en lo que resta, hasta alcanzar el nivel de daño moderado, se cambió a una tendencia menor que

los otros dos casos, aunque llega a un valor de rigidez final menor. Además, con la rehabilitación del caso 3 se tuvo un aumento de rigidez en más de 17 veces. Con todo esto es posible concluir que la rehabilitación y el reforzamiento de un panel de relleno con y sin daño previo garantizan un mejor comportamiento de las estructuras en cuanto a limitación de daños ya que el aumento de rigidez se debe al aumento de resistencia y una disminución de derivas en un mismo estado de daño.

- Se observó que la tendencia de disipación de energía en los ciclos de ensayo en los casos 1, 3 y 4 se ajusta a una curva con crecimiento exponencial con parámetros de ajuste distintos en cada caso. Se tuvo que, el prototipo del caso 1 presenta una mayor disipación de energía que en los otros dos casos. Se observa que en los casos 1 y 4 se admiten desplazamientos significativos en el rango inelástico y con pequeños daños del panel de reforzado. De esta manera se puede concluir desde el punto de vista de disipación de energía, que el reforzamiento y rehabilitación ofrecen un mejor comportamiento de las estructuras en lo que respecta a la limitación de daños.
- Se puede concluir también, que a pesar de la gran capacidad que ofrece el sistema de reforzamiento y rehabilitación desde el punto de vista de resistencia, rigidez, ductilidad y disipación de energía, es necesario garantizar un comportamiento monolítico entre marco de acero y enchape, para que así, ya sea que se refuerce o rehabilite una estructura, todos los elementos constituyentes aporten en la respuesta ante acciones externas hasta el agotamiento total.
- Desde el punto de vista local de los elementos que conforman los prototipos se observa que en primer lugar empiezan a trabajar los elementos del pórtico (viga y columnas), algunos chicotes que conectan la malla electrosoldada al resto de la estructura y zonas concentradas de la misma malla electrosoldada. Con lo cual se concluye que también es importante garantizar un comportamiento dúctil de todos los elementos por separado.

- En el caso de estudio 4 se pudo evidenciar que la conexión entre la malla electrosoldada con el resto de la estructura del prototipo trabajó muy bien en lo referente a espaciamientos, materiales de anclaje, soldadura y amarres. Sin embargo, se observó que las columnas del pórtico no proporcionaron un adecuado confinamiento del mortero del enlucido lo que provocó que este y la mampostería se desprendieran del pórtico ante altas sollicitaciones de carga lateral, provocando una caída repentina de la resistencia. De esta manera se puede concluir que es de suma importancia que todo el sistema de reforzamiento se encuentre confinado por las columnas para lograr un comportamiento monolítico de todo el sistema antes de su agotamiento.
- En lo referente a derivas, se observa que se alcanza un nivel de daño moderado para valores de deriva menores al 0.6% para los tres casos de estudio. Esto hace evidente que el límite del 2% que presenta la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-DS-2015) para pórticos de hormigón armado y de acero estructural, está muy lejos de cumplir el objetivo de controlar los desplazamientos para limitar los daños en elementos no estructurales (panel de relleno), lo mismo sucede si se compara con el límite del 1% establecido para mamposterías reforzadas o portantes.
- La resistencia al corte del prototipo obtenida de forma teórica (aproximadamente 52 ton) con las ecuaciones que propone el ACI-318S-19 presenta un valor muy aproximado al que se ha obtenido de manera experimental en el caso de estudio 1 (aproximadamente 48 ton), esto pone en evidencia que el enchape absorbe el cortante casi en su totalidad logrando así que la relación de demanda/capacidad de columnas de los pórticos disminuya.

DE LOS MODOS DE FALLA EXPERIMENTALES

- En cuanto a la caracterización de los modos de falla en los ensayos se tuvo que para el caso de estudio 1, se observó una falla temprana del pórtico por desplazamientos fuera del plano.

- Observando el comportamiento del caso 3 se evidenció en una primera etapa agrietamiento en las diagonales y más adelante un aplastamiento de las unidades de mampuesto de la parte central.
- Por otro lado, analizando el caso de estudio 4 se tuvo un desprendimiento completo del pórtico con la mampostería y enlucido, dejando en evidencia la importancia de que exista una buena adherencia entre los materiales y una buena conexión entre el marco de acero, mampostería y enchape.

DE LOS MODELOS ANALITICOS

- La calibración del modelo constitutivo de la mampostería fue el más complejo de desarrollar, debido a que el modelo de Crisafulli considera muchos parámetros para la caracterización. Los parámetros de mayor importancia y que inciden en el comportamiento global de la estructura son el espesor del panel de relleno y el ancho del puntal equivalente. Así que, este último debe ser elegido con mucho criterio y cotejando con lo que se obtuvo durante el ensayo experimental.
- Para la obtención del módulo de elasticidad de la mampostería se utilizó la ecuación de Binda, ya que mediante los ensayos realizados en prismas y muretes se obtuvieron resultados muy bajos que no representaban el comportamiento del panel. Con la propuesta de Binda se aproxima mucho al módulo de elasticidad real del relleno y se observa que este depende en gran medida de la resistencia a compresión del mampuesto y deja de lado el aporte que puede existir debido al confinamiento del mortero de las juntas. Aun así, los resultados obtenidos con la expresión de Binda permiten una buena calibración del modelo.
- Durante la calibración de los casos 2 y 3, se pudo observar la gran influencia que tiene la mampostería sobre los marcos de acero, aumentando su capacidad en un 50% y brindando mayor rigidez. Es por ello que resulta de gran importancia considerar los paneles de relleno en el cálculo estructural,

ya que esto se verá reflejado en una disminución del periodo de vibración y en sollicitaciones más altas, y eso, en diseños poco eficientes.

- Al analizar la curva de capacidad del caso de estudio 4, se observa que la participación de la mampostería, una vez que ésta ha sido llevada a un daño moderado, empieza a reflejarse una vez que el mortero ha alcanzado cierto nivel de daño. Lo cual evidencia que a pesar de que la mampostería degradada no proporcione mayor resistencia, ésta si aumenta la capacidad de disipación de energía.

VIABILIDAD

- Finalmente, se concluye que el sistema de enchape que se ha utilizado en este estudio, tanto para reforzamiento como para rehabilitación de estructuras, es viable, ya que, al realizar el análisis del costo frente a la mejora de los parámetros de resistencia, ductilidad, rigidez y disipación de energía, se evidenció que los porcentajes de tal mejora son mucho más grandes que el porcentaje de elevación de costos que implica realizar tal enchape.
- Lo más representativo en cuanto a costos es garantizar el anclaje entre chicotes y hormigón de la estructura existente, por lo que, el material más influyente sería el epóxico, incluso hay ocasiones en las que el anclaje debe garantizarse entre las grapas y la pared de relleno como es el caso de las paredes adosadas.

RECOMENDACIONES Y FUTUROS ESTUDIOS:

- La variabilidad de las propiedades mecánicas de las unidades de mampostería que se utilizaron en este proyecto, e incluso de las que se observa en la literatura, constituye un gran problema en la construcción y diseño, por tal razón, se debería establecer una regulación en los procesos artesanales de elaboración de los mampuestos y de esta forma poder

generar modelos que se ajusten de mejor manera a las condiciones reales y así anticipar el comportamiento de las estructuras.

- Se recomienda que para caracterizar el comportamiento a compresión de la mampostería no solo se realicen prismas sino también probetas que contengan una muestra representativa de la mampostería, es decir que contenga mínimo 3 hiladas y que se pueda observar el trabe de los mampuestos.
- En los ensayos de las probetas de mampostería es necesario garantizar que las superficies en contacto puedan acomodarse adecuadamente para que los esfuerzos se distribuyan de manera adecuada y que se presenten modos de falla representativos de la realidad.
- En lo que respecta a la colocación del mortero tanto en las juntas como en el enlucido del reforzamiento, se debe proporcionar una humedad suficiente a las unidades de mampuesto antes de colocar el mortero. Las piezas de mampuesto que no cuentan con la humedad suficiente absorben agua, reduciendo así la relación agua-cemento y lo que resulta como una variación de la resistencia.
- Es importante que se lleve un proceso de curado del enchape, debido a las pérdidas de agua que se producen por el ambiente y por la retracción en el mortero.
- En lo que respecta a la realización del reforzamiento es necesario garantizar un buen comportamiento de la soldadura de chicotes que conectan la malla electrosoldada con los elementos del pórtico, por tal razón se hace imprescindible que este trabajo se lleve a cabo con mano de obra calificada. De la misma manera, los chicotes que conectan a la malla con la losa y cimentación deben anclarse con epóxicos de alta resistencia y con las recomendaciones del proveedor.

- La malla electrosoldada se debe colocar en el centro del enlucido de mortero, propiciando a que se tenga un área de mortero confinada y otra de recubrimiento, con la finalidad de obtener un adecuado comportamiento y que los modelos que se utilicen puedan asemejarse de mejor manera a la realidad.
- Se recomienda realizar todos los ensayos necesarios para caracterizar el comportamiento de los materiales constituyentes de los casos de estudio, de esta manera la calibración reflejará con mayor precisión el comportamiento de los mismos.
- Se debería realizar una actualización de la norma ecuatoriana de la construcción, ya que este estudio demuestra que los porcentajes de deriva son muy permisibles y no cumplen con el objetivo de limitación de daños en elementos no estructurales.
- Para futuros estudios se recomienda colocar conectores entre el pórtico de acero y el panel de relleno para que la resistencia no se vea comprometida por una falla por desprendimiento entre estas dos partes y así lograr un agotamiento de todo el sistema en conjunto.
- Si en un futuro se desea profundizar en el tema, se podría probar una conexión completa entre el marco de acero y la malla, es decir, que el chicote no solo amarre una cara del muro sino ambas. Para lograr ello se tendría que realizar la soldadura en el patín exterior de la columna y el mortero de enlucido debe embeber a toda la columna.
- Se recomienda analizar la posibilidad de implementar este sistema de reforzamiento en sistemas de pórticos intermedios y ordinarios a momento.

