

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO DEL REFORZAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE MEDIANTE TÉCNICA DE ENCHAPE, EN SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO-HORMIGÓN CON UNIONES SOLDADAS.

TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CHRISTIAN ANDRES MOSQUERA GUTIERREZ.
chrpanch@hotmail.es

MARCOS ESTEBAN ROSERO TARAMUEL
marcos.rosero@hotmail.com

DIRECTOR: ING. PhD. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ
luis.hernandezr@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: ING. MSc. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE
patohpla@hotmail.com

Quito, diciembre 2021

DECLARACIÓN

Nosotros, Christian Andrés Mosquera Gutiérrez y Marcos Esteban Rosero Taramuel, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que hemos consultado 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.

Christian Andrés Mosquera Gutiérrez

Marcos Esteban Rosero Taramuel

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Christian Andrés Mosquera Gutiérrez y Marcos Esteban Rosero Taramuel, bajo nuestra supervisión.

Phd. Luis Tinerfe Hernández
DIRECTOR DE PROYECTO

Msc. Patricio Honorato Placencia
CODIRECTOR DE PROYECTO

AUSPICIO

El presente trabajo de titulación contó con el auspicio de la empresa GRUPO SEDEMI, y canalizado a través del Ing. Israel Hinojosa, quienes proporcionaron la mayor parte del acero utilizado en la investigación.

AGRADECIMIENTOS

Por el apoyo brindado en este proyecto y a lo largo de la carrera agradezco primero a Dios por haber estado presente en cada paso que he dado en esta etapa de mi vida, y haberla llenado de grandes amistades, anécdotas, luchas, caídas, victorias, enseñanzas y un sin número de bendiciones que me han formado hasta ser aquel que presenta este proyecto.

A mis padres Marcos Rosero y Lilia Taramuel, a quienes les debo las bases de mi educación, mis principios, mis valores y siempre han sido el principal ejemplo y motivación para luchar frente las dificultades.

A mis hermanos Cynthia, David y Diana que en la etapa universitaria se convirtieron en compañeros, amigos y aquellos que más cerca tuve cuando necesitaba de un consejo, una palabra de aliento o simplemente su compañía.

A mi compañero de tesis Christian por haberme acompañado por 6 años de universidad llenos de alegrías y retos con una amistad sincera y siempre una gran apertura a apoyarnos mutuamente; y a mis compañeros más cercanos.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional y a aquellos profesores, técnicos, ayudantes de cátedra y mentores que dentro de la institución supieron apropiarse de esa vocación para enseñar y formar profesionales.

A el Msc. Patricio Placencia, por todos los conocimientos que impartió en las aulas, y por aceptar la tarea de ser nuestro codirector en este proyecto de tesis.

A el Phd. Luis Hernández, por cumplir de manera excepcional la tarea de Dirigir nuestra tesis, y por haberme compartido sus conocimientos en las aulas.

Al Centro de Investigación de la Vivienda por el apoyo brindado durante la construcción y ensayo de los prototipos de este proyecto.

A todos aquellos que me apoyaron de alguna manera para cumplir esta meta.

MARCOS ROSERO

AGRADECIMIENTOS

En el presente trabajo de investigación quiero agradecer a mis padres por ser mi pilar fundamental y haberme apoyado incondicionalmente, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron. De igual manera a mi tía Lupe, ya que sin su apoyo la culminación de esta aventura no sería posible.

A mi compañero de tesis y amigo, Marcos, por acompañarme durante seis años en este andar, por su alojamiento, su calidad de persona y su amistad incondicional. Así mismo, a mis principales amigos en las aulas, Riki, Santi, Gastón, Jeff, Ivett y Cynthia por su apoyo y amistad.

A mi codirector de Tesis y docente Msc. Patricio Placencia, por su guía y consejos durante esta tesis. Por compartir su vasta experiencia y sabiduría en las aulas.

A mi director de Tesis y docente Phd. Luis Hernández, por su dedicación, guía, consejos y tiempo empleado para entregar una tesis de calidad.

A los diferentes docentes a lo largo de la carrera que entregan todo de si para formar los mejores profesionales del Ecuador. Al docente que no lo hace, hágale un favor a la EPN y retírese.

A la Escuela Politécnica Nacional y la Facultad de Ingeniería Civil, por acogerme en sus instalaciones y brindarme las herramientas para desarrollarme plenamente.

Al Centro de Investigación de la Vivienda con su equipo técnico, por su apoyo en la construcción y ensayo de los diferentes prototipos.

A todas las personas que de una manera u otra me dieron la mano para poder seguir, un agradecimiento enorme.

CHRISTIAN MOSQUERA

DEDICATORIA

Este proyecto lo dedico primero a Dios y luego a mis padres Marcos y Lilia por haberme brindado el apoyo y confianza que necesita un hijo para cumplir cada uno de los sueños que se propone, y ser el principal ejemplo e inspiración para luchar por ellos. A mi hermana Cynthia que estuvo siempre a mi cuidado de manera especial en mis primeros años de carrera universitaria, y a mis hermanos David y Diana que siempre han sido una inspiración para buscar conseguir mis metas. A los amigos que siempre han depositado su confianza en mí dentro y fuera de las aulas de clases.

MARCOS ROSERO

DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación es dedicado a varias personas que durante este largo camino fueron un apoyo incondicional. A mis padres, quienes fueron el pilar fundamental en este logro, por su trabajo, sacrificio y ejemplo durante estos años, a mi hermana, por siempre estar ahí, a mi tía "Lupe" quién me acogió por varios años y se convirtió en mi segunda madre, a mis abuelitos y como mención especial a mí fallecido abuelito Olmedo, quién anhelaba inclusive más que mi persona obtener este título, a mis amigos y compañeros de clase, con los cuales el trajinar por las aulas se volvió más ameno y fácil. Y por último dedicarla a mi persona, por no desfallecer ante las incontables adversidades tanto económicas como sentimentales que existieron.

CHRISTIAN MOSQUERA

INDICE

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
AUSPICIO	III
AGRADECIMIENTOS	IV
AGRADECIMIENTOS	V
DEDICATORIA.....	VI
DEDICATORIA.....	VII
INDICE	VIII
ÍNDICE DE IMÁGENES.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIX
RESUMEN.....	XXII
ABSTRACT	XXIII
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 ALCANCE.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN	2
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	3
1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II.....	6
MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1 INFORMALIDAD EN ESTRUCTURAS DE ACERO EN ECUADOR.....	6
2.2 DEFINICIONES.....	8
2.2.1 HORMIGÓN	8
2.2.2 MAMPOSTERÍA.....	8
2.2.3 MORTERO	8
2.2.4 ENCHAPE	8
2.2.5 BARLOVENTO.....	8
2.2.6 ESTRUCTURAS MIXTAS.....	9

2.2.7	CARBONO EQUIVALENTE	9
2.2.8	MALLA ELECTROSOLDADA	9
2.3	PANEL DE RELLENO	9
2.3.1	COMPORTAMIENTO	9
2.3.2	TIPOS DE FALLA	10
2.3.3	NIVELES DE DAÑO	12
2.3.4	INFLUENCIA PANEL DE RELLENO	13
2.4	MODELACIÓN PANEL DE RELLENO	16
2.4.1	MODELO DE CRISAFULLI	16
2.5	CONEXIÓN MALLA ELECTROSOLDADA-PÓRTICO	25
2.5.1	SOLDABILIDAD DEL ACERO DE LA MALLA	25
2.5.2	SOLDADURA ENTRE LA ESTRUCTURA Y LA MALLA	26
2.6	SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS (HORMIGÓN-ACERO)	28
2.6.1	CONEXIONES SOLDADAS	30
2.6.2	COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES	37
2.7	ESTADO DEL ARTE	38
CAPÍTULO III		39
DESCRIPCIÓN DE PROTOTIPOS Y PROGRAMA DE ENSAYOS		39
3.1	DESCRIPCIÓN DE PROTOTIPOS	39
3.1.1	DIMENSIONES DE ELEMENTOS	39
3.1.2	GEOMETRÍA, DISEÑO Y DIMENSIONES DE PROTOTIPOS	43
3.1.3	CONEXIONES VIGA-COLUMNA	49
3.1.4	CONEXIONES PÓRTICO-CIMENTACIÓN	61
3.1.5	CONEXIONES MALLA-PÓRTICO	62
3.1.6	MAMPOSTERÍA	67
3.1.7	ENCHAPE	67
3.1.8	CIMENTACIÓN	69
3.2	MÉTODOS DE ENSAYO	73
3.3	PROTOCOLO DE CARGA	75
3.3.1	PÓRTICO VACÍO Y PÓRTICO CON PANEL DE RELLENO	76
3.3.2	PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO	77
3.3.3	PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO	78
3.4	ENSAYOS A CARGA LATERAL EN LOS PROTOTIPOS	80
3.4.1	IMPLANTACIÓN	80
3.4.2	DESCRIPCIÓN DE ENSAYO	83
3.5	ENSAYOS COMPLEMENTARIOS PARA MODELO MATEMÁTICO	84

3.5.1	COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA.....	84
3.5.2	DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN DE COLUMNAS.....	85
3.5.3	COMPRESIÓN EN CILINDROS.....	90
3.5.4	DOSIFICACIÓN DE MORTERO.....	92
3.5.5	COMPRESIÓN CÚBICA DE MORTERO.....	94
3.5.6	TENSIÓN DIAGONAL (MURETES).....	95
3.5.7	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTANDAR.....	98
3.6	MODELO MATEMÁTICO.....	103
3.6.1	TIPO DE ANÁLISIS.....	103
3.6.2	MATERIALES.....	104
3.6.3	SECCIONES.....	110
3.6.4	CLASES DE ELEMENTOS.....	113
3.6.5	RESTRICCIONES.....	116
3.6.6	APLICACIÓN DE CARGAS.....	117
3.6.7	PUNTO DE CONTROL.....	118
3.6.8	CURVA DE CAPACIDAD.....	119
CAPÍTULO IV.....		120
CONSTRUCCIÓN DE MODELOS.....		120
4.1	LOSA CIMENTACIÓN.....	120
4.1.1	ARMADO DE ACERO DE REFUERZO.....	120
4.1.2	CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES Y PLACA BASE.....	122
4.1.3	FUNDICIÓN.....	123
4.2	CONSTRUCCIÓN DE PÓRTICOS.....	125
4.2.1	ENZAMBLAJE DE CONEXIONES Y COLUMNA.....	125
4.2.2	IMPLANTACIÓN EN SITIO.....	129
4.2.3	FUNDICIÓN DE LOSA Y RELLENO DE COLUMNAS.....	130
4.2.4	CONSTRUCCIÓN DE PAREDES Y REFORZAMIENTO.....	131
CAPÍTULO V.....		139
HISTORIA DE ENSAYOS, RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		139
5.1	HISTORIA.....	139
5.1.1	PÓRTICO VACÍO (PV).....	139
5.1.2	PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM).....	140
5.1.3	PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO. (E1).....	143
5.1.4	PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO (E2).....	150
5.2	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	158
5.2.1	PÓRTICO VACÍO (PV).....	158

5.2.2	PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM).....	164
5.2.3	PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO. (E1)	170
5.2.4	PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO (E2)	178
5.3	COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	186
5.3.1	RESISTENCIA Y RIGIDEZ	186
5.3.2	DISIPACIÓN DE ENERGÍA	191
5.3.3	FRECUENCIAS Y PERÍODOS FUNDAMENTALES	194
CAPÍTULO VI		197
CALIBRACIÓN DE MODELOS		197
6.1	CALIBRACIÓN DE CURVAS	197
6.1.1	PÓRTICO VACÍO (PV).....	197
6.1.2	PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM).....	198
6.1.3	PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO (E1).	200
6.2	COMPARACIÓN MODELO VIVIENDA.....	202
6.2.1	MODELO DE SISTEMA 1	203
6.2.2	MODELO DE SISTEMA 2	203
6.2.3	MODELO DE SISTEMA 3	204
6.2.4	DIRECCIÓN X	208
6.2.5	DIRECCIÓN Y	212
6.2.6	PARTICIPACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	216
CAPÍTULO VII		217
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		217
7.1	CONCLUSIONES.....	217
7.2	RECOMENDACIONES	222
CAPÍTULO VIII		225
BIBLIOGRAFÍA.....		225
ANEXOS.....		231
ANEXO 1 ESTADO DEL ARTE		232
ANEXO 2 ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES.....		237
ANEXO 3 RESUMEN DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN		241
ANEXO 4 VIVIENDA TIPO.....		242
ANEXO 5 TABLAS		244
ANEXO 6 DIAGRAMAS DE CORTE Y MOMENTO PARA LOSA DE CIMENTACIÓN		271
ANEXO 7 PLANO DE CIMENTACIÓN		273
ANEXO 8 HOJAS DE ENSAYOS DE PROTOTIPOS (CIV)		274

ÍNDICE DE IMÁGENES.