BIBLIOGRAFÍA

- Abdel-Hafez, L. M., Abouelezz, A. E. Y., & Elzefeary, F. F. (2014). Behavior of masonry strengthened infilled reinforced concrete frames under in-plane load. *HBRC Journal*, 11(2), 213–223. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.06.005>
- ACI 318S-19. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
- Aguiar, R. (2017, June). *Análisis de Edificios de Altura Post Sismo*. Conferencia Dictada En La Universidad Técnica de Machala En El Segundo Congreso de La Sociedad Ecuatoriana De. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.10458.54720>
- Aguilar, I., & Lumbi, E. (2014). *Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructurales de una edificación representativa en el Barrio Atucucho, de Quito*. [Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8166>
- AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- AISC Steel design guide. (2006). *Base plate and anchor rod design*.
- Albuja, D., & Pantoja, J. (2017). *Estudio del Reforzamiento de la mampostería de bloque de hormigón con malla electrosoldada mediante ensayos destructivos*. Escuela Politécnica Nacional.
- Angulo, L. G., & López, C. E. (2008). *Reforzamiento de mampostería de ladrillo artesanal*. [Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1069>
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551–566. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1030761>
- ASTM A36/A36M-19. (2019). *Standard Specification for Carbon Structural Steel*.
- ASTM C109 M13. (2013). *Standard Test Method for Compressive Strength of*

- Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50 mm] Cube Specimens).*
- ASTM C1314-18. (2018). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms.*
- ASTM E2126-19. (2019). *Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.*
- ASTM E519/E519M-20. (2020). *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.*
- ASTM F3125/F3125M-19. (2019). *Standard Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ksi and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1040 MPa Minimum Tensile Strength.*
- Astroza I., M., & Schmidt A., A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 70(70), 59. <https://doi.org/10.18867/ris.70.51>
- AWS D1.4/D1.4M. (2018). *Structural welding code-steel reinforcing bars.*
- Bazán, E., & Meli, R. (1998). *Diseño sísmico de edificios* (1st ed.). Limusa, Noriega Editores.
- Binda, L., Fontana, A., & Frigerio, G. (1988). Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Brick and Block Masonry (8th IBMAC)*, 1(1), 205–216.
- Borja, L., & Torres, M. (2015). *Diseño del Reforzamiento Estructural de un Edificio de Departamentos de 4 Plantas Ubicado en el Sector Quitumbe, Ciudad de Quito, Provincia de Pichincha.* Escuela Politécnica Nacional.
- Cho, S. H., Tupper, B., Cook, W. D., & Mitchell, D. (2004). Structural Steel Boundary Elements for Ductile Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 130(5), 762–768. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2004\)130:5\(762\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:5(762))
- Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.* University of Canterbury.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (4th ed.). Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.

- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), 69–77. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
- Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Behaviour of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 865–876. <https://doi.org/10.1139/l89-129>
- El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177–185. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2003\)129:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2003)129:2(177))
- Erazo, D., & Ordóñez, L. (2013). *Diseño del entramado de acero de la estructura soporte del edificio “Diamante Premium Corp”, ubicado en la ciudad de Guayaquil*. QUITO, 2013.
- FEMA 306. (1998). *EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED CONCRETE AND MASONRY WALL BUILDINGS*.
- FEMA 461. (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*.
- Fratelli, M. G. (1999). *Edificios de Pantallas y Estructuras Aporticadas*. <https://www.scribd.com/doc/223012872/Maria-Fratelli-Edificios-de-Pantallas-y-Estructuras-Aporticadas#download>
- Ghobadi, M. S., Jazany, R. A., & Farshchi, H. (2019). In situ repair technique of infill masonry walls in steel frames damaged after an earthquake. *Engineering Structures*, 178, 665–679. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.022>
- Grijalva, L., & Narvaez, H. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito*. Escuela Politécnica Nacional.
- Gualacata, R., & Ortega, J. (2017). *Determinación Experimental De La Resistencia Asociada a La Falla Por Tracción Diagonal De Dos Tipos De Mampostería Simple: Bloque Y Ladrillo Para Ser Usados En Modelos Computacionales*. Escuela Politécnica Nacional.
- Holmes, M., Smith, B. S., Mainstone, R. J., Wood, R. H., & Sachanski, S. (1962). Discussion. Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling. *Proceedings*

- of the *Institution of Civil Engineers*, 23(1), 93–104.
<https://doi.org/10.1680/iicep.1962.10925>
- Kahrizi, M., & TahamouliRoudsari, M. (2020). Experimental study on properties of masonry infill walls connected to steel frames with different connection details. *SDHM Structural Durability and Health Monitoring*, 14(2), 165–185.
<https://doi.org/10.32604/SDHM.2020.07816>
- Liu, Y., & Manesh, P. (2013). Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading - An experimental study. *Engineering Structures*, 52, 331–339.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.038>
- Liu, Y., & Soon, S. (2012). Experimental study of concrete masonry infills bounded by steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(2), 180–190.
<https://doi.org/10.1139/L11-122>
- López, K., & Ushiña, W. (2017). *Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda ecuatoriana*. Escuela Politécnica Nacional.
- Luna, G. (2014). *Estudio del Hormigón, Guía didáctica para el diseño de mezclas* (G. Luna (ed.); 1st ed.).
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Conducted Providing the Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/9445(1988)114:8(1804))
- Markulak, D., Dokšanović, T., Radić, I., & Zovkić, J. (2020). Behaviour of steel frames infilled with environmentally and structurally favourable masonry units. *Engineering Structures*, 204, 109909.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109909>
- Moghadam, H. A., Mohammadi, M. G., & Ghaemian, M. (2006). Experimental and analytical investigation into crack strength determination of infilled steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(12), 1341–1352.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.01.002>
- Mora, D., & Aguiar, R. (2015). Modelación De Diagrama Momento-Curvatura Y Momento-Rotación En Secciones De Acero Estructural. *Ciencia*, 17(1), 99–

124. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/514>
- Moretti, M. L. (2015). Seismic design of masonry and reinforced concrete infilled frames: A comprehensive overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(4), 748–766. <https://doi.org/10.3844/ajeassp.2015.748.766>
- Mosalam, K. M., White, R. N., & Gergely, P. (1997). Static Response of Infilled Frames Using Quasi-Static Experimentation. *Journal of Structural Engineering*, 123(11), 1462–4169. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1997\)123:11\(1462\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:11(1462))
- NEC-SE-AC. (2015). *Estructuras de Acero*.
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas No Sísmicas*.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico diseño sismo resistente*.
- NEC-SE-MP. (2015). *Mampostería Estructural*.
- Novacero. (2017). *Manual de soldadura de acero de refuerzo para hormigón armado*. 19. <https://docplayer.es/51405100-Manual-de-soldadura-de-acero-de-refuerzo-para-hormigon-armado.html>
- Ozturkoglu, O., Ucar, T., & Yesilce, Y. (2021). Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames. *Earthquake and Structures*, 12(3), 333–347. <https://doi.org/10.12989/eas.2017.12.3.333>
- Pachano, F. A. (2018). *Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.
- Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges* (U. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences University of California, San Diego & I. A. Dipartimento di Meccanica Strutturale Università di Pava (eds.); Primera). John Wiley and sons. <https://books.google.com.ec/books?hl=it&lr=&id=leS1ns7xuSUC&oi=fnd&pg=PA1&dq=Priestley+M.J.N.,+Seible+F.,+Calvi+G.M.+%5B1996%5D+Seismic+Design+and+Retrofit+of+Bridges,+John+Wiley+%26+Sons+Inc.,+New+York.+&ots=hKhEl-jzlg&sig=xatPE0PskXbMe3aUWZJvH37TL9k&red>
- Purca, R. J. (2012). *Modelos De Histeresis - Otani*.

https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/modelos-de-histeresis-drotani-traduccin-personal?from_action=save

- Seismosoft. (2020). *A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures* (p. 560). Copyright © 2002-2020 Seismosoft Ltd.
- Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320–331. <https://doi.org/10.1002/pse.122>
- Tasnimi, A. A., & Mohebkhah, A. (2011). Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, 33(3), 968–980. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.12.018>
- Vinueza, J., & Ipiates, P. (2017). *Estudio experimental de resistencia al deslizamiento por corte en juntas de mortero en mampostería de bloque artesanal*. Escuela Politécnica Nacional.
- Yepes, Chatelain, Jean-Luc, Guillier, & Bertrand. (1994). *Estudio del riesgo sísmico en el Ecuador*.

ANEXO 1

RESULTADOS DE ENSAYOS DE

MATERIALES

HORMIGÓN EN CIMENTACIÓN



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



COMPRESIÓN DE CILINDROS DE HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0082 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 12 de julio de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: JEFFERSON JÁTIVA: IVETT TORRES
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0968513705

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS APLICADOS A PÓRTICOS DE ACERO CON JUNTAS APERNADAS.

Contratante: ***

Contratista: ***

Fiscalizador: ***

ELEMENTO: CIMENTACIÓN

NORMA: ASTM C39

No.	IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	CARGA MÁX. (kN)	RESISTENCIA		TIPO DE FALLA*	DEFECTOS*
									(MPa)	(kg/cm ²)		
1	1.1	2021-06-16	2021-06-30	14	101.25	8052	2260	141.4	17.6	180	TIPO 2	A
2	1.2	2021-06-16	2021-06-30	14	102.25	8211	2260	142.8	17.4	177	TIPO 2	A
3	2.1	2021-06-16	2021-06-30	14	102.75	8292	2240	160.5	19.4	198	TIPO 2	A
4	2.2	2021-06-16	2021-06-30	14	102.50	8252	2240	163.1	19.8	202	TIPO 1	A
5	3.1	2021-06-16	2021-06-30	14	101.50	8091	2240	154.9	19.2	195	TIPO 2	A
6	3.2	2021-06-16	2021-06-30	14	101.25	8052	2250	157.9	19.6	200	TIPO 1	A

TIPO DE FALLA



DESCRIPCIÓN DE DEFECTOS: A = NINGUNO ; B = SEGREGADO ; C = POROSIDAD ; D = FISURAS PREEXISTENTES ; E = OTRA

OBSERVACIONES: Todos los datos del ítem de ensayo (fecha de fabricación, elemento, identificación) son proporcionadas por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.

Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente a los ítems ensayados.
La información marcada con asterisco (*) corresponde a lo especificado en la norma ASTM C39.