Figura 1. Unión columna de hormigón armado y vigas tubulares de acero.....	7
Figura 2. Soldadura y conexión discontinua y deficiente.....	7
Figura 3. Tipo de falla en paneles de relleno.....	12
Figura 4. Acción estructural del panel de relleno.....	14
Figura 5. Modelo de Crisafulli & Carr	17
Figura 6. Resistencia a corte del panel de relleno.....	23
Figura 7. Comportamiento a Corte del elemento no-lineal.....	24
Figura 8. Diagrama de Graville.....	25
Figura 9. Soldadura entre las barras de acero y placa.....	27
Figura 10. Ensayo de tracción en barras de refuerzo de 18 mm de diámetro soldadas por ambos lados a la placa de acero.	27
Figura 11. Resultados de prueba a tensión en varillas de 18mm soldadas a una placa.	28
Figura 12. Probetas para evaluación de conexiones entre columna RCFT y vigas metálicas tipo I.	31
Figura 13. Esfuerzos en el panel de concreto.	33
Figura 14. Acciones en el alma de la conexión.	34
Figura 15. Ecuaciones para el cálculo de la resistencia última en conexiones con diafragmas externos, internos o que atraviesan columnas rectangulares rellenas.	35
Figura 16. Clasificación de la respuesta momento-rotación de conexiones.....	38
Figura 17. Columna RCFT 175mmx150mm.....	40
Figura 18. Viga IPE 200.	41
Figura 19. Dimensiones de prototipo reforzado.....	43
Figura 20. Prototipo encontrado en el CIV.	44
Figura 21. Curva de capacidad de pórtico objetivo.	45
Figura 22. Curva de capacidad de pórtico de este proyecto	45
Figura 23. Datos calibrados y utilizados para modelar la mampostería en SeismoStruct.....	46
Figura 24. Teoría de modelado de “Inelastic infill panel element” en SeismoStruct.....	47
Figura 25. Curva de capacidad analítica de pórtico objetivo relleno de mampostería.	47
Figura 26. Curva de capacidad analítica de pórtico de este proyecto relleno de mampostería.....	48
Figura 27. Curva de capacidad analítica esperada para pórtico con pared y enchape.....	48
Figura 28. Esquema de momentos y cortantes de acuerdo con su signo.	51
Figura 29. Placa de corte para conexión WUF-W.	54
Figura 30. Límites de dimensiones en placa de corte de conexión WUF-W.	56

Figura 31. Tipos de detalles para conexiones con diafragma.	57
Figura 32. dimensiones en placa de corte de conexión.	57
Figura 33. Vista lateral de detalles de soldadura en la conexión Viga-Columna..	60
Figura 34. Vista en planta de detalles de soldadura en la conexión Viga-Columna.....	61
Figura 35. Geometría Placa Base	62
Figura 36. Detalle conexión superior malla electrosoldada-losa deck.....	63
Figura 37. Detalle conexión inferior malla electrosoldada-viga cimentación.	64
Figura 38. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 1..	65
Figura 39. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 2..	66
Figura 40. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 3..	67
Figura 41. Bloque utilizado en la construcción de mampostería.	67
Figura 42. Vista superior enchape.....	68
Figura 43. Vista superior viga cimentación previa y pernos de anclaje.	71
Figura 44. Vista superior losa de cimentación y pernos de anclaje.....	72
Figura 45. Corte transversal losa de cimentación.	73
Figura 46. Historial de desplazamiento para edificio de dos pisos en la ciudad de Quito.	74
Figura 47. Protocolo de historia de carga (Caso 1)	76
Figura 48. Protocolo de historia de carga (Caso 2).....	78
Figura 49. Protocolo de historia de carga (Caso 3).	80
Figura 50. Vista en planta de la ubicación del Prototipo en la losa de reacción del CIV EPN.....	81
Figura 51. Detalles de Vista en Corte del Prototipo implantado en el CIV EPN. ..	82
Figura 52. Detalles de Pretensión de pernos del Prototipo implantado en el CIV EPN.	83
Figura 53. Curva granulométrica de agregado fino y curvas de requisitos de clasificación.....	89
Figura 54. Curva granulométrica de agregado grueso y curvas de requisitos de clasificación.....	90
Figura 55. Esquema de patrones de fractura típicos.....	91
Figura 56. Resultados ensayo de Contenido Orgánico con INEN 855.....	93
Figura 57. Curva granulométrica de agregado fino y curvas de requisitos de clasificación.....	94
Figura 58. Modo de falla. Probeta 1	96
Figura 59. Esquema de ensayo de tensión diagonal.....	96
Figura 60. Modo de falla. Probeta 2	97
Figura 61. Modo de falla. Probeta 3	97
Figura 62. Modo de falla. Probeta 4	97
Figura 63. Modo de falla. Probeta 5	98
Figura 64. Esquema de ensayo de compresión estándar.	98
Figura 65. Modo de falla. Probeta 1	99

Figura 66. Modo de falla. Probeta 2.	99
Figura 67. Modo de falla. Probeta 3.	100
Figura 68. Modo de falla. Probeta 4.	100
Figura 69. Modo de falla. Probeta 5.	100
Figura 70. Modo de falla. Probeta 6.	101
Figura 71. Modo de falla. Probeta 7.	101
Figura 72. Modos de falla según para probetas compresión estándar.	101
Figura 73. Curvas Carga-Desplazamiento Probetas ASTM C1314-18.	102
Figura 74.- Datos adoptados para hormigón de relleno de columnas.	105
Figura 75. Datos adoptados para enchape de mampostería.	106
Figura 76. Acero utilizado como refuerzo para columnas.	107
Figura 77. Acero utilizado para malla electrosoldada.	107
Figura 78. Material acero utilizado en perfilería – columnas y viga.	110
Figura 79. Datos sección compuesta RCFT-Columna.	111
Figura 80. Datos sección tipo I – viga.	112
Figura 81. Datos adoptados para muro tipo enchape.	113
Figura 82. Elementos tipo infrmFBPH.	114
Figura 83. Datos adoptados (Experimentalmente de diferentes tesis) modelación mampostería.	116
Figura 84. Restricciones parte superior del muro.	116
Figura 85. Restricciones de apoyos.	117
Figura 86. Aplicación de carga incremental y carga vertical.	117
Figura 87. Gráfico modelo con aplicación de cargas.	118
Figura 88. Punto de control en nodo de aplicación de carga incremental.	119
Figura 89. Curva de Capacidad Prototipo de Ensayo.	119
Figura 90. Replanteo, corte y localización de refuerzo de losa de cimentación en sitio.	120
Figura 91. Doblado de refuerzo transversal tipo Z. Varilla $\Phi 18$ mm.	120
Figura 92. Proceso de construcción armadura de acero de refuerzo.	121
Figura 93. Colocación de encofrado.	121
Figura 94. colocación tubería PVC" ejes de anclaje CIV.	122
Figura 95. Realización de agujeros en placa base $\Phi 24$ mm.	122
Figura 96. Soldadura placa base y anclajes.	123
Figura 97. Instalación placa base y anclajes de prototipo.	123
Figura 98. Hormigonado de losa de cimentación.	124
Figura 99. Losa de cimentación culminada.	124
Figura 100. Punteado de placas de la columna y la conexión del pórtico de este trabajo.	126
Figura 101. Biselado en columna y conexión de pórtico.	126
Figura 102. Soldadura de placas de columna en tramos y sus máximos de temperatura, amperaje y voltaje.	127
Figura 103. Soldadura de diafragmas de conexión viga-columna.	128

Figura 104. Soldadura conexión viga-columna y viga.	128
Figura 105. Traslado al CIV y unión de sección viga-conexión con pórtico.	129
Figura 106. Implantación de pórtico en losa de cimentación.	130
Figura 107. Pórticos con planchas deck colocadas.	130
Figura 108. Fundición de losa y columnas.	131
Figura 109. Colocación de chicotes superiores.	131
Figura 110. Construcción de pared para pórtico 1 (reforzado sin afectar la mampostería).	132
Figura 111. Construcción de pared para pórtico 2 (reforzado con daños en mampostería).	133
Figura 112. Soldadura de ángulos y chicotes para conexión de malla electrosoldada a las columnas.	134
Figura 113. Perforación y limpieza de orificio para colocación de adhesivo de alto desempeño.	135
Figura 114. Mezclado de Sika AnchorFix-2.	135
Figura 115. Colocación de Chicote en orificio con Adhesivo de alto desempeño.	136
Figura 116. Colocación de Malla Electrosoldada y amarre a grapas y chicotes.	137
Figura 117. Colocación de Strain gauges en la Malla.	137
Figura 118. Reforzamiento para pórtico 1 (reforzado sin afectar la mampostería).	138
Figura 119. Reforzamiento para pórtico 2 (reforzado con daño en la mampostería).	138
Figura 120. Ensayo de pórtico vacío.	140
Figura 121. Etapa "Sin daño" de pórtico con panel de relleno.	141
Figura 122. Etapa "Daño Leve" de pórtico con panel de relleno.	142
Figura 123. Etapa "Daño Moderado" de pórtico con panel de relleno.	143
Figura 124. Etapa "Sin daño" de pórtico reforzado con daño previo de mampostería.	144
Figura 125. Daño leve, formación de primeras grietas.	145
Figura 126. Imagen al final de "Daño Leve".	145
Figura 127. "Daño Moderado" Aplastamiento en las esquinas.	146
Figura 128. "Daño Moderado" Aparición y aumento de tamaño de grietas.	146
Figura 129. Imagen al final de "Daño Moderado"	147
Figura 130. Imagen al final de "Daño Extenso"	148
Figura 131. Fluencia de acero en base de columna y Rotura de malla electrosoldada en diagonal principal - centro de panel.	149
Figura 132. Daño completo en enchape sin daño previo	149
Figura 133. Imagen al final de "Daño Completo"	150
Figura 134. Etapa "Sin daño" de pórtico reforzado con daño previo de mampostería.	151
Figura 135. Imagen al final de "Daño Leve".	152

Figura 136. Formación de primeras grietas "Daño Leve".	153
Figura 137. Desprendimiento de mortero no confinado.	153
Figura 138. Imagen al final de "Daño Moderado".	154
Figura 139. Imagen al final de "Daño Extenso".	155
Figura 140. Rotura de acero en base de columna.	156
Figura 141. Rotura de malla electrosoldada en diagonal principal - centro de panel.	157
Figura 142. Imagen al final de "Daño Completo".	157
Figura 143. Ubicación de strain gauges pórtico vacío (PV).	158
Figura 144. Curva de histéresis LVDT 3 (Superior).	159
Figura 145. Curva de histéresis LVDT 5. (Medio)	159
Figura 146. Curvas de histéresis Strain gauges (PV).	160
Figura 147. Desplazamiento de pórtico en cada ciclo a lo largo de su altura. (PV)	160
Figura 148. Sobreposición curva de histéresis - curva capacidad.	161
Figura 149. Curva de capacidad de pórtico vacío.	162
Figura 150. Degradación de rigidez PV.	162
Figura 151. Energía disipada en PV.	163
Figura 152. Modelo pseudo matemático degradación de rigidez PV.	163
Figura 153. Ubicación de strain gauges en pórtico PM.	164
Figura 154. Curvas de histéresis correspondientes a LVDT 3 y 5 PM.	165
Figura 155. Curvas de histéresis correspondientes a strain gauges en pórtico PM.	166
Figura 156. Protocolo de carga aplicado al prototipo PM.	166
Figura 157. Repuesta Histérica PM.	167
Figura 158. Desplazamiento lateral de pórtico PM.	167
Figura 159. Curva de capacidad experimental PM.	168
Figura 160. Gráfico de rigidez relativa-desplazamiento para pórtico PM.	169
Figura 161. Energía disipada para cada ciclo de carga en pórtico PM.	169
Figura 162. Curva log-log en base 10 de energía disipada por pórtico PM.	170
Figura 163. Ubicación de strain gauges y LVDT en (E1)	170
Figura 164. Curvas de histéresis enchape sin daño previo.	171
Figura 165. Resultados de strain gauges (E1)	172
Figura 166. Protocolo experimental de carga.	173
Figura 167. Curva de histéresis con nivel de daño. (E1)	173
Figura 168. Desplazamiento de pórtico en cada ciclo a lo largo de su altura. (E1)	174
Figura 169. Orden de fluencia de elementos. (E1)	175
Figura 170. Envoltente de curva de histéresis. (Curva de capacidad bidireccional)	175
Figura 171. Curva de capacidad unidireccional (Compresión del gato) E1	176
Figura 172. Degradación de la rigidez. (E1)	176

Figura 173. Energía disipada por cada ciclo.	177
Figura 174. Modelo matemático de disipación de energía. (E1)	178
Figura 175. Ubicación de strain gauges y LVDT en (E2)	178
Figura 176. Curvas de histéresis en LVDTs de enchape sin daño previo (E2). .	179
Figura 177. Resultados de strain gauges (E2).	181
Figura 178. Protocolo experimental de carga (E2).	182
Figura 179. Curva de histéresis con nivel de daño (E2).	182
Figura 180. Desplazamiento de pórtico en cada ciclo a lo largo de su altura (E2).	183
Figura 181. Fluencia de elementos en Curva de Histéresis (E2).	184
Figura 182. Curva de Capacidad unidireccional con carga en compresión (E2).	184
Figura 183. Degradación de Rigidez (E2).	185
Figura 184. Energía disipada por cada ciclo (E2).	185
Figura 185. Modelo Matemático de disipación de energía (E2).	186
Figura 186. Comparación de curvas de capacidad. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	187
Figura 187. Comparación de curvas de capacidad. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1), Enchape con daño previo (E2), Modelo matemático de PV realizado en SeismoStruct (PV_Ss) y Modelo matemático de PM realizado en SeismoStruct (PM_Ss).	187
Figura 188. Comparación de curvas de degradación de rigidez Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	190
Figura 189. Comparación energía disipada. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	191
Figura 190. Comparación energía disipada. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM).	192
Figura 191. Comparación energía disipada. Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	192
Figura 192. Modelo matemático de Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	193
Figura 193. Comparación curva de capacidad de Pórtico vacío experimental Vs calibración SeismoStruct	198
Figura 194. Superposición de curva de histéresis experimental y envolvente realizada en SeismoStruct para PV.	198
Figura 195. Comparación curva de capacidad de Pórtico mampostería experimental Vs calibración SeismoStruct.	199
Figura 196. Sobreposición de curva de histéresis experimental y envolvente realizada en SeismoStruct para PM.	200

Figura 197. Comparación curva de capacidad de enchape sin daño previo experimental Vs calibración SeismoStruct	201
Figura 198. Sobreposición de curva de histéresis experimental y envolvente realizada en SeismoStruct para E1.	202
Figura 199. Esquema de análisis Pushover en modelo con pórticos (PV).	203
Figura 200. Esquema de análisis Pushover en modelo con pórticos y mampostería (PM).	203
Figura 201. Esquema de análisis Pushover en modelo reforzado con enchape (E1-Propuesta 1).	204
Figura 202. Esquema de ubicación de paredes enchapadas en planta de modelo enchape (E1-Propuesta 1).....	204
Figura 203. Esquema de análisis Pushover en modelo reforzado con enchape (E1-Propuesta 2).	206
Figura 204. Esquema de ubicación de paredes enchapadas en planta de modelo enchape (E1-Propuesta 1).....	206
Figura 205. Curvas de Capacidad de modelos de viviendas PV, MP y E1 obtenidas en SeismoStruct por análisis Pushover en dirección “x”.....	208
Figura 206. Degradación de rigidez en dirección “x” para viviendas PV, MP y E1.....	210
Figura 207. Energía disipada en dirección “x” para viviendas PV, MP y E1.....	211
Figura 208. Curvas de Capacidad de modelos de viviendas PV, MP y E1 obtenidas en SeismoStruct por análisis Pushover en dirección “y”.....	212
Figura 209. Degradación de rigidez en dirección “y” para viviendas PV, MP y E1.....	214
Figura 210. Energía disipada en dirección “y” para viviendas PV, MP y E1.....	215
Figura 211. Planos arquitectónicos vivienda tipo; Primera Planta.....	242
Figura 212. Planos arquitectónicos vivienda tipo; Segunda planta.	243
Figura 213. Diagrama de momento, viga de cimentación.	271
Figura 214. Diagrama de momento, viga de cimentación.	272

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Parámetros k_1 y k_2 en función de la rigidez relativa.	20
Tabla 2. Parámetros empíricos sugeridos por distintos autores.....	22
Tabla 3. Valores de resistencia inicial y coeficiente de fricción.	24
Tabla 4 Tabla de Momentos y Cortantes obtenidos en SeismoStruct para diseño de conexión.	50
Tabla 5 Tabla de Cortantes para cada estado de carga obtenidos en SeismoStruct para diseño de conexión.	51
Tabla 6. Revisión de rangos de validez de fórmulas para diseño de conexión a flexión, aplicados en este proyecto.	52
Tabla 7. Cortantes en la conexión obtenidos en seismostruct para los tres estados de ensayo.....	58
Tabla 8. Tabla de Resumen Chequeo Placa Base.....	62
Tabla 9 Datos utilizados para el diseño a flexión de viga de cimentación	70
Tabla 10 Datos utilizados para el diseño a corte de viga de cimentación	71
Tabla 11. Protocolo de historia carga (Caso 1)	77
Tabla 12. Diseño del protocolo de historia de carga	78
Tabla 13. Protocolo de historia de carga para pórtico enchapado con daño previo (Caso 3).....	79
Tabla 14. Cuadro resumen, resistencia a la compresión de mampostería (f'_b) ..	84
Tabla 15. Dosificación hormigón 210 [kg/cm^2].....	86
Tabla 16. Propiedades físicas de arena utilizada en dosificación de hormigón 210 [kg/cm^2].....	86
Tabla 17. Propiedades físicas del agregado grueso (Ripio).....	87
Tabla 18. Propiedades físicas del cemento Selvalegre.....	87
Tabla 19. Requisitos de clasificación para agregados finos según ASTM C33...	88
Tabla 20. Granulometría agregado fino.....	88
Tabla 21. Requisitos de clasificación para agregados gruesos según ASTM C33 (Número de Tamaño: 57).....	89
Tabla 22. Granulometría agregado grueso	89
Tabla 23. Resultados ensayo de abrasión.	90
Tabla 24. Resumen ensayos de compresión de cilindros de hormigón.	91
Tabla 25. Resultados ensayo de Densidad Aparente de Agregados con ASTM C29.	92
Tabla 26. Resultados ensayo de Peso Específico y Absorción con ASTM C136 - C33.	93
Tabla 27. Resultados de Granulometría de Arena de Mortero.....	94
Tabla 28. Resumen ensayos de compresión de mortero sin acelerante.....	95
Tabla 29. Resumen ensayos de compresión de mortero con acelerante.....	95
Tabla 30. Cálculos y resultados. Ensayo compresión estándar. ASTM C1314-18.....	102

Tabla 31 Especificaciones del procedimiento de soldadura simple en ranura en V (2). (AWS D1.1/D1.1M, 2015, pag. 96)	125
Tabla 32. Deformaciones unitarias y esfuerzos máximos en pórtico vacío.	161
Tabla 33. Fluencia de fluencia según strain gauges colocados.	174
Tabla 34. Tabla de fluencia según strain gauges colocados.	183
Tabla 35. Comparación de rigidez secante calculada a $\delta = 1.2$ [mm] para PV, PM, E1, E2.	188
Tabla 36. Comparación de carga máxima para PV, PM, E1, E2.....	188
Tabla 37. Desplazamientos horizontales para una misma carga.	189
Tabla 38 Frecuencias y períodos fundamentales en sentido longitudinal de: Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).....	196
Tabla 39 Frecuencias y períodos fundamentales en sentido transversal de: Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).	196
Tabla 40. Tabla de áreas de paredes reforzadas – Propuesta 1.....	205
Tabla 41 Tabla de área total de enchape en la dirección X – Propuesta 1	205
Tabla 42 Tabla de área total de enchape en la dirección Y – Propuesta 1	205
Tabla 43. Tabla de áreas de paredes reforzadas – Propuesta 2.....	207
Tabla 44 Tabla de área total de enchape en la dirección X – Propuesta 2	207
Tabla 45 Tabla de área total de enchape en la dirección Y – Propuesta 2	207
Tabla 46 Desplazamientos horizontales para una misma carga.	211
Tabla 47 Desplazamientos horizontales para una misma carga.	215
Tabla 48. Aporte de absorción de cortante basal en “X”.	216
Tabla 49 Aporte de absorción de cortante basal en “Y”.	216
Tabla 50. Límites de relación ancho-espesor de elementos en secciones compuestas sometidas a compresión axial. (ANSI/AISC 360-16, 2016, p. 89)..	244
Tabla 51. Límites de relación ancho-espesor de elementos en secciones compuestas a sometidas a flexión. (ANSI/AISC 360-16, 2016, p. 89).	244
Tabla 52. Límites de relación ancho-espesor de elementos en secciones compuestas de mediana y alta ductilidad. (ANSI/AISC 341-16, 2016, p. 16).....	245
Tabla 53. Límites de relación ancho-espesor de patines en secciones I, canales, ángulos y T de mediana y alta ductilidad. (ANSI/AISC 341-16, 2016, p. 14).	245
Tabla 54. Límites de relación ancho-espesor de patines en secciones I, canales, ángulos y T de mediana y alta ductilidad. (ANSI/AISC 341-16, 2016, p. 15)	246
Tabla 55. Determinación de espesor para placa base Nodo Izquierdo.	246
Tabla 56. Determinación de espesor para placa base Nodo Derecho.	247
Tabla 57. Resultados tensión diagonal NEC SE-MP.....	247
Tabla 58. Resultados ensayo Compresión Estándar ASTM C-1314-18.....	248

Tabla 59 Especificaciones del procedimiento de soldadura en ranura con bisel simple (4). (AWS D1.1/D1.1M, 2015, p. 98)	248
Tabla 60. Valores máximos de carga y desplazamiento por cada ciclo (PV)	249
Tabla 61. Valores máximos de carga y desplazamiento por cada ciclo (PM)....	250
Tabla 62. Valores máximos de carga y desplazamiento por cada ciclo (E1)	251
Tabla 63. Valores máximos de carga y desplazamiento por cada ciclo (E2)	252
Tabla 64. Cálculo de rigidez secante para cada ciclo de ensayo (PV).....	253
Tabla 65. Cálculo de rigidez secante para cada ciclo de ensayo (PM).	254
Tabla 66. Cálculo de rigidez secante para cada ciclo de ensayo (E1).	255
Tabla 67. Cálculo de rigidez secante para cada ciclo de ensayo (E2).	256
Tabla 68 Energía disipada por cada ciclo (PV).	257
Tabla 69 Energía disipada por cada ciclo (PM).....	257
Tabla 70. Energía disipada por cada ciclo (E1).....	258
Tabla 71. Energía disipada por cada ciclo (E2).....	259
Tabla 72. Parámetros de calibración para modelo de pórtico vacío (PV).....	260
Tabla 73. Parámetros de calibración para modelo de pórtico mampostería (PM).....	260
Tabla 74. Parámetros de calibración para modelo de enchape sin daño previo.	261
Tabla 75. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “x” para vivienda con sistema estructural tipo PV.....	263
Tabla 76. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “x” para vivienda con sistema estructural tipo PM.	264
Tabla 77. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “x” para vivienda con sistema estructural tipo E1 – Propuesta 1.	265
Tabla 78. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “x” para vivienda con sistema estructural tipo E1 – Propuesta 2.	266
Tabla 79. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “y” para vivienda con sistema estructural tipo PV.....	267
Tabla 80. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “y” para vivienda con sistema estructural tipo PM.	268
Tabla 81. Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “y” para vivienda con sistema estructural tipo E1 – Propuesta 1.	269
Tabla 82 Tabla de rigidez y energía disipada en dirección “y” para vivienda con sistema estructural tipo E1 – Propuesta 2.	270

RESUMEN

El presente trabajo busca generar y poner a prueba un método para reforzar y rehabilitar por la técnica de enchapado, estructuras de pórticos mixtas cuyas columnas son RCFT, las vigas IPE y poseen paneles de relleno de mampostería de bloque, conformando un sistema constructivo que cada día es más común en el Ecuador. El reforzamiento por enchape consiste en anclar a los dos lados de la pared una malla electrosoldada que es recubierta de mortero, la malla además debe tener una conexión con el sistema de pórticos y las losas superior e inferior, que permita una transmisión completa de esfuerzos. Para evaluar el comportamiento del reforzamiento propuesto, se realizaron ensayos cíclicos de carga lateral en cuatro prototipos distintos. El primer ensayo se realizó en el rango lineal a un pórtico vacío, el segundo se realizó a un pórtico con panel de relleno hasta generar un daño moderado en el panel, en el tercer ensayo se llevó hasta el daño completo a un sistema formado por un pórtico con panel de relleno reforzado sin daño previo; y en el cuarto ensayo se llevó hasta el daño completo al sistema formado por un pórtico con panel de relleno, que posee daño moderado pero esta reforzado mediante la técnica de enchape. Los ensayos sirvieron para determinar a través de las curvas de histéresis obtenidas, parámetros como resistencia máxima, derivas máximas, energía disipada y rigidez; y también permitieron observar la distribución de grietas y la fluencia de los elementos de acero en cada prototipo. Finalmente, los resultados de los ensayos son usados para calibrar modelos computacionales en el Software SeismoStruct, que permitan la predicción del comportamiento ante cargas laterales de una vivienda típica que ha sido reforzada con la técnica de enchape.

ABSTRACT

The present work seeks to generate and test a method to reinforce and rehabilitate by the “veneer” technique, mixed portal frame structures whose columns are RCFT, the beams are IPE and have block masonry infill panels, forming a construction system that is becoming more and more common in Ecuador. The reinforcement by veneer consists of anchoring to both sides of the masonry an electrowelded mesh that is covered with mortar, the mesh must also have a connection with the portal frame system and upper and lower slab, that allows a complete stresses transmission. To evaluate the proposed reinforcement behavior, cyclic lateral load tests were performed on four different prototypes. The first test was performed in the linear range on an empty portal frame; the second was performed on a portal frame with an infill panel until moderate damage to the panel was generated; in the third test, a system formed by a portal frame with a reinforced infill panel without previous damage was taken to complete damage; and in the fourth test, the system formed by a portal frame with an infill panel, which has moderate damage but is reinforced by means of veneer technique, was taken to complete damage. The tests were used to determine, through the hysteresis curves obtained, parameters such as maximum resistance, maximum drifts, dissipated energy, and stiffness; and allowed observing the cracks distribution and yield of the steel elements in each prototype. Finally, the tests results are used to calibrate computational models in the SeismoStruct software, which allow the prediction of the lateral load behavior of a typical house that has been reinforced with veneer technique.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

La idiosincrasia de la construcción en el Ecuador permite identificar falencias en la implementación de métodos constructivos y utilización de materiales. En el pasado se ha visto una tendencia marcada hacia construcciones de hormigón armado tipo pórticos, con paneles de relleno de bloque o ladrillo. Recientemente y con el advenimiento de la perfilería acero, se está optando por cambiar esta tendencia en el Ecuador. Cada día son más las estructuras que se construyen tratando de armonizar el uso de estos dos materiales (hormigón-Perfilería de acero), pero sin cambiar la utilización de mampuestos tipo bloque o ladrillo.

El costo, las habilidades del constructor y la disponibilidad de materiales son algunas de las razones por las que en el medio existe un uso masivo del bloque hueco de hormigón. Sin embargo, la falta de conocimiento sobre el comportamiento de la mampostería en conjunto con la estructura (hormigón-Perfilería de acero) hace que las construcciones presenten mayor vulnerabilidad ante eventos sísmicos.

Los daños producidos debido a un evento sísmico son principalmente en los paneles de relleno, ya que estos aportan una gran rigidez a la estructura, pero al no poseer la capacidad suficiente para soportar las grandes fuerzas sísmicas, se produce una falla frágil y explosiva en algunos casos (Albuja & Pantoja, 2017). En otros casos se presentará fisuras concentradas que causará la sensación de inseguridad en los habitantes, y también una afectación a la serviciabilidad del inmueble (Carrillo et al., 2016).

La mampostería reforzada puede ser la solución estructural más común en toda Latino américa y especialmente en Ecuador, obligando a que se dé prioridad para investigar su comportamiento y con ello producir resultados prácticos a corto plazo (Calo & Salcedo, 2008). El reforzamiento que se propone en este estudio es el refuerzo de los paneles de relleno mediante malla electrosoldada que están

fijas al panel mediante grapas, conectadas a los elementos verticales y horizontales; y finalmente recubierto con mortero. Este reforzamiento incrementará considerablemente la resistencia original de las paredes y la capacidad inicial de desplazamiento. Además, la implementación de esta técnica genera un mecanismo de falla con desarrollo de grietas bien distribuidas que favorecen a la serviciabilidad (Carrillo et al., 2020).

1.2 ALCANCE.

El proyecto está enfocado en evaluar un reforzamiento tipo enchape para estructuras mixtas con relleno de mampostería cuyas conexiones entre viga y columna sean soldadas. Se dará mayor énfasis en la conexión malla electrosoldada – Marco de acero circundante, debido a la incertidumbre que existe en este tipo de conexiones dentro del reforzamiento. De igual manera brindará parámetros de resistencia, deformaciones y módulos de elasticidad, obtenidos mediante ensayos, que son adecuados para calibrar modelos computacionales en estructuras que posean las características antes mencionadas.

Los datos obtenidos en ensayos servirán para calibrar y comparar la respuesta de una casa tipo. Con el objetivo de mostrar el impacto de esta investigación, inicialmente se modelará una vivienda de dos pisos con su mampostería original y posteriormente se incluirá un enchape.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Las principales falencias que aquejan a estructuras mixtas hormigón-perfilería de acero con paneles de mampostería artesanal, son provocadas por la construcción informal. Deficiencia de secciones, fisuración, incompatibilidad de deformaciones entre distintos materiales, flexibilidad excesiva de la estructura entre otras; Estas son el objetivo para solucionar mediante el enchapado con malla electrosoldada, proporcionando mayor rigidez, resistencia a la estructura y reduciendo también su vulnerabilidad sísmica.

Existe un amplio número de investigaciones que tratan el reforzamiento con enchape en estructuras de hormigón armado asegurando que esta técnica es

factible. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en estructuras de mediana a baja envergadura construidas en hormigón armado y aún más en acero, la rigidez del panel de relleno es mayor a la rigidez del pórtico y el comportamiento de la estructura se regirá de acuerdo con el desempeño del elemento de mayor rigidez. Es así que el marco circundante actúa principalmente como un confinante del panel de relleno. Evaluar su conexión con la malla del reforzamiento es importante, aún más cuando el marco circundante es de acero y no existe información disponible sobre qué tipo de conexión es adecuada para realizar un enchape.

1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.

La investigación propuesta busca dar una respuesta a problemas en estructuras mixtas, mediante la colocación de un recubrimiento mortero – malla electrosoldada en los paneles de mampostería artesanal, la cual aportará una rigidez significativa a toda la estructura, generando confianza en los usuarios al reducir al máximo fisuras, inclusive ante grandes sismos. Además, los resultados obtenidos servirán para determinar parámetros y criterios que permitan calibrar modelos matemáticos con este tipo de reforzamiento.