El contenido del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

ING. PAÚL ZÚÑIGA
JEFE DEL LABORATORIO (E)



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

COMPRESIÓN EN BLOQUES DE HORMIGÓN



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



COMPRESION DE MAMPOSTERIA

INF. No. 21 - 0076 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 24 de junio de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: JEFFERSON JÁTIVA, IVETT TORRES
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0962996689, 0968513705

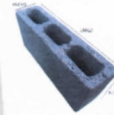
DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS APLICADOS A PÓRTICOS DE ACERO CON JUNTAS APERNADAS,
Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
FECHA DE FÁBRICA: ***
FECHA DE ENSAYO: 2021-06-15
EDAD: ***
NORMA: NTE INEN 3066:2016

No.	DESCRIPCIÓN	ANCHO (cm)	LARGO (cm)	ALTO (cm)	ÁREA		CARGA ROTURA (kN)	ESFUERZO		CLASIFICACIÓN SEGÚN RESISTENCIA
					NETA (cm ²)	BRUTA (cm ²)		NETO (MPa)	BRUTO (MPa)	
1	B1	10.1	40.2	20.0	206.3	405.7	141.4	5.3	3.5	CLASE B
2	B2	10.3	40.4	19.9	258.0	414.8	135.1	5.0	3.3	
3	B3	10.2	40.4	19.9	258.9	412.4	97.8	3.8	2.4	
PROMEDIO BLOQUE		10.2	40.3	19.9	267.74	410.96	124.7	4.6	3.1	

OBSERVACIONES : * El muestreo es responsabilidad del cliente.
* El espécimen B3 presentaba una fisura antes de ser sometido al ensayo.
* La clasificación se realizó en base a la tabla 6 de la norma INEN 3066.

ING. PAUL ZÚNIGA M.
JEFE DE LABORATORIO (E)



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

BOR21-003-J

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

MORTERO DE ENCHAPE

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

**COMPRESIÓN CÚBICA DE MORTEROS DE CEMENTO**

INF. No. 21 - 0105 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 22 de septiembre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: JEFFERSON JÁTIVA; IVETT TORRES
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0968513705

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS APLICADOS A PORTICOS DE ACERO CON JUNTAS APERNADAS

Contratante: ***


Contratista: ***

Fiscalizador: ***

NORMA: ASTM C109

N°	FECHA FÁBRICA	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	PESO (g)	CARGA (T)	CARGA (kN)	ESFUERZO	
								(kg / cm ²)	(MPa)
1	2021-08-07	IJ1	2021-08-25	18	248,5	2,70	26,43	101	9,9
2	2021-08-07	IJ2	2021-08-25	18	239,2	2,73	26,82	105	10,3
3	2021-08-07	IJ3	2021-08-25	18	240,6	3,08	29,09	117	11,5
4	2021-08-07	IJ4	2021-08-25	18	241,4	2,47	24,21	94	9,2
5	2021-08-07	IJ5	2021-08-25	18	233,4	2,35	23,02	90	8,8

Observación: Los datos de fabricación son responsabilidad del cliente.


ING. PAUL ZÚÑIGA M.
JEFE DE LABORATORIO (E)



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

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

MORTERO EN JUNTAS DE MAMPOSTERÍA

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

**COMPRESIÓN CÚBICA DE MORTEROS DE CEMENTO**

INF. No. 21 - 0083 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 12 de julio de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: JEFFERSON JÁTIVA, IVETT TORRES
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0968513705

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE HORMIGÓN MEDIANTE ENSAYOS DESTRUCTIVOS APLICADOS A PÓRTICOS DE ACERO CON JUNTAS APERNADAS.

Contratante: ***

Contratista: ***

Fiscalizador: ***

NORMA: ASTM C109

N°	FECHA FÁBRICA	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	PESO (g)	CARGA (T)	CARGA (kN)	ESFUERZO (kg / cm²)	ESFUERZO (MPa)
1	2021-06-24	1	2021-07-08	14	256	1,77	17,35	67	6,5
2	2021-06-24	2	2021-07-08	14	258,4	1,63	15,96	63	6,1
3	2021-06-24	3	2021-07-08	14	259,3	1,68	16,50	65	6,3
4	2021-06-24	4	2021-07-08	14	259,4	1,90	18,61	74	7,3
5	2021-06-24	5	2021-07-08	14	258,6	1,79	17,60	68	6,6
6	2021-06-24	6	2021-07-08	14	256,2	1,93	18,93	74	7,3

Observación: Los datos de fabricación son responsabilidad del cliente.

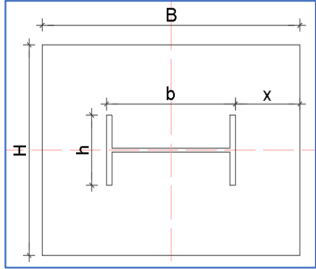
ING. PAUL ZUNIGA M.
JEFE DE LABORATORIO (E)



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO 2

DISEÑO PLACA BASE Y BULONES DE ANCLAJE

DISEÑO PLACA BASE			
Pu =	6.0	[ton]	Demanda de axial
x =	10	[cm]	Distancia del perfil a la placa
xh =	15	[cm]	Distancia de la placa al pedestal
f'c =	210	[kg/cm ²]	Resistencia a la compresión del pedestal
fs =	207.55	[kg/cm ²]	Resistencia del hormigón a aplastamiento
Placa =	36	[ksi]	Material de la placa
Fy =	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de la placa
SENTIDO B			
DIMENSIONES COLUMNA b = 20 [cm] h = 10 [cm]			
DIMENSIONES DE PLACA B = 50 [cm] H = 30 [cm]			
Mu min =	12000	[kg·cm]	Momento mínimo de diseño
Mu =	683212.40	[kg·cm]	Demanda de momento
Mu =	683212.40	[kg·cm]	Máximo momento, entre demanda y mínimo
q1 =	58.66	[kg/cm ²]	Esfuerzo máximo de una distribución trapezoidal
OK		Comparo q1 con fs	
q2 =	-50.66	[kg/cm ²]	Esfuerzo min de una distribución trapezoidal
m =	10.5	[cm]	Distancia a la que se tienen esfuerzos residuales
q3 =	35.70	[kg/cm ²]	Esfuerzo a una distancia m
Mup =	84350	[kg·cm]	Momento en m, tiende a doblar la placa
at =	2	[u]	Número de rigidizadores
Mup =	29328.50	[kg·cm]	
ep =	1.5	[cm]	Espesor de la placa

DISEÑO DE BULONES CON PATA			
Pu =	6.0	[ton]	Demanda de axial
Vu =	4.0	[ton]	Demanda de corte
NB =	4	[u]	Número de anclajes mínimo en el ancho B de la placa
NH =	3	[u]	Número de anclajes mínimo en el ancho H de la placa
φ var =	22	[mm]	Diámetro de la varilla
NT =	9	[u]	Número total de varillas
fy =	4200	[kg/cm ²]	Resistencia a la fluencia del material de la varilla
fu =	6300	[kg/cm ²]	Resistencia última del material de la varilla

hef =	50	[cm]	Profundidad de hundimiento del anclaje
eh =	33.0	[cm]	Pata de la varilla, máximo $4.5 \cdot \phi_{var}$ para el cálculo, pero por agarre min $15 \cdot \phi_{var}$
Existe interacción entre corte y tracción, por lo tanto, se debe obtener la resistencia máxima a corte y a tracción			
Resistencia a Tracción:			
* Resistencia del acero (varillas)			
* Desprendimiento del hormigón			
* Arrancamiento del anclaje			
* Descascaramiento del recubrimiento lateral			
Resistencia al Cortante:			
* Resistencia del acero (varillas)			
* Desprendimiento del hormigón			
* Arrancamiento del hormigón			
CHEQUEOS POR TRACCIÓN			
Ag =	3.80	[cm ²]	Área neta de la varilla
Ae =	2.85	[cm ²]	Área efectiva de la varilla, por 0.75 debido a corrugaciones
$\phi N_s =$	121.24	[ton]	Resistencia a la tracción de los anclajes
OK		Chequeo con la demanda	
An =	1500	[cm ²]	Área proyectada del anclaje, limitada por el borde
Ano =	22500	[cm ²]	Área proyectada de la superficie de falla de 1 anclaje
$\Psi_1 =$	1	[-]	1 si no hay excentricidad en la conexión
C min =	15	[cm]	Recubrimiento de la varilla al borde del pedestal
$\Psi_2 =$	0.76	[-]	Factor de borde
$\Psi_3 =$	1	[-]	Probabilidad de fisuración del hormigón
Nb =	122963.41	[-]	
$\phi N_{sb} =$	39.25	[ton]	Resistencia al desprendimiento del hormigón
OK		Chequeo con la demanda	
$\Psi_4 =$	1.2	[-]	Probabilidad de que en los bordes exista fisuración
eh efectivo =	9.9	[cm]	Longitud de la pata de varilla que trabaja
Np =	4116.42	[-]	
$\phi N_{pn} =$	31.12	[ton]	Resistencia al arrancamiento del anclaje
OK		Chequeo con la demanda	
Solo se chequea cuando $c < 0.4 \cdot hef$ en caso de pernos		Descascaramiento del recubrimiento lateral	
En caso de bulones con pata no requiere chequeo			
OK			
CHEQUEOS POR CORTANTE			
$\phi V_s =$	63.04	[ton]	Resistencia del acero
OK		Chequeo con la demanda	

ANEXO 3

DISEÑO CONEXIÓN VIGA-COLUMNA (BFP)