El reforzamiento propuesto proporcionará mejoras importantes en el comportamiento, que garantizan la seguridad de la estructura cuya configuración estructural inicial tuvo problemas o carecía de estudios previos.

1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.

La Asociación de Ingeniería Estructural de California en 1957, desarrolló un programa de investigación, para probar una adecuada rehabilitación de muros de mampostería no reforzada que existían desde 1933, el procedimiento de reforzamiento elegido fue el enchape mediante malla y mortero obteniéndose incrementos importantes en la resistencia original de los muros (Angulo & López, 2008).

El método de reforzamiento mediante enchape ha sido estudiado ampliamente en Latinoamérica en estructuras de hormigón armado, por autores como Carillo (2016,2019) de México, Cubillos& Montoya (2019) de Colombia y en Ecuador

ampliamente estudiado por el Ingeniero docente en la Escuela Politécnica Nacional, Patricio Placencia, aplicado a diferentes tipos de estructuras, obteniendo resultados que garantizan el comportamiento esperado.

1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.

Con el fin garantizar vidas humanas y tomando en cuenta el factor económico se proporciona una solución de reforzamiento para viviendas con sistemas estructural mixto. El reforzamiento podrá ser llevado a cabo a manera de prevención o reparación de la estructura, incrementando la resistencia original de las paredes, mejorando la capacidad inicial de desplazamiento de los muros y generando un mecanismo de falla con desarrollo de grietas bien distribuidas que favorecen a la serviciabilidad (Carrillo et al., 2020).

De acuerdo con el planteamiento de la investigación, los resultados permitirán la implementación de una técnica de reforzamiento relativamente fácil de realizar basándose en el tipo de conexión malla electrosoldada – muro circundante. Esta podrá ser llevada a cabo utilizando equipos y materiales que se encuentran comúnmente en nuestro medio. Estos resultados permiten que una mayor cantidad de personas que poseen viviendas con sistemas estructurales mixtos acceda a un reforzamiento que garantice el correcto funcionamiento ante eventos sísmicos de magnitudes considerables.

1.4 OBJETIVOS.

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar una metodología de reforzamiento con malla electrosoldada en mampostería de bloque que forma parte de sistemas mixtos acero hormigón con uniones soldadas, para reducir la vulnerabilidad de estructuras construidas con sistemas estructurales de este tipo.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar el comportamiento de la conexión entre la malla electrosoldada y el pórtico de la estructura mixta, para establecer su influencia en el reforzamiento.

- Evaluar la resistencia del sistema estructural sin reforzamiento formado por el pórtico y la mampostería, para medir en base a esos resultados cual es la variación de resistencia obtenido cuando el sistema es reforzado.
- Elegir a través de una metodología de construcción adecuada, la conexión entre la malla electrosoldada y el pórtico de la estructura mixta para garantizar la transferencia de esfuerzos entre el reforzamiento y la estructura original.
- Definir la resistencia individual de los materiales y bloque a utilizar, para calibrar los modelos matemáticos que se usan para el estudio de la estructura reforzada.
- Observar la formación de grietas y categorizar el daño mediante el tamaño de estas, tanto para el conjunto mampostería-pórtico y mampostería ya reforzada.
- Generar modelos matemáticos calibrados mediante los ensayos realizados en laboratorio, donde se pueda generalizar el impacto del reforzamiento propuesto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE.

2.1 INFORMALIDAD EN ESTRUCTURAS DE ACERO EN ECUADOR.

El bajo nivel económico de la sociedad ecuatoriana se traduce en una construcción deficiente, esto sumado a malas prácticas y procedimientos constructivos por falta de educación hace que exista una gran parte de edificaciones informales.

Muchas veces no se cuenta con los recursos económicos suficientes para una adecuada construcción, lo más común en estos casos es contratar un maestro albañil a cargo de las edificaciones, sin contar con ningún tipo de asesoramiento por parte de un profesional ingeniero civil o un arquitecto.

Esta problemática se ve incrementada cuando se trata de viviendas construidas con estructuras de perfilería de acero, el conocimiento científico en acero aún se ve en experimentación para la realidad del entorno ecuatoriano. La mayoría de las construcciones realizadas técnicamente son validadas por normas extranjeras, normas que no se ajustan a la realidad del país. Por tanto, la experiencia en maestros de obra aún no es la necesaria.

Observando diferentes estructuras se evidencia que la problemática no recae cuando se habla de que las estructuras soporten cargas verticales, el verdadero problema sucede a carga lateral o sismos. Esta informalidad se palpa en:

- Sub-dimensionamiento de elementos estructurales, espesor de perfiles deficientes, por tanto, secciones expuestas a fallas no adecuadas, como pandeo torsional, pandeo local, flexo-torsional etc., por las cuales dichas secciones no alcanzan su resistencia máxima.
- Conexiones no calificadas o no estudiadas, no garantizan la correcta transmisión de fuerzas. (Ver **Figura 1**)



Figura 1. Unión columna de hormigón armado y vigas tubulares de acero

- Soldadura deficiente, falta de conocimiento de maestros soldadores sobre materiales, tipos de electrodos y tipo de soldadura compatible. (**Figura 2**)



Figura 2. Soldadura y conexión discontinua y deficiente.

- Incompatibilidad de deformaciones entre estructuras de acero y mamposterías artesanales.
- Inadecuada conexión entre estructuras mixtas. Esto sucede cuando previamente existe una construcción en hormigón armado y a continuación se requiere realizar más niveles en estructura metálica.

Sumando todas las fallas expuestas anteriormente y adicionando la ubicación geográfica del país, sitios de riesgo como taludes y quebradas, se obtiene una vulnerabilidad realmente alta.

Mas la mayoría de los expertos atribuyen esta alta vulnerabilidad a la construcción informal, en el Ecuador se carece de registros municipales de planos y licencias de construcción rígidos. Estos no pasan por la revisión de un profesional y las edificaciones son construidas por maestros de obra con mucha o ninguna experiencia. Resultado de esto la construcción informal en el país representa casi el 70% (Yépez H., 2011).

2.2 DEFINICIONES

2.2.1 HORMIGÓN

Material de construcción conformado por una mezcla de agua, arena, grava y cemento, utilizado ampliamente en diferentes obras civiles.

2.2.2 MAMPOSTERÍA

Se llama mampostería a los elementos construidos con mampuestos (bloque, ladrillo, etc.) y unidos con argamasa (mortero).

2.2.3 MORTERO

Material de construcción conformado por una mezcla de agua, arena y cemento, utilizado principalmente para unir mampuestos y recubrir paredes.

2.2.4 ENCHAPE

Técnica de reforzamiento que consiste en la colocación de una capa de mortero de baja resistencia acompañada de una malla electrosoldada de alta resistencia como refuerzo a tensión. Este refuerzo se coloca principalmente en paredes de mampostería con el fin de entregar características estructurales a las paredes de relleno.

2.2.5 BARLOVENTO

En este documento el barlovento hace referencia al lugar por donde está ingresando la carga lateral, tomando en cuenta un pórtico.

2.2.6 ESTRUCTURAS MIXTAS

Se llama estructuras mixtas a las estructuras conformadas por dos materiales diferentes, en este caso perfilaría de acero rellena de hormigón.

2.2.7 CARBONO EQUIVALENTE

El contenido de carbono equivalente (CE) es un concepto utilizado frecuentemente en soldadura de acero y hierro fundido, que sirve para determinar las propiedades de una aleación compuesta por además del carbono otros elementos químicos. El contenido de carbono equivalente (CE) difiere con el contenido de carbono (C) en que este último es el porcentaje de carbono en la aleación, mientras que el CE contiene el porcentaje de carbono en la aleación sumado al porcentaje de otros elementos químicos de la aleación diferentes al carbono transformados a porcentaje de carbono equivalente.

2.2.8 MALLA ELECTROSOLDADA

Es una malla compuesta por alambres de acero trefilados que pueden ser lisos o corrugados. Los alambres están dispuestos de forma horizontal y vertical formando una malla con ángulos de 90 grados, electrosoldada en los puntos de intercesión.

2.3 PANEL DE RELLENO

2.3.1 COMPORTAMIENTO

Comprender y modelar el correcto comportamiento de un panel de relleno principalmente ante cargas laterales es complejo, dado su respuesta no lineal causada por la interacción Pórtico-Mampostería. Esta interacción genera diferentes tipos de falla. Cada uno de estos tipos de falla se produce a una magnitud de carga diferente, por lo tanto, tendrán una capacidad de carga final y un comportamiento general diferentes (Asteris, et al., 2011).

Ante cargas moderadas el panel de relleno se separa del marco circundante y actúa como un puntal a compresión. A medida que aumenta la carga aplicada al sistema se producen fallas en el marco circundante o en el panel de relleno. El modo habitual de fallo del marco resulta de la tensión en la columna de barlovento

o del cizallamiento en la columna o las vigas (o de las rótulas plásticas en las columnas o vigas). Sin embargo, si la resistencia del marco circundante es suficiente para evitar su fracaso por uno de estos modos, el aumento de carga en el sistema produce finalmente el fallo en el panel de relleno (Asteris et al., 2011).

Lo comúnmente observado es que la carga lateral aplicada en la esquina superior es resistida por el marco circundante y por el puntal formado desde dicha esquina a la esquina inferior opuesta. Este estado de carga lateral da lugar a una fuerza de compresión principal ya mencionada y una fuerza de tensión perpendicular a esta, cabe recalcar que por los materiales con los cuales es construido un panel de relleno en Ecuador, este soporta fuerzas de tensión mínimas (Asteris et al., 2011).

Si el panel de relleno está construido de hormigón el modo de falla se dará por grietas a lo largo del puntal de compresión y posteriormente aplastamiento en las esquinas de dicho puntal. Si el panel está construido con mampuestos como bloque o ladrillo puede surgir una nueva alternativa de fallo por cizallamiento a lo largo de los planos de mortero (Asteris et al., 2011).

2.3.2 TIPOS DE FALLA

Asteris et al. (2011) han clasificado los tipos de falla de los marcos de mampostería en cinco modalidades distintas, planteadas sobre la base de los resultados experimentales y analíticos producidos durante los últimos 50 años. (Ver **Figura 3**)

2.3.2.1 Aplastamiento en las esquinas (CC)

Este tipo de falla se presenta cuando existe aplastamiento en cualquiera de sus esquinas cargadas (Ver **Figura 3a**) , y es asociada normalmente con mampostería de relleno y conexiones débiles, y marco circundante fuerte (El-Dakhakhni, 2002; El-Dakhakhni et al., 2003; Ghosh et al., 2002; Mehrabi & Shing, 1997).

2.3.2.2 Compresión Diagonal (DC)

La compresión diagonal se caracteriza por el aplastamiento del relleno en su región central, como se muestra en la **Figura 3a**. Este tipo de falla se asocia con un relleno delgado, en el que el fallo se debe a la deformación del relleno fuera del plano.

2.3.2.3 Cizallamiento Horizontal (SS)

La falla por cizallamiento horizontal se da en las juntas entre mampuestos como se muestra en la **Figura 3b**. Este tipo de falla se les atribuye a las juntas de mortero débiles y un marco fuerte.

2.3.2.4 Agrietamiento Diagonal (DK)

Esta falla se observa como una grieta a través de la diagonal comprimida del panel de relleno y que frecuentemente tiene lugar con la inclinación simultánea del tipo SS como se muestra en la **Figura 3b**. Este tipo de falla se asocia a un marco débil o un marco con articulaciones débiles y un panel de relleno fuerte (El-Dakhkhni, 2002; Mehrabi & Shing, 1997).

2.3.2.5 Falla del Marco Circundante (FF)

La falla del marco circundante se observa como la formación de rótulas plásticas que se desarrollan en las columnas o en las conexiones Viga-Columna, como se muestra en la **Figura 3b**. Este tipo de falla se asocia a un marco débil o un marco con articulaciones débiles y un panel de relleno fuerte (Ghosh et al., 2002).

De los cinco tipos de falla, solo los tipos CC (Aplastamiento de esquinas) y SS (Cizallamiento Horizontal) son de importancia práctica porque la mayoría de los rellenos no son delgados (El-Dakhkhni et al., 2003) y por lo tanto el segundo tipo de falla (DC) no es correcto. El cuarto tipo de falla (DK) no se debe considerar un tipo de falla debido a la capacidad post rotura del relleno para llevar carga adicional. El quinto tipo de falla (FF) se refiere al fallo del marco circundante por tanto no es en sí un fallo de la mampostería de relleno (Asteris et al., 2011).

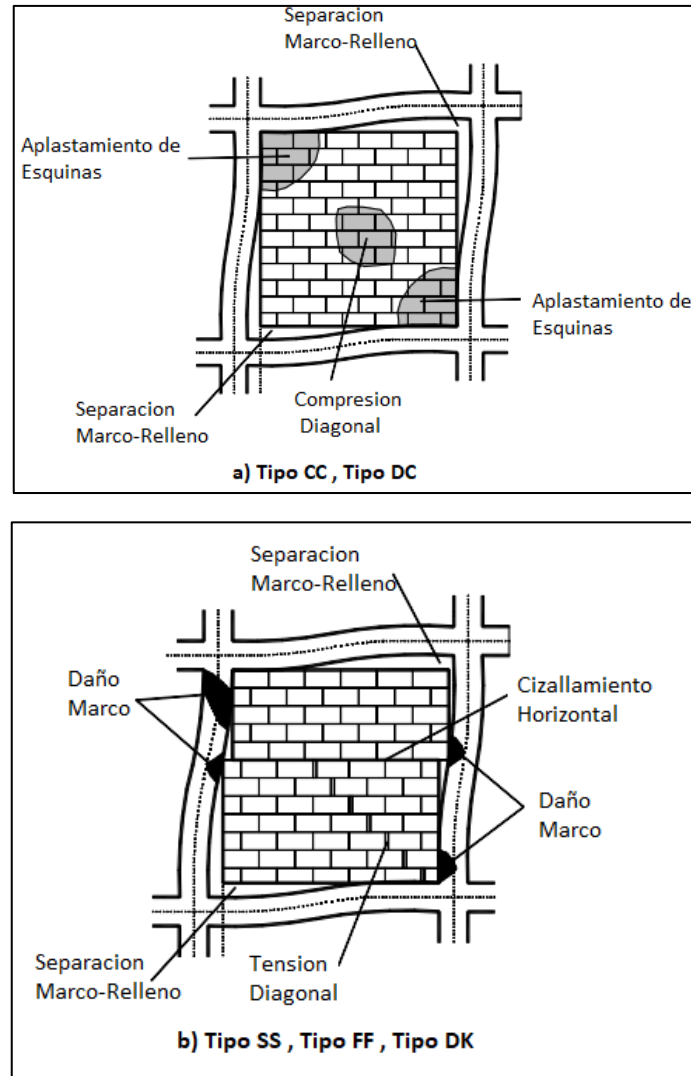


Figura 3. Tipo de falla en paneles de relleno.