Conexión Bolted Flange Plate (BFP)			
Limitaciones generales			
h=	20.00	[cm]	Altura de viga
tf=	0.85	[cm]	Espesor de patín de viga
Lt/h=	13.00	[-]	Relación longitud a altura de viga
Revisión=	Ok		h<92cm (Limitación de altura de viga)
Revisión=	Ok		tf<28mm (Limitación de espesor de patines)
Revisión=	Ok		Lt/h>=9 (Limitación para Pórticos Especiales a Momento)
Revisiones en la placa que conecta los patines a la columna			
Momento probable en la rótula plástica			
Ze=	174.74	[cm ³]	Módulo plástico en la zona de rótula plástica
Ry=	1.30	[-]	Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado
Cpr=	1.20	[-]	Factor para tener en cuenta la resistencia máxima de la conexión
Mpr=	3.60	[ton·m]	Momento en la rótula plástica
Diámetro máximo de pernos			
Db=	1/2	[in]	Diámetro del perno asumido
Db=	1.27	[cm]	Diámetro del perno asumido
Rt=	1.50	[kg/cm ²]	Relación entre la resistencia a la tracción esperada y la resistencia a la tracción mínima especificada para el material del patín
Ry=	1.10	[-]	Factor de aumento de resistencia del acero
fy=	120	[ksi]	Resistencia mínima a la fluencia de pernos
fy=	8437	[kg/cm ²]	Resistencia mínima a la fluencia de pernos
fu=	12655	[kg/cm ²]	Resistencia a la tracción mínima especificada del elemento
Db máx=	2.26	[cm]	Diámetro máximo de pernos
Revisión=	Ok	Db<=Db máx	Limitación de diámetro máximo de pernos en los patines.
dx min=	2.54	[cm]	Distancia mínima al borde de placa desde el eje de pernos
dx=	3	[cm]	Distancia tomada al borde de placa desde el eje de pernos
s	3.81	[cm]	Distancia mínima entre ejes de pernos
Revisión=	Ok		dx>=dx min
Estimación de resistencia de pernos			
tp=	1.20	[cm]	Espesor de placa sobre patines
bfp min=	9.81	[cm]	Ancho de placa sobre patines adoptado
bfp=	10.00	[cm]	Ancho mínimo de placa sobre patines
Revisión=	Ok	bfp>=bfp min	
Fyp	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de placa sobre patines
fyb	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de vigas
fyn	8437	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de pernos
Fnv=	6324.67	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de placa sobre patines
Fub=	4080.00	[kg/cm ²]	Esfuerzo último de vigas
Fup=	4080.00	[kg/cm ²]	Esfuerzo de último de placa sobre patines
Da=	1.55	[cm]	Diámetro de agujeros
Ab=	1.27	[cm ²]	Área de pernos
Aa=	1.89	[cm ²]	Área de agujeros
m1=	8.01	[ton]	Resistencia nominal del perno
m2=	11.19	[ton]	Resistencia nominal del perno
m3=	11.19	[ton]	Resistencia nominal del perno
m=	8.01	[ton]	Resistencia nominal del perno
Selección de número de pernos			

n=	8	[-]	Número de pernos asumidos
n min=	2.69	[-]	Número mínimo de pernos.
Revisión=	Ok	$n \geq n \text{ min}$	Requerimiento de número mínimo de pernos en placa
Localización de la rótula plástica			
s1=	4.00	[cm]	Distancia de la cara de la columna al eje de la primera hilada de pernos adoptada
s=	4.50	[cm]	Distancia entre ejes de pernos adoptada
Revisión=	Ok	$s1 \geq 2 \cdot Db$	Distancia mínima de perforaciones al borde en placas
Revisión=	Ok	$s \geq 3 \cdot Db$	Distancia mínima de perforaciones entre pernos
Sh=	17.5	[cm]	Localización de rótula plástica en la viga medido desde la cara de la columna
Acciones probables de la conexión			
Vh=	7.78	[ton]	Fuerza cortante en la rótula plástica
Mf=	4.96	[ton·m]	Momento en la cara de la columna
Fpr=	23.40	[ton]	Fuerza de tensión en la placa sobre patín producida por Mf
Revisiones adicionales			
n min=	2.92	[-]	Número de pernos mínimo por fuerza en patines.
Revisión=	Ok	$n \geq n \text{ min}$	Requerimiento de número mínimo de pernos en el patín
tp min=	1.03	[cm]	Espesor mínimo de placas sobre patines
Revisión=	Ok	$tp \geq tp \text{ min}$	Revisión de espesor mínimo de placa
Revisión de rotura por tensión			
Ag=	12.00	[cm ²]	Área bruta de placa sobre patines
$\phi n \cdot Rn1=$	27.32	[ton]	Resistencia a la fluencia del área bruta de placa sobre patines
An=	8.27	[cm ²]	Área neta de placa sobre patines
$\phi n \cdot Rn2=$	25.32	[ton]	Resistencia a la rotura del área neta de placa sobre patines
$\phi n \cdot Rn=$	25.32	[ton]	Resistencia nominal reducida de placa sobre patines
Revisión=	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Fpr$	Revisión de rotura por tensión
Revisión del bloque de corte			
Agv=	29.75	[cm ²]	Área total del bloque de corte (sin restar el diámetro de agujeros)
Anv=	20.51	[ton]	Área neta del bloque de corte (sin restar los diámetros de agujeros)
Agt=	5.10	[cm ²]	Área total a tensión del bloque de corte
Ant=	3.78	[cm ²]	Área neta a tensión del bloque de corte
$\phi n \cdot Rn1=$	49.23	[ton]	Resistencia 1 AISC 360
$\phi n \cdot Rn2=$	45.44	[ton]	Resistencia 2 AISC 360
$\phi n \cdot Rn=$	45.44	[ton]	Resistencia nominal reducida del bloque de corte
Revisión=	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Fpr$	Revisión de resistencia del bloque de corte
Revisión de pandeo			
$\phi n \cdot Rn=$	272.05	[ton]	Resistencia al pandeo por compresión de la placa sobre patines
Revisión=	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Fpr$	Revisión de resistencia por pandeo de placa comprimida
Revisión de corte en la viga			
Vu=	3.87	[ton]	Cortante vertical en la cara de la columna
Revisiones sobre la placa de cortante apernada al alma de la viga			
Vu=	3.87	[ton]	Cortante vertical en la cara de la columna
Fy=	2530	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de placa para conexión de corte en el alma
b=	7.00	[cm]	Ancho horizontal de la placa

hp=	14.00	[cm]	Altura vertical de la placa
tp=	1.00	[cm]	Espesor de placa
Lv=	3.00	[cm]	Distancia desde la parte superior de la placa hasta el eje del primer perno de arriba hacia abajo
Db:	1/2	[in]	Diámetro de perno para la conexión de la placa de corte
Dp=	1.27	[cm]	Diámetro de perno para la conexión de la placa de corte
fy=	120.00	[ksi]	Esfuerzo de fluencia de pernos para conexión de corte en el alma
fy=	8437	[kg/cm ²]	Esfuerzo de fluencia de pernos para conexión de corte en el alma
fu=	12655	[kg/cm ²]	Esfuerzo último de pernos para conexión de corte en el alma
Da=	1.59	[cm]	Diámetro de agujeros de pernos
Ab=	1.27	[cm ²]	Área de pernos
$\phi n \cdot Rn$ =	12.02	[ton]	Resistencia de pernos
n=	2.00	[u]	Número de pernos verticales
s=	8.00	[cm]	Distancia entre ejes de pernos adoptada
Revisiones en pernos y placa			
Revisión=	Ok	$n \cdot \phi n \cdot Rn \geq Vu$	Revisión de resistencia al corte de pernos
Revisión=	Ok	$s \geq 3 \cdot Db$	Distancia mínima de perforaciones al borde en placas
Revisión=	Ok	$Lv \geq 2 \cdot Dp$	Distancia mínima de perforaciones entre pernos
Revisión=	OK	$0.5h < hp < 2/3h$	Revisión de estabilidad de placa de cortante
Revisión=	Ok		Límite de ancho de placa
Revisión de rotura por tensión de placa.			
$\phi n \cdot Rn$ =	16.56	[ton]	Resistencia a la rotura del área neta de placa de corte
Revisión:	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Vu$	Revisión de rotura por tensión
Revisión de punzonamiento en placa.			
$\phi n \cdot Rn$ =	12.44	[ton]	Resistencia a punzonamiento de placa de corte
Revisión:	Ok	$n \cdot \phi n \cdot Rn \geq Vu$	Revisión de resistencia a punzonamiento de la placa de corte
Revisión de punzonamiento en alma de viga.			
$\phi n \cdot Rn$ =	6.96	[ton]	Resistencia a punzonamiento de alma de viga
Revisión:	Ok	$n \cdot \phi n \cdot Rn \geq Vu$	Revisión de resistencia a punzonamiento del alma de viga
Revisión de bloque de corte.			
Agv=	11.00	[cm ²]	Área total del bloque de corte (sin restar los diámetros de agujeros)
Anv=	8.62	[cm ²]	Área neta del bloque de corte (sin restar los diámetros de agujeros)
Agt=	3.50	[cm ²]	Área total a tensión del bloque de corte
Ant=	2.71	[cm ²]	Área neta a tensión del bloque de corte
$\phi n \cdot Rn$ =	20.23	[ton]	Resistencia nominal reducida del bloque de corte
Revisión:	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Vu$	Revisión de resistencia del bloque de corte

Soldadura de penetración en placas sobre patines			
Fpr=	23.40	[ton]	Fuerza de tensión en la placa sobre patín producida por Mf
Fy=	4921	[kg/cm ²]	Esfuerzo de rotura de electrodo
$\phi n \cdot Rn$ =	59.03	[ton]	Resistencia de la soldadura
Revisión:	Ok	$\phi n \cdot Rn \geq Fpr$	Revisión de resistencia de soldadura

ANEXO 4

TABLAS DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE PROTOTIPOS Y GRÁFICAS DE RESPUESTA LOCAL

DATOS CURVAS DE CAPACIDAD

DATOS DE CURVA DE CAPACIDAD.					
CASO 1		CASO 3		CASO 4	
Desplazamiento	Fuerza	Desplazamiento	Fuerza	Desplazamiento	Fuerza
[mm]	[ton]	[mm]	[ton]	[mm]	[ton]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.20	18.58	1.20	3.27	1.20	18.73
1.68	23.85	1.68	4.47	1.68	20.76
1.68	23.85	1.68	4.47	1.68	20.76
2.30	29.18	2.30	5.93	2.30	23.27
2.30	29.18	2.30	5.93	2.30	23.27
3.26	34.83	3.26	7.98	3.26	26.91
3.26	34.83	3.26	7.98	3.26	26.91
4.56	38.99	4.56	10.37	4.56	36.01
4.56	38.99	4.56	10.37	4.56	36.01
6.38	41.31	6.38	12.96	6.38	41.12
6.38	41.31	6.38	12.96	6.38	41.12
8.93	43.54	8.93	14.74	8.93	42.04
8.93	43.54	8.93	14.74	8.93	42.04
12.48	47.93	12.48	14.49	12.48	42.58
12.48	47.93	13.37	13.46	12.48	42.58
17.47	47.02			17.47	43.35
17.47	47.02			17.47	43.35
				24.48	40.88
				24.48	40.88