Modificado de: (Asteris et al., 2011)

2.3.3 NIVELES DE DAÑO

Como objetivo adicional en esta investigación, se entregará 4 curvas de capacidad de los diferentes estados:

- Curva de capacidad de pórtico columnas RCFT y viga IPE
- Curva de capacidad pórtico y panel de relleno.
- Curva de capacidad pórtico + enchape sin daño previo de panel de relleno.
- Curva de capacidad pórtico + enchape con daño previo de panel de relleno.

Para poder obtener las diferentes curvas de capacidad se necesita delimitar los daños del panel de relleno, según Albuja & Pantoja (2017) se pueden clasificar los niveles de daño de la siguiente manera:

2.3.3.1 Daño leve.

Consiste en un daño menor o insignificante. El panel de relleno tiene fisuras en el 10% del total de su área. Las fisuras no son perceptibles a simple vista y son menores a 1 [mm] de espesor.

2.3.3.2 Daño moderado.

Consiste en un daño considerable. El panel de relleno tiene fisuras en el 50% del total de su área. Las fisuras son perceptibles a simple vista y son menores a 2 [mm] de espesor. Se considera que se puede reparar.

2.3.3.3 Daño severo.

Consiste en un daño extenso. El panel de relleno tiene fisuras en el 90% del total de su área. Las fisuras son mayores a 2 [mm] de espesor y existe desprendimiento de material. Se necesita reemplazar o reforzar elementos estructurales.

2.3.4 INFLUENCIA PANEL DE RELLENO

La utilización de paredes de relleno en el ámbito informal es una práctica muy arraigada en la sociedad de la construcción en Ecuador. Se utiliza como un elemento no estructural que únicamente sirve para división de ambientes. También cabe mencionar que los mampuestos de relleno no son los de mejor calidad, más bien son contruidos con un bajo conocimiento. La mampostería al ser tratada como un elemento no estructural, suele ser despreciada en lo que a su aporte estructural se refiere. Este es un error frecuente y muy grave.

La razón por la cual la mampostería no es considerada en la modelación de edificaciones, se atribuye al desconocimiento del comportamiento de los materiales que la componen y de la contribución a la respuesta estructural ante fuerzas laterales (Asteris et al., 2011).

Después de haber realizado pruebas experimentales en un marco resistente a momento (Mehrabi et al., 1996). Encontraron que la pared de relleno era responsable del 25% de aumento de la fuerza lateral del marco. Además, aplicaron una carga cíclica sobre un marco resistente a momento de hormigón incrementando alrededor del 6 al 28% en la rigidez debido a la existencia de una pared rellena.

Bajo cargas laterales, los rellenos actúan como puntales de compresión que se extienden entre las esquinas diagonales de la pared de relleno, como se muestra en la **Figura 4**. El relleno endurece el marco, reduciendo significativamente la deriva bajo cargas laterales por vientos o terremotos. El relleno también refuerza la estructura, y si se diseña correctamente puede ser capaz de reducir los daños y la probabilidad de colapso bajo fuertes terremotos (Ravichandran & Klingner, 2012).

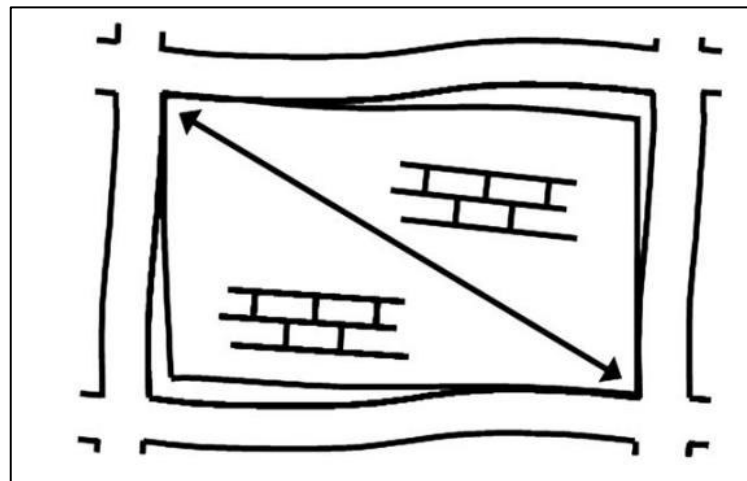


Figura 4. Acción estructural del panel de relleno.

Fuente: (Ravichandran & Klingner, 2012)

Sin embargo, también se sabe que los marcos rellenos afectan negativamente al comportamiento del marco durante los terremotos. Saatcioglu et al. (2001) señalan el pobre rendimiento de un marco de acero relleno de mampostería, el principal sistema estructural utilizado en Turquía, durante el terremoto de Kocaeli de 1999. Al ser más rígidos, los rellenos atrajeron cargas sísmicas más altas, que sólo podían mantenerse mientras los rellenos siguieran siendo elásticos. Después de que los rellenos empezaron a degradarse, los marcos restantes no tenían

suficiente resistencia a la carga lateral o capacidad de deformación inelástica, y a menudo se derrumbaban (Ravichandran & Klingner, 2012).

Finalmente, Ravichandran & Klingner (2012) en su estudio "Seismic Design Factors for Steel Moment Frames with Masonry Infills: Part 1" concluyen que existe un parámetro importante con el cual se puede definir el comportamiento de un pórtico de acero con su panel de relleno. Este se llama "coeficiente de resistencia del relleno" que no es más que la relación entre la resistencia a corte cuando el pórtico este relleno, frente a cuando el pórtico está vacío.

Ravichandran & Klingner (2012) indican que si el coeficiente de resistencia del relleno alcanza un valor menor o igual 0.35, la presencia de los rellenos no cambia el mecanismo de falla, que implica la articulación en las vigas y en las bases de las columnas, y con forme a como este coeficiente vaya incrementando su valor, el mecanismo de falla será diferente.

Teniendo en cuenta que el cálculo de la demanda de la fuerza del terremoto depende del período fundamental de los marcos de acero resistentes a momento, es importante estudiar la influencia de los paneles de relleno en el período fundamental de la estructura.

Se encontró que el período fundamental está generalmente relacionado con variables como módulo de elasticidad de los paneles, porcentaje de paneles presentes, espesor de paneles y altura de la edificación, a través de una relación no lineal (Beiraghi, 2017).

En la mayoría de los códigos el período fundamental de una estructura está ligado únicamente a la altura del edificio, lo cual es incorrecto. El período fundamental de una estructura depende de la distribución de la masa y la rigidez a lo largo de la altura del edificio. Gracias a esta investigación se pudo verificar esta hipótesis. Se observó que tomando en consideración paneles de relleno, el período fundamental se redujo en más del 50% y que esa reducción fue más significativa en el caso de las estructuras de baja altura, como las viviendas informales de dos pisos del presente estudio.

2.4 MODELACIÓN PANEL DE RELLENO

Existen diferentes metodologías de modelación de paneles de relleno, modelos de un único puntal diagonal como el propuesto por Holmes (1961) que trata de reemplazar el panel de relleno de mampostería con un puntal diagonal articulado que tuviera las mismas propiedades de los materiales con un ancho equivalente, sin embargo, esta propuesta presenta deficiencia en la respuesta de comportamiento no lineal. Las fuerzas de corte y los momentos de flexión en los elementos del pórtico no se transfieren adecuadamente.

Existen avances en los cuales se considera múltiples puntales como el propuesto por Thiruvengadam (1985) el cual idealiza la conexión entre el panel de relleno y el pórtico circundante como rígida. En cuanto a la rigidez lateral, utiliza puntales articulados en los extremos para cada dirección, y para la rigidez vertical se agrega puntales verticales.

Además de los modelos de uni-puntal y multi-puntal existen otros modelos mucho más complejos y reales como son los modelos con comportamiento no lineal, estos se caracterizan por que permiten modelar la interacción del relleno de mampostería y el pórtico circundante, teniendo en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de la mampostería. Varios ejemplos son los propuestos por Chrysostomou (1991) o Rodrigues et al. (2008).

Finalmente se escogió la metodología de modelación de rellenos propuesta por Crisafulli et al. (1997) y ampliado por Crisafulli et al. (2000) y Crisafulli & Carr (2007) debido a su simplicidad y a su aplicación mediante programas de análisis estructural como SeismoStruct.

2.4.1 MODELO DE CRISAFULLI

El procedimiento para poder implementar el modelo de Crisafulli & Carr (2007) consiste en obtener de manera experimental los parámetros de caracterización mecánica de la mampostería, parámetros geométricos sustentados en la literatura y también otros parámetros empíricos sugeridos por diferentes autores.

Este modelo trata de representar el comportamiento real de un relleno de mampostería, implementando un relleno de cuatro nodos. Internamente considera

puntales paralelos los cuales imitan el comportamiento a compresión y también un elemento con comportamiento no-lineal que trabajara a corte, para cada dirección. (Ver **Figura 5**). Dada esta configuración se espera representar la rigidez lateral del pórtico y la resistencia del relleno de la mampostería, Teniendo en cuenta que se espera principalmente una falla por cizallamiento o tensión diagonal.

La limitación principal del modelo se debe a su simplicidad ya que el elemento no puede predecir correctamente la contribución de momentos y fuerzas de cortante al pórtico (Crisafulli & Carr, 2007).

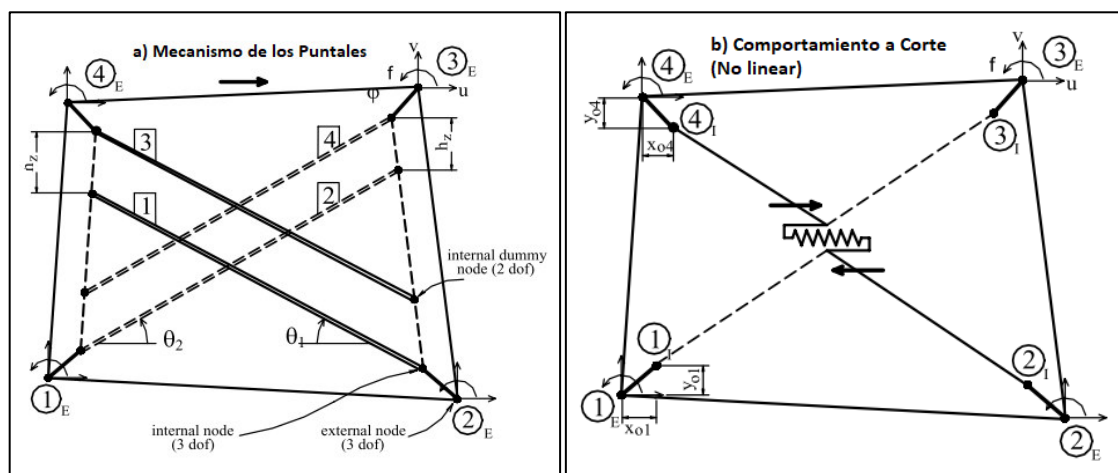


Figura 5. Modelo de Crisafulli & Carr

Fuente: (Ravichandran & Klingner, 2012)

La rigidez del elemento no-lineal del resorte, K_s , es igual a una fracción de la rigidez total del puntal equivalente. γ_s

$$K_s = \gamma_s \frac{A_{ms} \cdot E_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad (1)$$

Donde :

A_{ms} = Área de puntal equivalente

E_m = Módulo de Elasticidad de la Mampostería

d_m = Longitud Diagonal del Panel de Relleno

$\cos^2 \theta$ = Representa la Rigidez Horizontal

θ = Ángulo de la Diagonal del Panel

K_s = Rigidez del Elemento NoLineal (Resorte) (0.5 a 0.75)

γ_S = Rigidez Total de Puntal Equivalente.

La rigidez axial de cada puntal, K_{ai} , es la fracción restante $(1 - \gamma_S)$, de la rigidez total, esta está repartida para dos puntales de igual área.

$$K_{ai} = (1 - \gamma_S) \frac{A_{ms} \cdot E_{mt}}{2d_m} \quad (2)$$

Donde:

E_{mt} = Módulo de Elasticidad tangente de la Mampostería

El módulo de elasticidad tangente de la mampostería es inversamente proporcional a la deformación axial por compresión, al igual que el Área del puntal equivalente y el desplazamiento lateral de la estructura. Esto se da por la separación del panel de relleno con el pórtico circundante, esta separación genera que la longitud de contacto, h_z , se ve disminuida (Decanini, et al., 2002). Según resultados e investigaciones se evidencia que le área del puntal equivalente generalmente disminuye entre el 20% y 50%.

2.4.1.1 PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

De acuerdo con el modelo de Crisafulli & Carr (2007) es necesario obtener experimentalmente 8 parámetros para caracterizar completamente el comportamiento de los puntales.

a) Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión conocida como $f_{m\theta}$ es un valor que representa la capacidad diagonal de la mampostería. No es la resistencia a la compresión estándar.

Se calcula la resistencia asociada a cada diferente modo de falla explicado anteriormente y se tomará el valor más crítico. Según Bertoldi et al. (1993) existen cuatro modos de falla relevantes y ha desarrollado ecuaciones para cada uno de ellos.

- Falla por tensión diagonal

$$f_{m\theta} = \frac{0.6 f_{ws} + 0.3\sigma_v}{b_w/d_w} \quad (3)$$

- Falla por deslizamiento en juntas

$$f_{m\theta} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) f_{wu} + 0.3\sigma_v}{b_w/d_w} \quad (4)$$

- Falla por compresión en las esquinas

$$f_{m\theta} = \frac{1.12 f'_w \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta}{k_1(\lambda \cdot h)^{-0.12} + k_2(\lambda \cdot h)^{0.88}} \quad (5)$$

- Falla por compresión en el centro

$$f_{m\theta} = \frac{1.16 f'_w \cdot \tan \theta}{k_1 + k_2(\lambda \cdot h)} \quad (6)$$

Donde:

f_{ws} = Resistencia a corte bajo tension diagonal

σ_v = Esfuerzo vertical de compresion debido a carga gravitacional (usualmente cero dado que las paredes de mamposteria no son portantes).

f_{wu} = Resistencia al deslizamiento de las juntas de mortero.

f'_w = Resistencia a la compresion estandar.

λ = Parametro adimensional de rigidez relativa.

h = Altura de entre piso.

k_1, k_2 = Expresados segun $(\lambda \cdot h)$ en la **Tabla 1**

Tabla 1.

Parámetros k1 y k2 en función de la rigidez relativa.

Rigidez Relativa	K1	k2
$\lambda h < 3,14$	1,3	-0,178
$3,14 < \lambda h < 7,85$	0,707	0,01
$\lambda h > 7,85$	0,47	0,04

Fuente: Seisimosoft (2016)

b) Resistencia a la Tracción.