DATOS DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

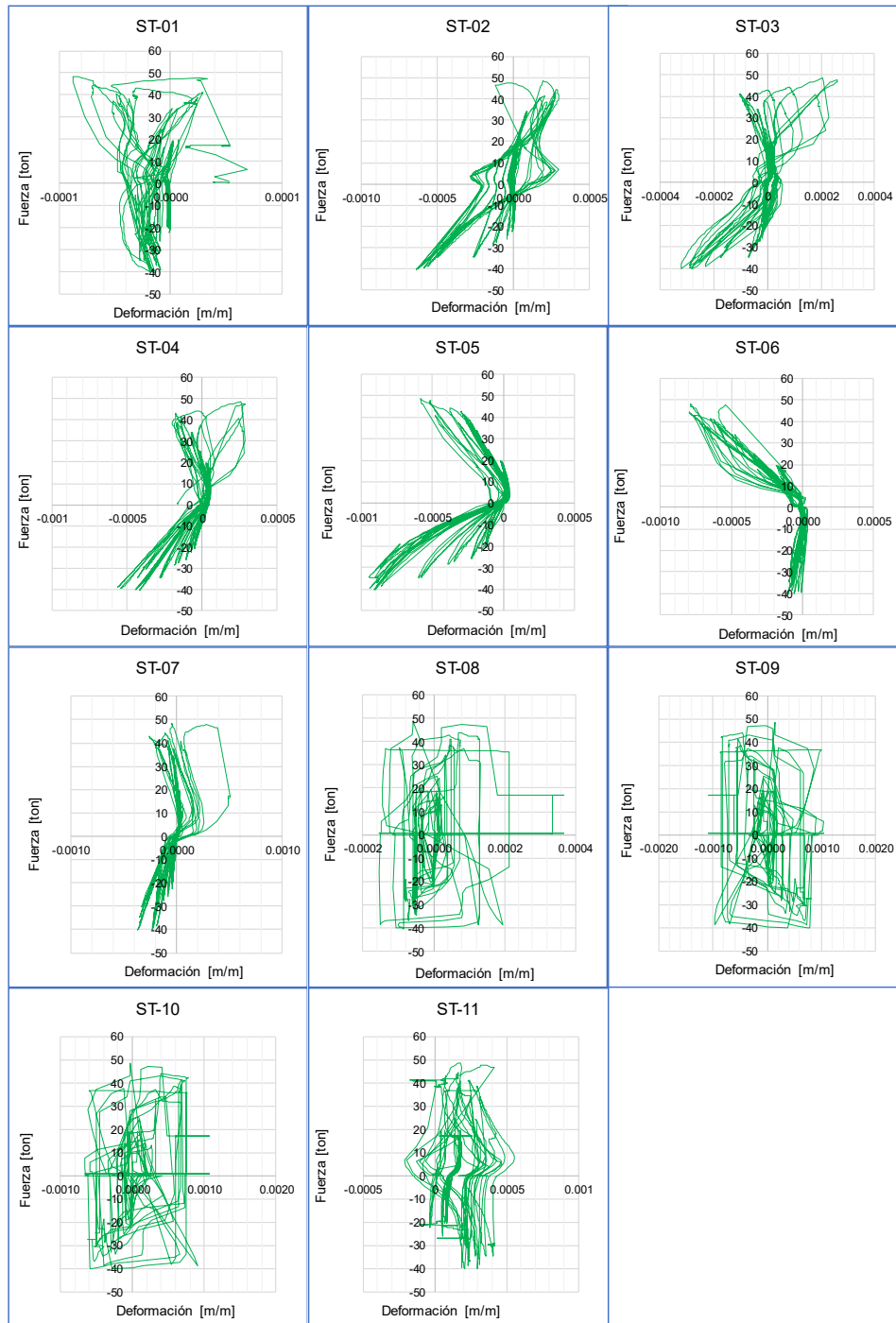
DATOS DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ			
Ciclos	CASO 1	CASO 3	CASO 4
	Rigidez	Rigidez	Rigidez
#	[ton/m]	[ton/m]	[ton/m]
0	13834.28	5793.55	16269.96
1	16989.47	3525.89	15783.01
2	16095.28	3385.05	13999.88
3	16564.73	3314.02	13011.38
4	14562.40	3261.98	13331.58
5	12420.87	3171.22	12408.14
6	11240.76	3219.62	13177.21

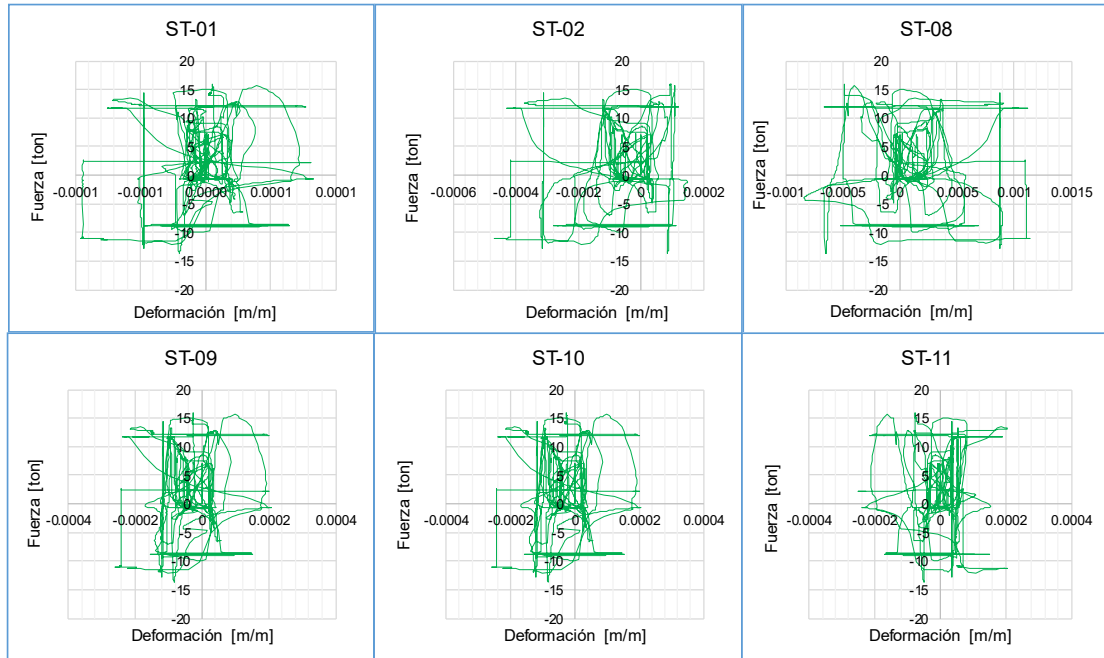
7	12442.29	2900.99	12402.11
8	12436.29	2862.83	11805.74
9	11020.19	2682.00	10303.32
10	11172.42	2556.82	9854.50
11	10751.15	2454.77	8786.33
12	9841.79	2299.29	8259.79
13	8133.45	2161.33	7650.65
14	6723.34	1965.55	6978.43
15	6246.69	1833.96	6426.90
16	5577.84	1672.03	5001.73
17	5101.93	1478.17	4306.19
18	4622.10	1275.72	3904.76
19	4218.05	1049.69	3467.25
20	2698.65	947.52	3197.68
21			2756.99
22			1671.65
23			1003.89
24			806.46
25			665.31
26			538.84
27			449.33
28			368.26
29			327.99
30			279.24
31			264.00
32			254.09
33			211.11

DATOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

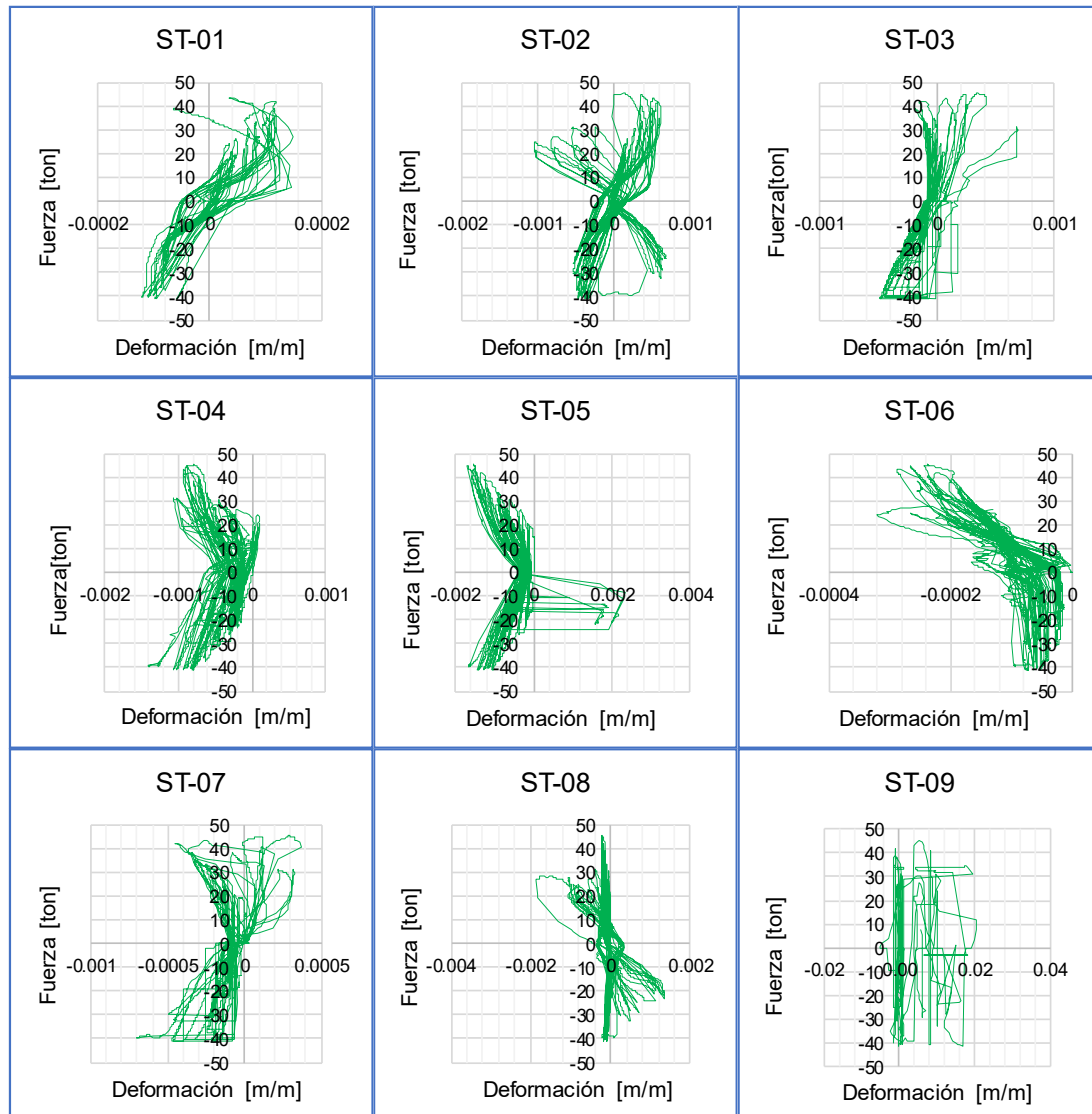
DSTOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA			
Ciclo	CASO 1	CASO 3	CASO 4
	Energía disipada	Energía disipada	Energía disipada
[#]	[J]	[J]	[J]
0	0.00	0.00	0.00
1	109.39	18.20	110.25
2	109.39	18.20	110.25
3	109.39	18.20	110.25
4	109.39	18.20	110.25
5	109.39	18.20	110.25
6	109.39	18.20	110.25
7	214.40	35.67	216.10
8	214.40	35.67	216.10
9	401.84	66.85	405.03
10	401.84	66.85	405.03
10	601.47	134.30	502.83

11	812.25	134.30	776.47
12	812.25	262.76	776.47
13	1368.00	262.76	1286.62
14	1368.00	346.20	1286.62
15	2146.05	497.78	2000.83
16	2146.05	497.78	2000.83
17	3236.19	835.10	3001.50
18	3236.19	835.10	3001.50
19	4753.82	1304.72	4394.61
20	4753.82	1422.45	4394.61
21	6887.06		6352.80
22	6887.06		6352.80
23			9103.68
24			9103.68

ESQUEMAS DE RESPUESTA LOCAL PARA CASO DE ESTUDIO 1

ESQUEMAS DE RESPUESTA LOCAL PARA CASO DE ESTUDIO 3

ESQUEMAS DE RESPUESTA LOCAL PARA CASO DE ESTUDIO 4



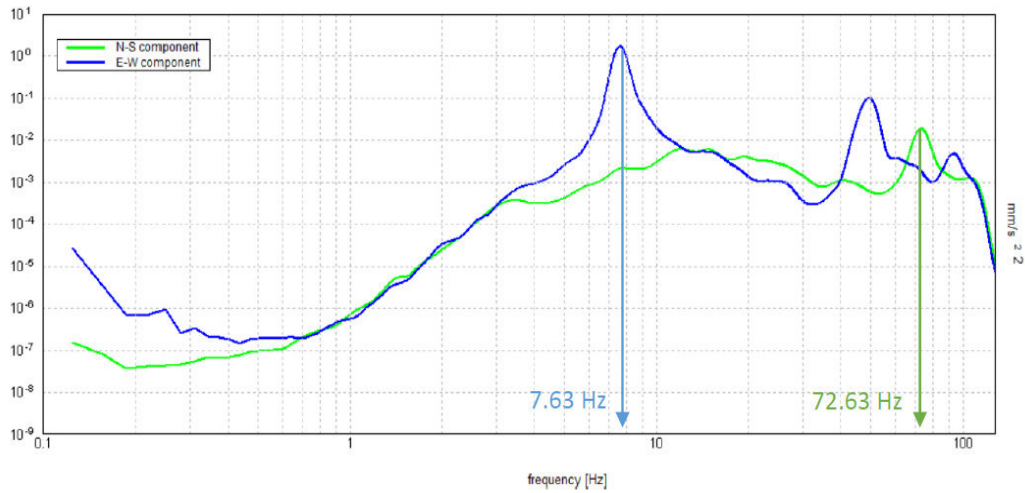
ANEXO 5

RESULTADO DE ENSAYO DE

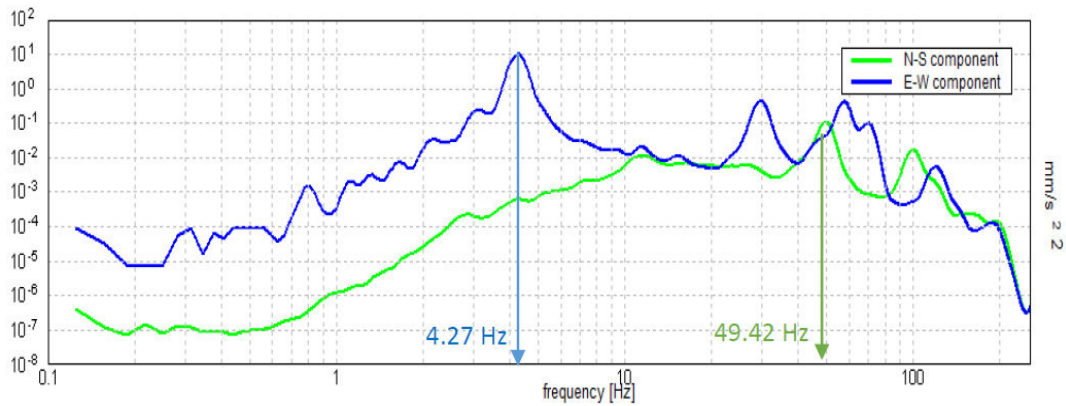
VIBRACIONES AMBIENTALES

Espectro de Respuesta de la medida en el punto 1-C.

Prototipo 1 – P1:



Espectro de Respuesta de la medida en el punto 1-C'.

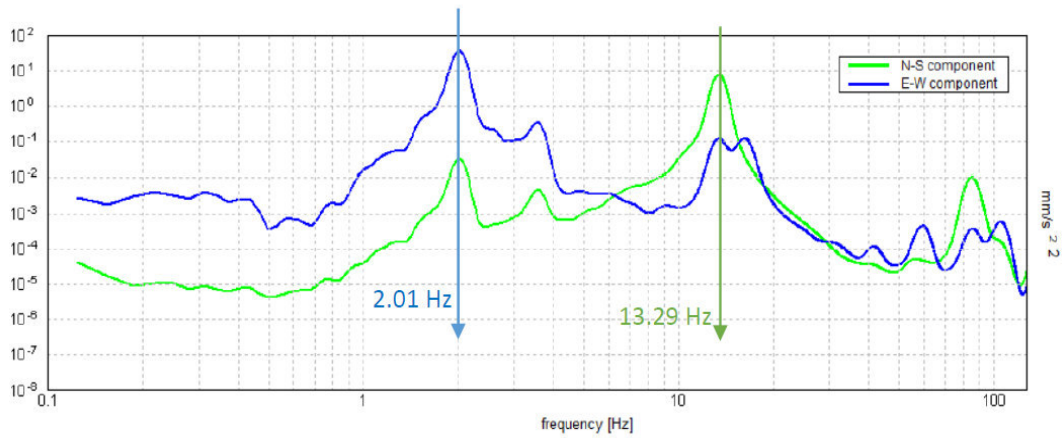


Resumen de las frecuencias y periodos fundamentales del Prototipo 1.

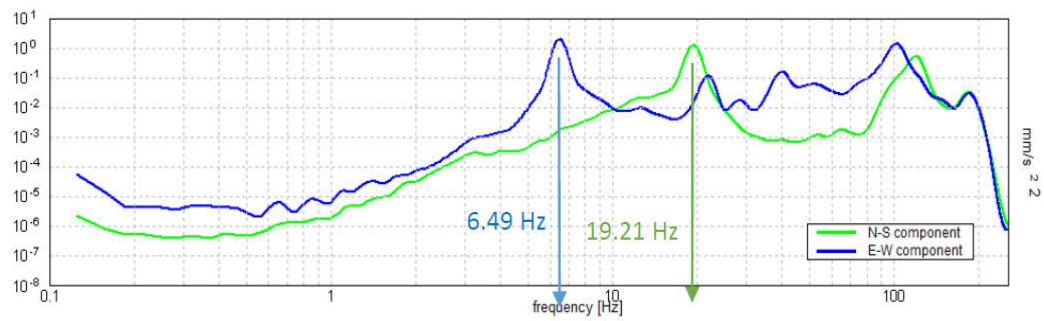
Prototipo	Sentido	Medición	Descripción	Frecuencia Fundamental Fe [Hz]	Periodo fundamental [s]
1C- Pórtico Enchapado antes de ensayar 20/07/2021	Transversal	P1-EO	Perpendicular del plano	7.63	0.131
	Longitudinal	P1-NS	Dentro del plano	72.63	0.014
1C'- Pórtico Enchapado ensayado 07/08/2021	Transversal	PIA-EO	Perpendicular del plano	4.27	0.234
	Longitudinal	PIA-NS	Dentro del plano	49.42	0.020

Espectro de respuesta de la medida en el punto 2-A.