La resistencia a tracción f_t es despreciable respecto a su resistencia a compresión, por tanto, tendrá poca importancia en la respuesta global (Seisimosoft, 2016).

c) Módulo de Elasticidad.

Se simbolizará con E_m y es la parte inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria. Este valor presenta mucha variación, debido a la composición del panel de relleno en sí.

Otros investigadores (Hendry, 1990; San Bartolomé, 1990; Paulay & Priestley, 1992) consideran que es posible relacionar el módulo de elasticidad de la mampostería con la resistencia a la compresión, $f_{m\theta}$ con ecuaciones empíricas que conducen a valores entre $400f_{m\theta} < E_m < 1000f_{m\theta}$ como resumen Smyrou et al. (2011).

d) Deformación Última.

Esta deformación representada por ϵ_u controla la rama descendiente de la curva esfuerzo-deformación. Se debe modelar como una parábola con el fin de obtener un mejor control de la respuesta del puntal. La deformación última se debe calibrar mediante el análisis de resultados de los ensayos de tensión diagonal.

e) Deformación correspondiente al esfuerzo máximo

Al igual que la deformación unitaria, esta se calibra mediante el análisis de resultados de los ensayos de tensión diagonal. Se representa como ϵ_m y es la

deformación correspondiente al esfuerzo máximo. Su valor varía entre 0.002 y 0.005.

f) Deformación de cerramiento de fisuras.

Identificada como ε_d , indica la deformación a la cual las grietas se cierran parcialmente y permiten desarrollar esfuerzos de compresión. Su valor esta alrededor de (0 – 0.003) (Crisafulli, F. J., & Carr, 1997).

g) Deformaciones de reducción y residual del área del puntal.

Estos valores de deformación ε_1 y ε_2 se asocian a la reducción de área del puntal. Sabiendo que la naturaleza del esquema de reducción del área del puntal es empírica, estos parámetros también lo serán. Según Seismosoft (2021) recomienda los siguientes valores. ε_1 (0.0003 – 0.0008) Y ε_2 (0.0006 – 0.016).

2.4.1.2 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

Los parámetros geométricos necesarios para calibrar el modelo de Crisafulli & Carr (2007) se muestran a continuación:

X_{oi} = Desplazamiento relativo horizontal

Y_{oi} = Desplazamiento relativo vertical

t_w = Espesor del panel

h_z = Separación vertical entre puntales $\left(\frac{1}{3} \text{ a } \frac{1}{2} \text{ de la longitud de contacto}\right)$

z = longitud de contacto calculada de acuerdo a la ecuación (7)

bw = Ancho del puntal . (10% – 40% de la longitud del puntal)

d_w = Longitud del puntal

A_w = Área de puntal equivalente ($b_w \cdot d_w$)

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (7)$$

$$bw = \left(\frac{k_1}{\lambda \cdot h} + k_2\right) d_w \quad (8)$$

Los desplazamientos relativos son definidos de acuerdo de los nodos ficticios y representan la reducción de las dimensiones del panel. El modelo de Crisafulli &

Carr (2007) indica nueve parámetros adicionales empíricos relacionados con las reglas de histéresis (Ver **Tabla 2**).

2.4.1.3 PARÁMETROS EMPÍRICOS

Estos parámetros están directamente relacionados con el comportamiento cíclico. Crisafulli & Carr (1997) recomiendan un rango de valores para estos parámetros, basados en resultados experimentales.

Los parámetros, γ_{un} , define el módulo de descarga proporcional al módulo de elasticidad inicial modificando los ciclos internos, pero no la envolvente; α_{re} , predice la deformación en la que el bucle llega a la envolvente después de la descarga; α_{ch} , predice la deformación en la que la recarga tiene un punto de inflexión, controlando la gordura de los bucles; β_a , define el punto de deformación plástica después de completar la descarga; β_{ch} , define el esfuerzo en la que la recarga muestra un punto de inflexión; γ_{plu} , define el módulo de la curva de histéresis después de la descarga total; γ_{plr} , define el módulo de la curva de recarga después de la descarga total; e_{x1} , controla la influencia de la deformación en la degradación de la rigidez; y, e_{x2} , aumenta la deformación en la que se alcanza la envolvente después de la descarga, y además, representa el daño acumulado dentro de ciclos repetidos. Este último parámetro es importante cuando hay ciclos consecutivos repetidos dentro de los mismos bucles internos (Smyrou et al., 2011).

Tabla 2.

Parámetros empíricos sugeridos por distintos autores.

Parámetro	Valores Sugeridos	Valores Limite	Pachano (2018)	Smyrou et al (2011)
γ_{un}	1,5-2,5	$\geq 1,0$	1,15	1,70
α_{re}	0,2-0,4	≥ 0	0,20	0,20
α_{ch}	0,3 - 0,6	0,1 - 0,7	0,47	0,70
β_a	1,5 - 2,0	≥ 0	1,50	2,00
β_{ch}	0,6 - 0,7	0,5 - 0,9	0,61	0,90
γ_{plu}	0,5 - 0,7	0 - 1,0	0,60	1,00
γ_{plr}	1,1 - 1,5	≥ 0	1,00	1,10
e_{x1}	1,5 - 2,0	≥ 0	1,75	3,00
e_{x2}	1,0 - 1,5	≥ 0	1,25	1,00

Elaboración: Mosquera&Rosero (2021)

2.4.1.4 PARÁMETROS DE COMPORTAMIENTO A CORTANTE

La resistencia a corte del panel de relleno está dada por la combinación de dos mecanismos principales, resistencia de la unión del mortero y la resistencia a la fricción entre unidades de mampostería (Ver **Figura 6**).

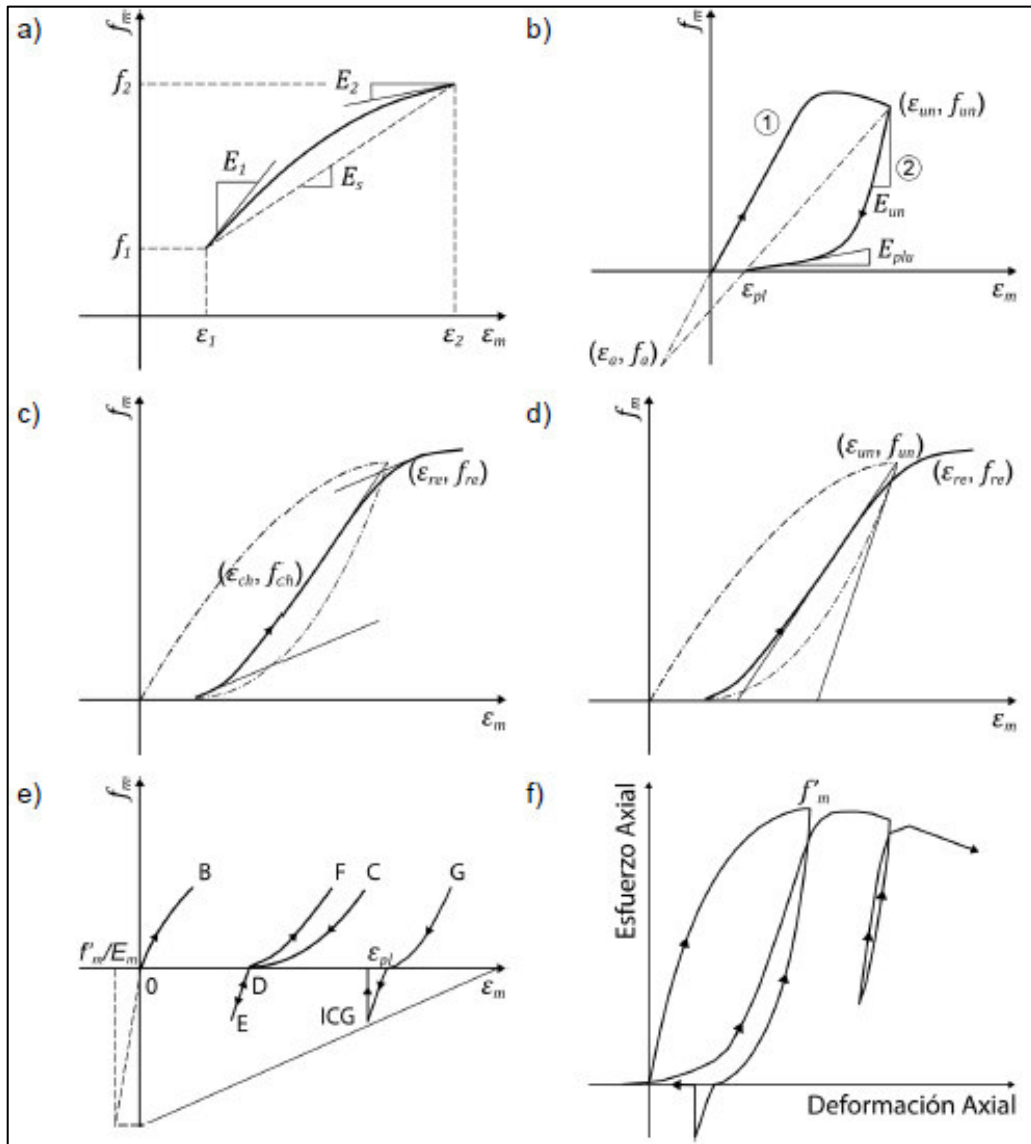


Figura 6. Resistencia a corte del panel de relleno.

Fuente: (Crisafulli, F. J., & Carr, 1997; Smyrou et al., 2011)

Este modelo tiene la capacidad de representar un fallo a lo largo del mortero de unión. Se supone que el comportamiento es elástico mientras que no se alcance la resistencia a cortante, por lo tanto, el esfuerzo de cortante, τ , es igual a la deformación por cortante, γ veces el módulo de rigidez o de cortante, G_m (Smyrou et al., 2011).

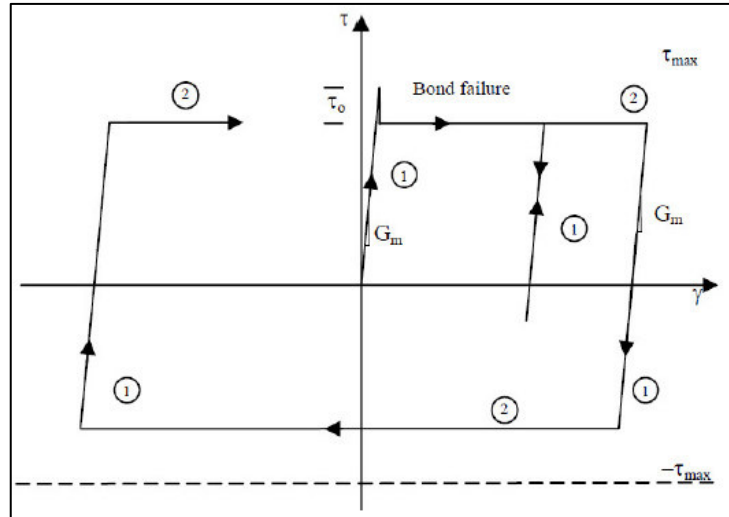


Figura 7. Comportamiento a Corte del elemento no-lineal.
 Fuente: (Crisafulli, F. J., & Carr, 1997; Smyrou et al., 2011)

La suma de la resistencia inicial de unión, τ_o , y el producto de la resistencia a la compresión normal a las juntas de mortero, f_n , y el coeficiente de fricción, μ , conforman la resistencia a cortante (Ver **Figura 7**)

$$\tau_m = \tau_o + \mu |f_n| \quad \text{si } f_n < 0 \quad (9)$$

$$\tau_m = \tau_o \quad \text{si } f_n \geq 0 \quad (10)$$

Existen varios investigadores que han obtenido valores experimentales tanto para la resistencia inicial y coeficiente de fricción en mampostería. En la **Tabla 3**, se muestra un resumen.

Tabla 3.
 Valores de resistencia inicial y coeficiente de fricción.

Autores	Año	Resistencia inicial a Corte [MPa]	Coficiente de Fricción μ
Atkinson et al.	1989	-	0,7-0,85
Hendry	1990	0,3-0,6	0,1-1,2
Shrive	1991	0,1-0,7	-
Paulay & Priestey	1992	0,1-1,5	0,1-1,2
Pachano	2018	0,1	0-58

Elaboración: Mosquera&Rosero (2021)

Al alcanzar la resistencia inicial a corte, la unión entre el mortero y la unidad de mampostería se ve afectada, aparecen fisuras. El panel de relleno se divide en dos partes y empieza a deslizarse una respecto a la otra. Por tanto, solo queda el mecanismo de fricción aguantando las cargas. Según (Smyrou et al., 2011) la ecuación que rige este comportamiento es la siguiente:

$$\tau_m = \mu_r |f_n| \quad \text{si } f_n < 0 \quad (11)$$

$$\tau_m = 0 \quad \text{si } f_n \geq 0 \quad (12)$$

Finalmente Crisafulli et al. (1997) recomiendan algunas expresiones para calcular τ_{max} .

2.5 CONEXIÓN MALLA ELECTROSOLDADA-PÓRTICO.

2.5.1 SOLDABILIDAD DEL ACERO DE LA MALLA

La capacidad para soldar acero depende en gran medida del contenido de carbono en este, como se muestra en el diagrama de Graville (**Figura 8**). El proceso de soldadura es más complejo cuando intervienen en la aleación carbono y otros elementos químicos como Manganeso y Cromo con el objetivo de modificar las propiedades del acero, de manera especial la resistencia. Los altos contenidos de carbono hacen que sea mucho más fácil la fragilización en la junta (Novacero, 2017).