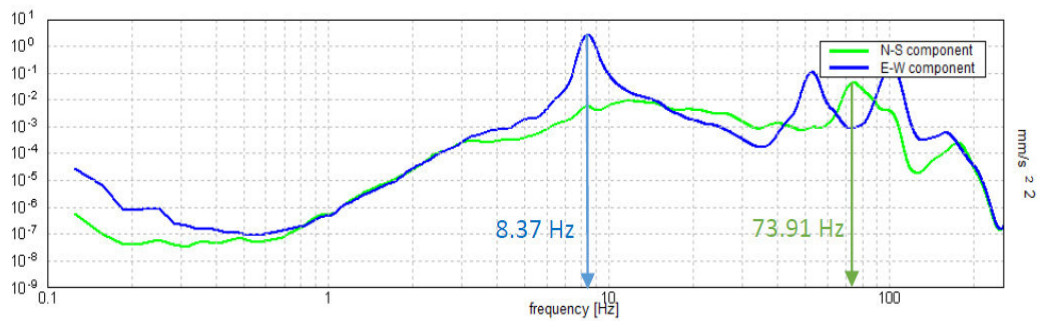
Prototipo 2 – P2:



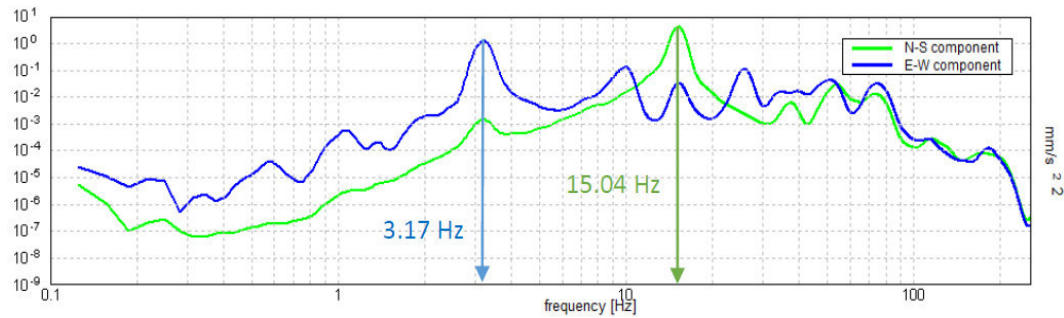
Espectro de respuesta de la medida en el punto 2-B'.



Espectro de respuesta de la medida en el punto 2-C.



Espectro de respuesta de la medida en el punto 2-C'.



Resumen de las frecuencias y periodos fundamentales del Prototipo 2.

Prototipo	Sentido	Medición	Descripción	Frecuencia Fundamental Fe [Hz]	Periodo fundamental [s]
2A - Pórtico Vacío 20/07/2021	Transversal	P2-EO	Perpendicular del plano	2.01	0.497
	Longitudinal	P2-NS	Dentro del plano	13.29	0.075
2B' - Pórtico con panel de relleno ensayado y colocado malla 08/09/2021	Transversal	P2-EO	Perpendicular del plano	6.49	0.154
	Longitudinal	P2-NS	Dentro del plano	19.21	0.052
2C - Pórtico Enchapado antes de ensayar 23/09/2021	Transversal	P2-EO	Perpendicular del plano	8.37	0.119
	Longitudinal	P2-NS	Dentro del plano	73.91	0.014
2C' - Pórtico Enchapado ensayado 01/10/2021	Transversal	P2-EO	Perpendicular del plano	3.17	0.315
	Longitudinal	P2-NS	Dentro del plano	15.04	0.066

ANEXO 6
PRESUPUESTOS

PRESUPUESTO CASO DE ESTUDIO 1

PRESUPUESTO DE CASO DE ESTUDIO 1					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
A. CIMENTACIÓN					
1	Hormigón f'c=210, incluye bombeo	m ³	1.25	\$ 102.40	\$ 128.00
2	Varillas ϕ =8mm	u	4.00	\$ 5.51	\$ 22.04
3	Varillas ϕ =12mm	u	3.00	\$ 11.66	\$ 34.98
4	Varillas ϕ =18mm	u	1.00	\$ 26.71	\$ 26.71
5	Varillas ϕ =22mm	u	1.00	\$ 39.82	\$ 39.82
6	Alambre precocido 1mm	rollo	0.50	\$ 32.83	\$ 16.42
7	Placas base 50x30*2	u	2.00	\$ 50.00	\$ 100.00
8	Encofrado	m	8.00	\$ 5.00	\$ 40.00
9	Mano de obra	días	10.00	\$ 30.00	\$ 300.00
10					\$ 707.97
B. ESTRUCTURA DEL PÓRTICO.					
11	Perfiles IPE-200	u	2	\$ 206.42	\$ 309.63
12	Placas de conexión.	kg	11	\$ 2.00	\$ 22.61
13	Pernos ASTM- A325	u	36	\$ 1.40	\$ 50.40
14	Rollo cable soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
15	Cilindro de gas soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
16	Insumos de corte y limpieza	u	1	\$ 60.00	\$ 60.00
17	Transporte	u	1	\$ 47.00	\$ 47.00
18	Mano de obra	días	6	\$ 80.00	\$ 480.00
					\$ 1.039.64
C. MAMPOSTERÍA					
19	Bloques 40x20x10	u	100	\$ 0.30	\$ 30.00
20	Arena	sacos	5	\$ 1.30	\$ 6.50
21	Cemento	sacos	1	\$ 8.50	\$ 8.50
22	Acelerante Sika 3	gl	1	\$ 7.50	\$ 7.50
23	Transporte	u	1	\$ 40.00	\$ 40.00
24	Mano de obra	días	2	\$ 30.00	\$ 60.00
					\$ 152.50
D. LOSA					
25	Hormigón f'c=240	m ³	1	\$ 100.00	\$ 50.00
26	Steel deck	u	1	\$ 40.00	\$ 40.00
27	Encofrado	m	7	\$ 5.00	\$ 33.00
28	Transporte	u	1	\$ 10.00	\$ 10.00
29	Mano de obra	días	1	\$ 40.00	\$ 40.00
					\$ 173.00
E. REFORZAMIENTO					
30	Varillas ϕ =4mm	u	6	\$ 0.90	\$ 5.40
31	Varillas ϕ =8mm	u	7	\$ 5.51	\$ 38.57
32	Malla ES. Armex ϕ =8mm@15cm	u	1	\$ 44.90	\$ 44.90

33	Alambre galvanizado	rollos	2	\$ 2.50	\$ 5.00
34	Accelerante Sika 3.	gl	1	\$ 7.50	\$ 7.50
35	Epóxico sika anchorfix-2	u	1	\$ 34.06	\$ 34.06
36	Transporte	u	1	\$ 20.00	\$ 20.00
37	Mano de obra	días	5	\$ 30.00	\$ 150.00
					\$ 305.43
F. INSTRUMENTACIÓN					
38	Strain Gauges	u	11	\$ 9.50	\$ 104.50
39	Accesorios	u	1	\$ 30.00	\$ 30.00
40	Mano de obra	días	2	\$ 30.00	\$ 60.00
41	Placas de acople	u	1	\$ 27.50	\$ 27.50
42	Pernos de acople	u	4	\$ 3.75	\$ 15.00
					\$ 237.00
TOTAL, POR PROTOTIPO					\$ 2.615.53

PRESUPUESTO CASO DE ESTUDIO 3

PRESUPUESTO DE CASO DE ESTUDIO 3					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
A. CIMENTACIÓN					
1	Hormigón f'c=210, incluye bombeo	m ³	1.25	\$ 102.40	\$ 128.00
2	Varillas $\phi=8\text{mm}$	u	4.00	\$ 5.51	\$ 22.04
3	Varillas $\phi=12\text{mm}$	u	3.00	\$ 11.66	\$ 34.98
4	Varillas $\phi=18\text{mm}$	u	1.00	\$ 26.71	\$ 26.71
5	Varillas $\phi=22\text{mm}$	u	1.00	\$ 39.82	\$ 39.82
6	Alambre precocido 1mm	rollo	0.50	\$ 32.83	\$ 16.42
7	Placas base 50x30*2	u	2.00	\$ 50.00	\$ 100.00
8	Encofrado	m	8.00	\$ 5.00	\$ 40.00
9	Mano de obra	días	10.00	\$ 30.00	\$ 300.00
10					\$ 707.97
B. ESTRUCTURA DEL PÓRTICO.					
11	Perfiles IPE-200	u	2	\$ 206.42	\$ 309.63
12	Placas de conexión.	kg	11	\$ 2.00	\$ 22.61
13	Pernos ASTM-A325	u	36	\$ 1.40	\$ 50.40
14	Rollo cable soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
15	Cilindro de gas soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
16	Insumos de corte y limpieza	u	1	\$ 60.00	\$ 60.00
17	Transporte	u	1	\$ 47.00	\$ 47.00
18	Mano de obra	días	6	\$ 80.00	\$ 480.00
					\$ 1.039.64
C. MAMPOSTERÍA					

19	Bloques 40x20x10	u	100	\$	0.30	\$	30.00	
20	Arena	sacos	5	\$	1.30	\$	6.50	
21	Cemento	sacos	1	\$	8.50	\$	8.50	
22	Acelerante Sika 3.	gl	1	\$	7.50	\$	7.50	
23	Transporte	u	1	\$	40.00	\$	40.00	
24	Mano de obra	días	2	\$	30.00	\$	60.00	
						\$	152.50	
D. LOSA								
25	Hormigón f'c=240	m ³	1	\$	100.00	\$	50.00	
26	Steel deck	u	1	\$	40.00	\$	40.00	
27	Encofrado	m	7	\$	5.00	\$	33.00	
28	Transporte	u	1	\$	10.00	\$	10.00	
29	Mano de obra	días	1	\$	40.00	\$	40.00	
						\$	173.00	
E. INSTRUMENTACIÓN								
38	Strain Gauges	u	11	\$	9.50	\$	104.50	
39	Accesorios	u	1	\$	30.00	\$	30.00	
40	Mano de obra	días	2	\$	30.00	\$	60.00	
41	Placas de acople	u	1	\$	27.50	\$	27.50	
42	Pernos de acople	u	4	\$	3.75	\$	15.00	
						\$	237.00	
TOTAL POR PROTOTIPO							\$	2.310.10