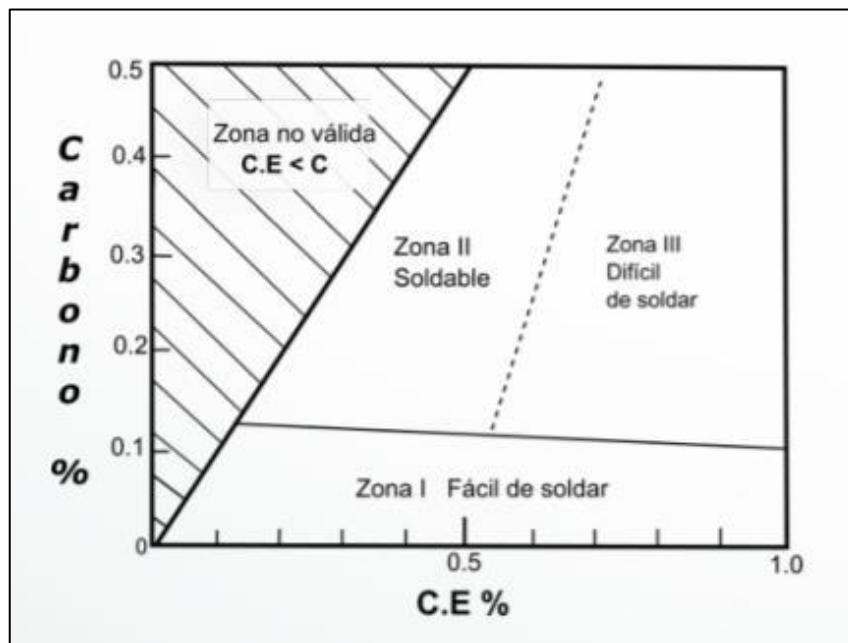


Figura 8. Diagrama de Graville

Fuente: (Novacero, 2017)

El contenido relativamente alto de carbón equivalente en el acero de refuerzo ha llevado a que su soldadura no sea recomendada. Desde la creación del código ACI 318-89 en la sección 7,5 ya se indica que las soldaduras debilitan considerablemente las varillas de refuerzo generando un efecto muesca, un

defecto en forma de “v” en la zona soldada; por lo tanto, el código no permite la soldadura sobre la varilla a menos de que esta sea autorizada por el ingeniero.

En el Ecuador fabricantes como Ideal Alambrec, Adelca entre otros, producen mallas electrosoldadas con un límite de fluencia mínima $f_y=490$ MPa, y cumplen la norma técnica ecuatoriana que para mallas electrosoldadas que permite un porcentaje de carbono máximo de 0,23% y un porcentaje de carbono equivalente máximo de 0,35% (NTE INEN 2209:99, 2012). Estos porcentajes de carbono equivalente son relativamente altos, sin embargo, en el diagrama de Graville se indican como soldables, y códigos como el AWS D1.4 indican el proceso de soldadura adecuado para este tipo de casos.

Aunque existan formas y códigos que respalden la soldadura en el acero de refuerzo, es evidente que, aunque se guarden los cuidados adecuados, ciertas propiedades van a variar. Mo & Kuo (1995) evaluaron mediante ensayos el efecto de las soldaduras en las propiedades mecánicas de varillas de refuerzo como la ductilidad y resistencia, concluyendo que frente a la soldadura la varilla presenta una pequeña reducción de resistencia máxima, pero una gran reducción en la ductilidad, añadiendo que todas las varillas ensayadas fallaron en la zona de la soldadura.

2.5.2 SOLDADURA ENTRE LA ESTRUCTURA Y LA MALLA

Al realizar un reforzamiento con enchapes en las paredes de una vivienda con estructura de acero, la soldadura entre la estructura y la malla electrosoldada debe garantizar una adecuada transmisión de esfuerzos a tensión entre la pared reforzada y la estructura (viga y columnas).

Con el fin de caracterizar el comportamiento a tensión de las barras de refuerzo de una viga soldada a una placa de acero en la parte final de la viga (*Ver Figura 9*), Can Girgin et al. (2017) representaron la conexión entre la barra y la placa realizando un ensayo de tracción en barras de refuerzo de 18 mm de diámetro (compatibles con los límites máximos de carbono equivalente especificados en el código TS 708 del 2010 “C:0,22%, CE:0,55%”) soldadas por ambos lados a la placa PL (acero St 37) como se muestra en la *Figura 9 y Figura 10*.



Figura 9. Soldadura entre las barras de acero y placa.

Fuente: (Can Girgin, et al., 2017)

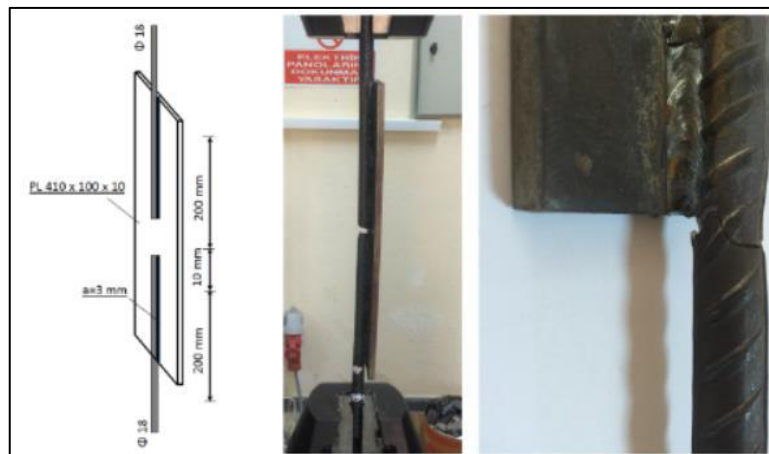


Figura 10. Ensayo de tracción en barras de refuerzo de 18 mm de diámetro soldadas por ambos lados a la placa de acero.

Fuente: (Can Girgin, et al., 2017)

Como resultado la ruptura de la barra se produjo en la parte no soldada de la muestra de barra de acero al 9,5% de deformación con una región de cuello claro verificando un comportamiento dúctil bajo tensión como se muestra en **Figura 10**. Para comparar el comportamiento del refuerzo soldado a la placa, frente a una varilla simple también se realizó un ensayo de tracción en barras de acero simple donde la deformación unitaria de tracción en la ruptura es determinada como el 12%. Al interpretar la disminución de la deformación unitaria en el caso de las barras de acero soldadas, resulta indispensable tener en cuenta las

concentraciones potenciales de esfuerzos cerca de la placa y las zonas afectadas por el calor. Además, concluyen que usando el adecuado tipo de reforzamiento no se tendrá una falla frágil (Ver **Figura 11**).

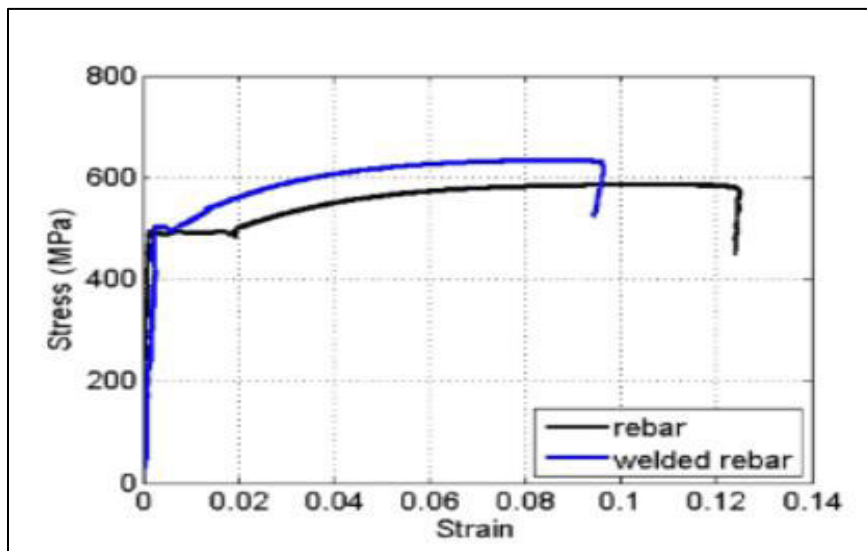


Figura 11. Resultados de prueba a tensión en varillas de 18mm soldadas a una placa.

Fuente: (Can Girgin, et al., 2017)

El trabajo de Can Girgin et al. (2017) sirve como antecedente para revisar el comportamiento de las conexiones entre una placa de acero y la malla electrosoldada, sin embargo, al tener diámetros mucho menores en las mallas distribuidas en el Ecuador se espera que la ductilidad se reduzca considerablemente.

2.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS (HORMIGÓN-ACERO).

Los sistemas estructurales mixtos son aquellos que combinan dos o más sistemas de construcción distintos para aprovechar las ventajas de cada sistema en cada componente de la estructura, siendo el caso más común la combinación de sistemas de acero y hormigón.

En el Ecuador los sistemas estructurales mixtos con pórticos (acero-hormigón) están formados por vigas de acero y columnas de acero rellenas de hormigón, lo que en inglés se conoce como "Concrete-filled Steel tube" (CFST). El uso de los sistemas de columnas construidas con tubos de acero rellenos de concreto

rectangulares (RCFT) y circulares (CCFT) es amplio, ya que la interacción entre acero y concreto genera algunas ventajas con respecto a las secciones simples de acero o de hormigón armado. Morino & Tsuda (2002) indican las siguientes ventajas del uso de sistemas de columnas CFST con respecto a los sistemas comunes de acero u hormigón armado:

- Se restringe mejor el pandeo local de las secciones de acero y el deterioramiento de la sección después del pandeo es moderado, esto debido a la interacción del acero con el concreto.
- Existe un incremento de la resistencia del concreto debido al confinamiento proporcionado por el acero y tanto la contracción del hormigón en el secado como la fluencia del hormigón son menores en comparación al hormigón armado simple.
- Propiedades de la sección: El acero de los sistemas de columnas CFST tiene una adecuada plastificación porque está localizado hacia fuera de la sección transversal.
- Eficiencia de la Construcción: La mano de obra para dar formas o trabajar las varillas de refuerzo se reduce y la fundición se realiza por el método de bombeo o por el tubo Tremie. Esta eficiencia conduce a una construcción más limpia, reduciendo costos y duración de la obra.
- Ecología: Al no usar encofrado y utilizar hormigón con agregados reciclados se reduce la carga medioambiental.

Estas ventajas hacen que los sistemas CFST sean una gran opción al momento de solucionar una estructura, sin embargo, los problemas en la compactación del hormigón pueden generar un punto débil en el uso de este sistema, especialmente en casos en los que se colocan placas internas que puedan generar vacíos entre el hormigón y el acero. Para solucionar estos problemas Morino & Tsuda (2002) sugieren utilizar hormigón de alta calidad con bajo contenido de agua y un plastificante para mejorar la trabajabilidad y la deficiencia en la compactación.

2.6.1 CONEXIONES SOLDADAS.

En Ecuador, un país en donde la amenaza sísmica es inminente y se ha visto un auge en la construcción de estructuras de acero con columnas compuestas RCFT; es indispensable la construcción adecuada de las conexiones. La construcción de las conexiones se debe llevar a cabo teniendo la certeza sobre cuál será su comportamiento real, ya que, ante movimientos sísmicos severos las conexiones sufren grandes sollicitaciones que generan daños significativos sobre estas. Esto se ratifica con lo aprendido a partir de los sismos ocurridos en Northridge (EEUU) en 1994 y en Hyogo-Ken (Japón) en 1995, donde se registraron distintos daños en diferentes tipos de construcciones en acero, teniendo uno de los inconvenientes más graves en las conexiones viga-columna, con daños por fractura en las placas y fallas de soldaduras (Gallegos, 2017).

2.6.1.1 CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN ECUADOR

Trabajos como los de Gallegos (2017), Pillajo (2017) y Vintimilla et al. (2019) forman un grupo de investigaciones realizadas en Ecuador dedicadas a evaluar el comportamiento de conexiones soldadas entre columnas RCFT y vigas metálicas. Vintimilla et al. (2019) evaluaron el comportamiento de 5 tipos de conexiones comunes en el Ecuador entre columnas RCFT y vigas metálicas tipo I (**Figura 12**), obteniendo las curvas de histéresis momento curvatura de cada prototipo para describir su comportamiento.

Después de ensayar las probetas de acuerdo con lo establecido por el ANSI/AISC 341-16, concluyeron que la conexión con el mejor comportamiento es la representada por la probeta 4, que contiene diagonales verticales por dentro de la columna, y soldados sobre el patín superior y bajo el patín inferior contiene placas de refuerzo perpendiculares a la cara de la columna. Esta conexión es la única entre las ensayadas que califica como conexión totalmente restringida de acuerdo con lo establecido por el ANSI/AISC 341-16 siendo capaz de soportar un momento máximo mayor al 80% del momento probable, y cumpliendo con la filosofía de diseño sismo resistente Columna fuerte-Nudo fuerte-Viga débil. Estos resultados son idénticos a los obtenidos Gallegos (2017) y Pillajo (2017) ya que forman parte de una serie de trabajos en conjunto de gran importancia para el

diseño de conexiones entre columnas RCFT y vigas metálicas tipo I, sin embargo son solo un antecedente frente al comportamiento de conexiones RCFT y vigas metálicas con sección distinta a la tipo I.

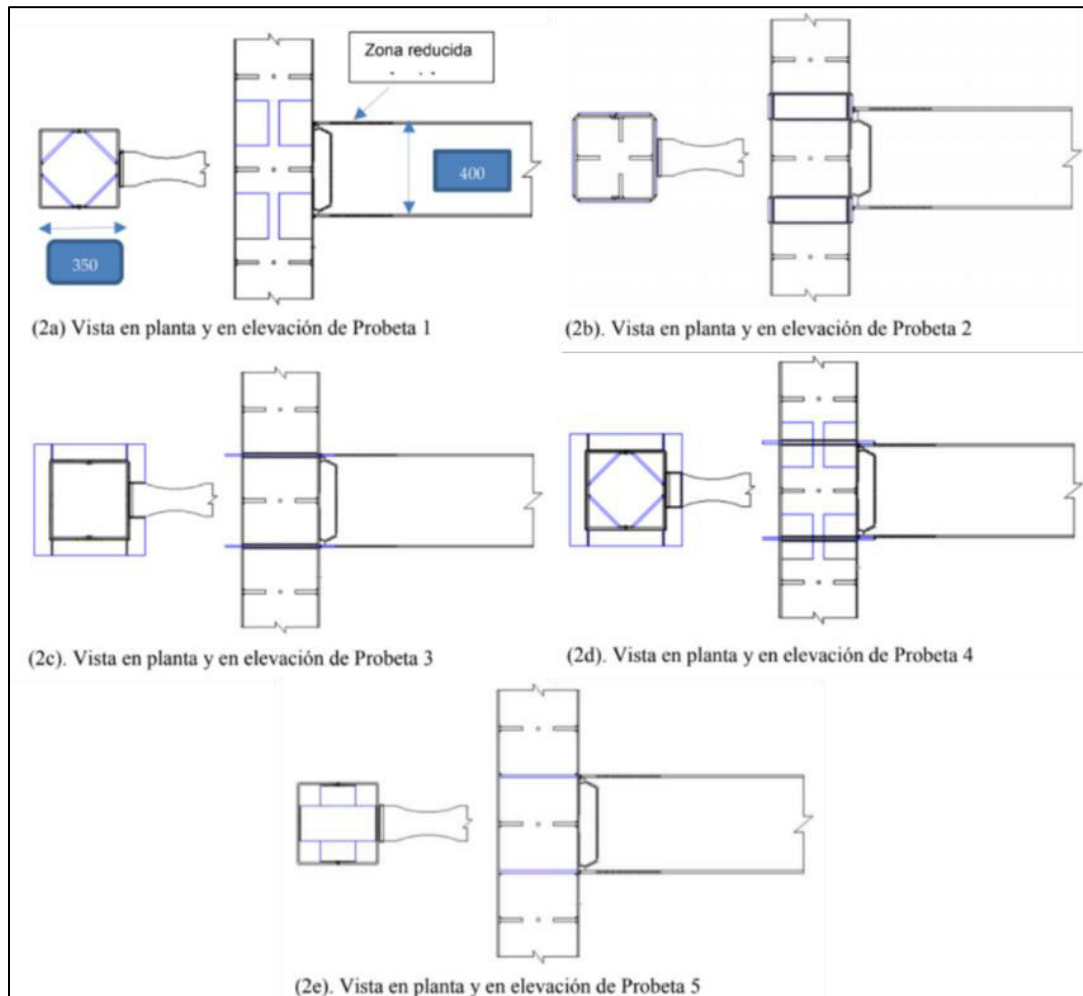


Figura 12. Probetas para evaluación de conexiones entre columna RCFT y vigas metálicas tipo I.