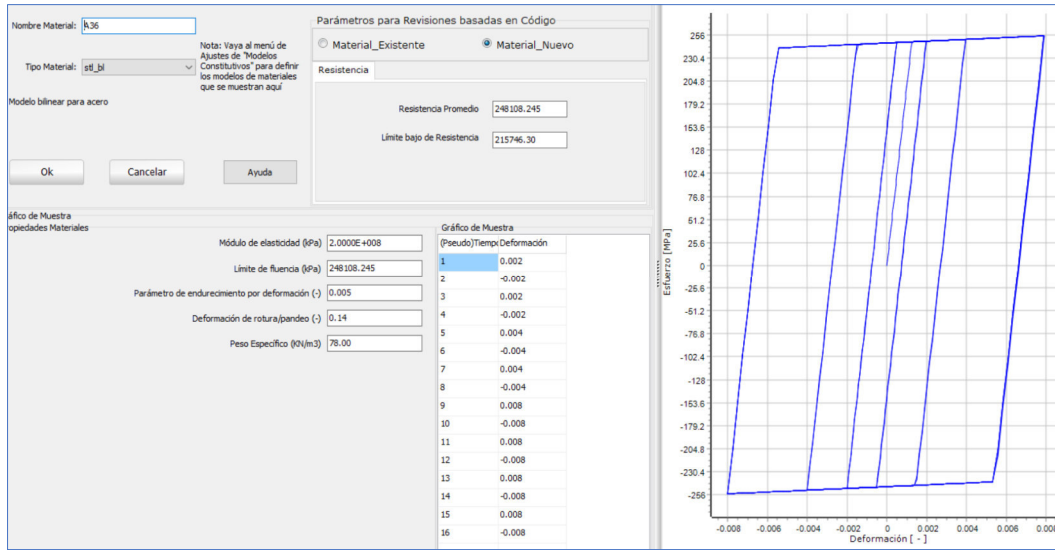
PRESUPUESTO CASO DE ESTUDIO 4

PRESUPUESTO DE CASO DE ESTUDIO 4					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
A. CIMENTACIÓN					
1	Hormigón f'c=210, incluye bombeo	m ³	1.25	\$ 102.40	\$ 128.00
2	Varillas $\phi=8$ mm	u	4.00	\$ 5.51	\$ 22.04
3	Varillas $\phi=12$ mm	u	3.00	\$ 11.66	\$ 34.98
4	Varillas $\phi=18$ mm	u	1.00	\$ 26.71	\$ 26.71
5	Varillas $\phi=22$ mm	u	1.00	\$ 39.82	\$ 39.82
6	Alambre precocido 1mm	rollo	0.50	\$ 32.83	\$ 16.42
7	Placas base 50x30*2	u	2.00	\$ 50.00	\$ 100.00
8	Encofrado	m	8.00	\$ 5.00	\$ 40.00
9	Mano de obra	días	10.00	\$ 30.00	\$ 300.00
10					\$ 707.97
B. ESTRUCTURA DEL PÓRTICO.					
11	Perfiles IPE-200	u	2	\$ 206.42	\$ 309.63
12	Placas de conexión.	kg	11	\$ 2.00	\$ 22.61
13	Pernos ASTM-A325	u	36	\$ 1.40	\$ 50.40
14	Rollo cable soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
15	Cilindro de gas soldadura	u	1	\$ 35.00	\$ 35.00
16	Insumos de corte y limpieza	u	1	\$ 60.00	\$ 60.00
17	Transporte	u	1	\$ 47.00	\$ 47.00
18	Mano de obra	días	6	\$ 80.00	\$ 480.00

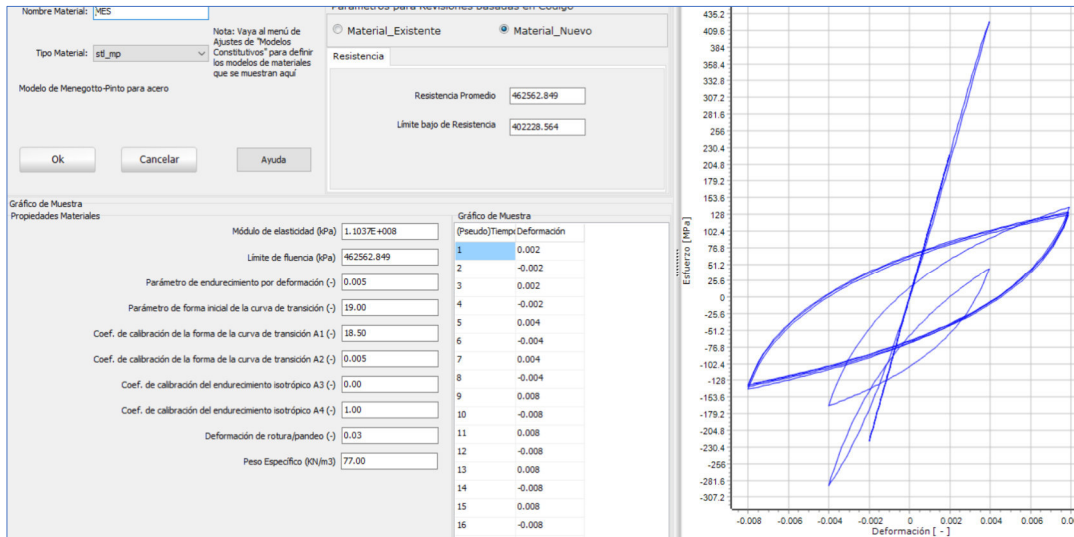
					\$	1.039.64
C. MAMPOSTERÍA						
19	Bloques 40x20x10	u	100	\$	0.30	\$ 30.00
20	Arena	sacos	5	\$	1.30	\$ 6.50
21	Cemento	sacos	1	\$	8.50	\$ 8.50
22	Acelerante Sika 3.	gl	1	\$	7.50	\$ 7.50
23	Transporte	u	1	\$	40.00	\$ 40.00
24	Mano de obra	días	2	\$	30.00	\$ 60.00
						\$ 152.50
D. LOSA						
25	Hormigón f'c=240	m ³	1	\$	100.00	\$ 50.00
26	Steel deck	u	1	\$	40.00	\$ 40.00
27	Encofrado	m	7	\$	5.00	\$ 33.00
28	Transporte	u	1	\$	10.00	\$ 10.00
29	Mano de obra	días	1	\$	40.00	\$ 40.00
						\$ 173.00
E. REFORZAMIENTO						
30	Varillas $\phi=4$ mm	u	6	\$	0.90	\$ 5.40
31	Varillas $\phi=8$ mm	u	7	\$	5.51	\$ 38.57
32	Malla ES. Armex $\phi=8$ mm@15cm	u	1	\$	44.90	\$ 44.90
33	Alambre galvanizado	rollos	2	\$	2.50	\$ 5.00
34	Acelerante Sika 3.	gl	1	\$	7.50	\$ 7.50
35	Epóxico sika anchorfix-2	u	1	\$	34.06	\$ 34.06
36	Transporte	u	1	\$	20.00	\$ 20.00
37	Mano de obra	días	8	\$	30.00	\$ 240.00
						\$ 395.43
F. INSTRUMENTACIÓN						
38	Strain Gauges	u	11	\$	9.50	\$ 104.50
39	Accesorios	u	1	\$	30.00	\$ 30.00
40	Mano de obra	días	2	\$	30.00	\$ 60.00
41	Placas de acople	u	1	\$	27.50	\$ 27.50
42	Pernos de acople	u	4	\$	3.75	\$ 15.00
						\$ 237.00
TOTAL, POR PROTOTIPO						\$ 2.705.53

ANEXO 7**CALIBRACIÓN DE MODELOS**

- **Dfinición del acero estructural**



- **Definición de la Malla Electrosoldada**



- Definición del Mortero de Enchape

Nombre Material:

Tipo Material:

Modelo no lineal de Mander et al. para hormigón

Parámetros para Revisiones basadas en Código

Material_Existente Material_Nuevo

Resistencia

Resistencia Promedio

Límite bajo de Resistencia

Gráfico de Muestra

Propiedades Materiales

Resistencia a la Compresión (MPa)

Resistencia a la tracción (MPa)

Módulo de elasticidad (MPa)

Deformación al valor del máximo pico de esfuerzo (m/m)

Peso Específico (kN/m³)

Factor de Confinamiento (valor indicativo)

El factor de confinamiento especificado aquí es indicativo y se emplea solo para fines de visualización. Los factores de confinamiento empleados en el análisis se definen en el módulo de secciones, basado en el refuerzo de las secciones.

(Pseudo)Tiempo	Deformación
1	0.000
2	-0.002
3	0.000
4	-0.002
5	0.000
6	-0.004
7	0.000
8	-0.004
9	0.001

- Secciones de acero y de muro de enchape

Nombre Sección:

Tipo de sección: | sits: Sección T o doble-T simétrica

Materiales y Dimensiones **Características de la Sección**

Material(es) de Sección:

Dimensiones Sección (m)

Ancho ala inferior

Espesor ala inferior

Ancho ala superior

Espesor ala superior

Altura alma

Espesor alma

Nombre Sección:

Tipo de sección: | rcrwis: Sección rectangular de muro de hormigón armado

Materiales y Dimensiones **Armadura** **Características de la Sección**

Material(es) de Sección:

Armadura longitudinal:

Armadura transversal:

Hormigón:

Dimensiones Sección (m)

Ancho muro

Espesor extremos confinados

Ancho extremos confinados

Espesor núcleo de sección

Espesor Recubrimiento

- Mampostería

Ayuda		La clase de elemento: <input type="text" value="Mampostería"/>	Ok
Tipo de Elemento: <input type="text" value="infil: Elemento inelástico infill panel"/>		Cancelar	
Tipos de Curvas		Parámetros de Curvas	
Curva Biela		Parámetro(s) Curva Biela	
<input type="text" value="inf_strut"/>		<input type="text" value="1.1572E+006 802.55 220.00 0.0016 0.004 0.004 0.0008 0.009 2.00 0."/>	
Curva Corte		Parámetro(s) Curva Corte	
<input type="text" value="inf_shear"/>		<input type="text" value="109.00 0.58 240.00 1.50"/>	
Amortiguamiento		Espesor Panel t (m)	
<input type="text" value="Ninguna"/>		<input type="text" value="0.10"/>	
		Distorsión de colapso fuera del plano (% del lado vert.)	
		<input type="text" value="5.00"/>	
		Área Biela 1 (m2)	
		<input type="text" value="0.11"/>	
		Área Biela 2 (% de Área Biela 1)	
		<input type="text" value="40.00"/>	
		Long. de contacto equiv. Hz (% del lado vert. del panel)	
		<input type="text" value="50.00"/>	
		Offset horiz. xo (% del lado horizontal del panel)	
		<input type="text" value="8.33"/>	
		Offset vert. yo (% del lado vertical del panel)	
		<input type="text" value="8.70"/>	
		Proporción de la rigidez asignada al corte (%)	
		<input type="text" value="28.00"/>	
		Peso Especifico (kN/m3)	
		<input type="text" value="17.15"/>	

Compression/Tension Struts

Shear Strut