Fuente: (Vintimilla, et al, 2019)

2.6.1.2 CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE ACUERDO CON CIDECT Y LA AIJ

Las conexiones viga- columna con diafragmas externos, en donde la viga es de tipo I, y la columna es de acero relleno de hormigón, han sido ampliamente estudiadas en la universidad de Kobe (AIJ 1996), la fórmula de diseño para diseñar este tipo de conexiones ha sido incluida en el documento del “Architectural Institute of Japan” desde 1980 (AIJ 1990). La Guía de Diseño 9 de CIDECT (Committee for International Development and Education on Construction

of Tubular structures) también ha mostrado interés y ha recopilado la información correspondiente a este tipo de conexiones de investigadores como Kamba (2001), Matsui et al. (1996), Ikebata et al. (1999) y especialmente del documento del “Architectural Institute of Japan”. En esta guía presentada por CIDECT se muestra un diseño por estado límite último enfocado en la resistencia a corte del panel del alma de la columna y la resistencia a flexión de la conexión viga-columna, donde la resistencia de los miembros compuestos se evalúa usando el método de superposición.

2.6.1.2.1 Resistencia a del panel de Corte de la columna

El diseño a corte del panel del alma de la columna de acuerdo con la Guía de Diseño 9 de CIDECT basada en el código AIJ debe cumplir que:

$$V_{c,w}^* \geq V_{c,w} \quad (13)$$

En donde $V_{c,w}^*$ es la resistencia a corte del panel del alma de la columna, que tiene que ser mayor o igual a $V_{c,w}$ que es la fuerza cortante de diseño. Para determinar la resistencia a corte del panel del alma de la columna se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_{c,w}^* = 1.2 \left(A_{c,p} * \beta * \frac{f_c}{10} + A_{c,w} \frac{f_{c,y}}{\sqrt{3}} \right) \quad (14)$$

En donde:

A_{c,p}: Área de corte del panel de concreto en la columna.

f_c: Resistencia a compresión del cilindro de concreto.

f_{c,y}: Esfuerzo de fluencia del acero de la columna.

A_{c,w}: Área de corte de panel de acero de la columna calculado como:

$$A_{c,w} = 2(h_{c,w} - t_{c,w})t_{c,w} \quad (15)$$

β : Factor de incremento en función de la relación entre la altura y la profundidad del panel de corte de concreto, que para secciones rectangulares se calcula a partir de la ecuación:

$$\beta = 2.5 \frac{h_{c,w} - 2t_{c,w}}{h_b - 2t_d} \leq 4.0 \quad (16)$$

En donde:

$t_{c,w}$: Espesor de sección de acero de la columna.

$h_{c,w}$: Profundidad de sección de acero de la columna.

h_b : Altura de la viga.

t_d : Espesor de placa del diafragma.

La fórmula para determinar $V_{c,w}^*$ parte del límite elástico del panel multiplicado por un factor de 1.2 utilizado para convertir el valor en resistencia última de diseño. El límite elástico es evaluado como la suma del límite elástico de la parte de concreto y la parte de acero, en donde la parte de concreto soporta las cargas de corte como un puntal de compresión diagonal, cuya resistencia se asume que está gobernada por la resistencia a compresión de concreto (Ver **Figura 13**).

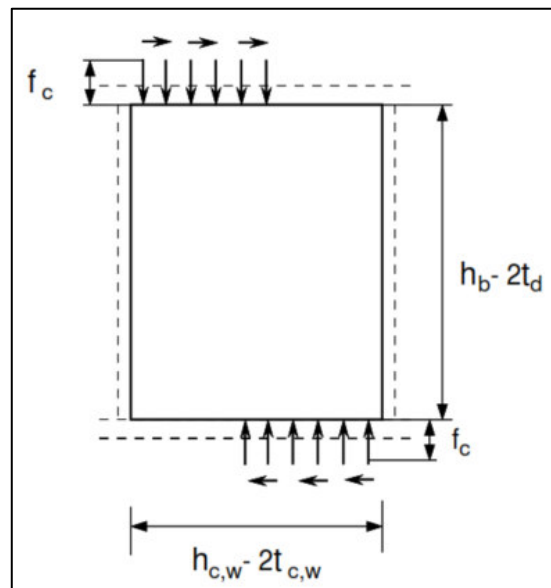


Figura 13. Esfuerzos en el panel de concreto.

Fuente: (Cidect, 2004).

El panel del alma de la columna muestra una envolvente de endurecimiento y un ciclo de histéresis estable después de sobrepasar la carga dada por la ecuación "X" para determinar la resistencia de diseño del panel del alma de la columna ($V_{c,w}^*$), esto contribuye a la disipación de energía durante el accionar de cargas laterales. Además, los resultados obtenidos por la ecuación "X" conservan un margen de seguridad tomando en cuenta posibles reducciones de la capacidad en

el panel del alma que ocurren con el incremento de cargas axiales, esto siempre y cuando el área del panel del alma sea mayor al área de la sección de la columna.

Por otra parte la fuerza de corte de diseño sobre el panel del alma de la columna ($V_{c,w}$) se determina en función de los momentos de las vigas ubicados a la derecha e izquierda de la conexión; y de los cortantes de las columnas que se encuentran en la parte superior e inferior de la conexión (Ver **Figura 14**).

$$V_{c,w} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b - t_{b,t}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad (17)$$

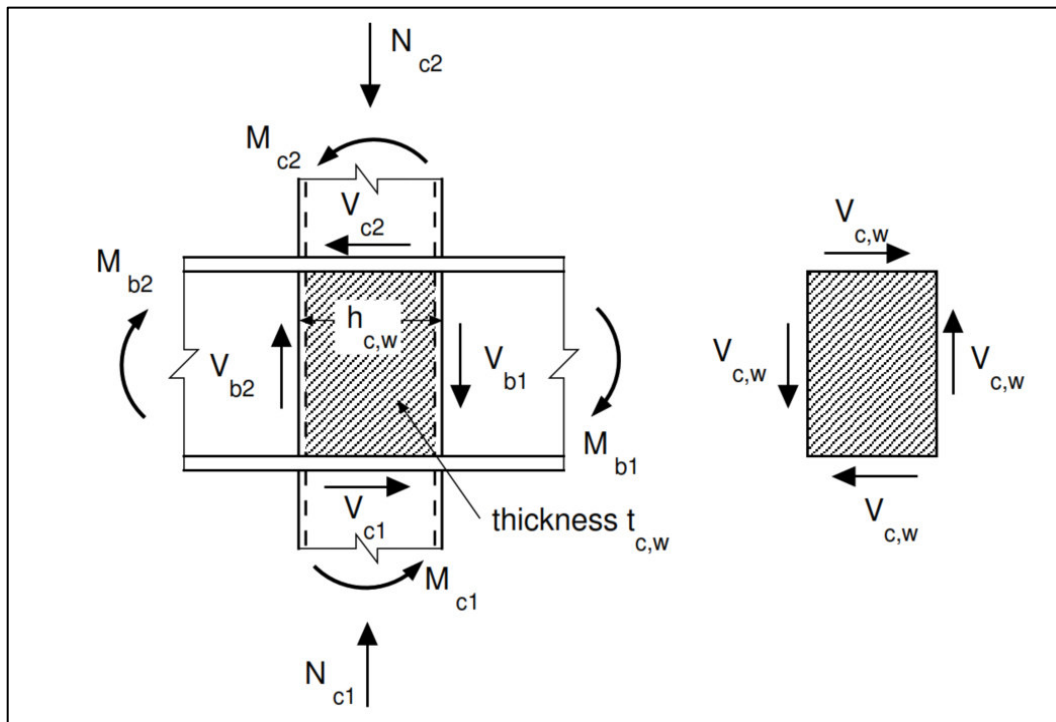


Figura 14. Acciones en el alma de la conexión.

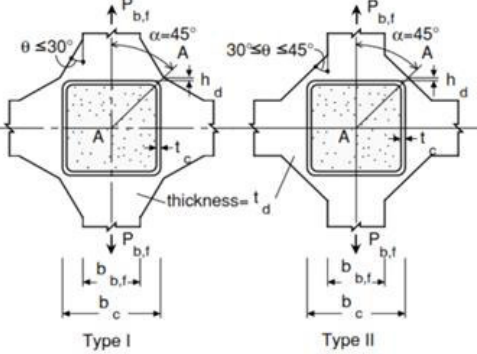
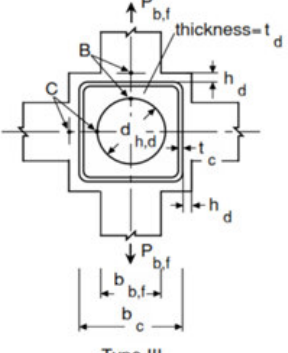
Fuente: (Cidect, 2004)

2.6.1.2.2 Resistencia a Flexión de conexión viga columna

Para el diseño de conexiones rígidas con diafragmas externos, internos o que atraviesan la columna se debe tener en cuenta la siguiente inecuación:

$$M_{j,cf} * \geq M_{cf} \quad (18)$$

Donde $M_{j,cf}^*$ es la capacidad flexural última de la conexión, que tiene que ser mayor o igual a $M_{j,cf}$ que es la demanda a flexión de la conexión. El valor de $M_{j,cf}^*$ se calcula a través de la ecuación (19).

Shape of external diaphragm	Ultimate resistance equation
 <p style="text-align: center;">Type I Type II</p>	<p>Type I connection: The design resistance is the larger of the values calculated by Eqs. 1 and 2.</p> $P_{b,f}^* = 3.74 \left(\frac{t_c}{b_c} \right)^2 \left(\frac{t_d}{b_c} \right)^2 \left(\frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^3 b_c^2 f_{d,u} \quad (1)$ $P_{b,f}^* = 2.86(4t_c + t_d)t_c f_{c,y} + 3.30h_d t_d f_{d,y} \quad (2)$ <p>If $f_{c,y} \geq f_{d,y}$, then calculate with $f_{c,y} = f_{d,y}$.</p> <p>Type II connection: The design resistance is given by Eq. 2.</p> <p>Symbols: $f_{c,y}$ = Yield strength of column material $f_{d,y}$ = Yield strength of diaphragm material $f_{d,u}$ = Ultimate tensile strength of diaphragm material $P_{b,f}$ = Axial load in tension flange</p>
 <p style="text-align: center;">Type III</p>	<p>Type III connection: The design resistance is the smaller of the values given by Eqs. 3 and 4.</p> $P_{b,f}^* = 1.43(b_c + 2h_d - d_{h,d})^2 \frac{b_{b,f} t_d}{d_h^2} f_{d,y} \quad (3)$ $P_{b,f}^* = 1.43(b_c + 2h_d - d_{h,d}) t_d f_{d,y} \quad (4)$ <p>Symbols: See above.</p>
Range of validity	
$20 \leq b_c/t_c \leq 50, \quad 0.75 \leq t_d/t_c \leq 2.0, \quad t_d \geq t_{b,f}, \quad h_d/b_c \geq 0.1t_{b,f}/t_d$ (Type I), $h_d/b_c \geq 0.15t_{b,f}/t_d$ (Type II)	

Note:
 Symbols: b = Width d = Diameter h = Height t = Thickness θ = Slope of diaphragm
 Subscript: b = Beam c = Column d = Diaphragm f = Beam flange h = hole

Figura 15. Ecuaciones para el cálculo de la resistencia última en conexiones con diafragmas externos, internos o que atraviesan columnas rectangulares rellenas.

Fuente: (AIJ, 2001a)

$$M_{j,cf}^* = P_{b,f}^* (h_b - t_{b,f}) \quad (19)$$

En donde:

$P_{b,f}^*$: Carga axial en el patín de la viga sometido a flexión.

$t_{b,f}$: Espesor del patín de la viga.

h_b : Altura de la viga.

La Guía de diseño de CIDECT propone 3 tipos de conexiones con diafragmas junto a sus ecuaciones para determinar la resistencia última, las ecuaciones propuestas ya incluyen las consideraciones indicadas al inicio de este apartado y se encuentran en términos de la tensión axial en el final de la viga $P_{b,f}$. (**Figura 15**)

El diseño a flexión se realiza considerando que la resistencia última de la conexión es significativamente mayor a la resistencia a flexión dividida para 0.7, esta consideración se apoya en la relación entre la fluencia y la resistencia última de 0.7 propuesta por el AIJ para diseño de conexiones.

La demanda en la cara de la columna está dada por la ecuación (20).

$$M_{cf} = \frac{L}{L - L_{haunch}} \alpha M_{pl} \quad (20)$$

En donde:

L_{haunch} : La distancia entre la cara de la columna y la terminación del diafragma

α : El factor de sobre resistencia que se recomienda usar 1,3 (es de 1,2 cuando la columna no está rellena de hormigón) debido a que los diafragmas soportan deformaciones plásticas, participando considerablemente en la rotación plástica general en el extremo de la viga.

M_{pl} : Momento plástico de la viga de acero.

L : Longitud desde la cara de la columna hasta el punto de inflexión.

2.6.2 COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES.

Las conexiones de acuerdo con la norma para construcciones de acero (ANSI/AISC 360-16,2016) se clasifican en:

2.6.2.1 CONEXIONES SIMPLES:

Las conexiones simples no transmiten momentos significantes, por esta razón en el análisis se puede suponer que estas conexiones permiten rotaciones relativas en los elementos de la estructura que se están conectando. La rotación de las conexiones simples deberá ser la suficiente para asegurar la rotación requerida determinada por el análisis estructural. (Ver **Figura 16**).

2.6.2.2 CONEXIONES DE MOMENTO:

Para llamarse conexiones de momento se permiten dos tipos de conexiones, las totalmente restringidas y las parcialmente restringidas.

- a) **Totalmente Restringidas:** Las conexiones totalmente restringidas o “FR” por sus siglas en inglés, son aquellas que transmiten momentos, pero la rotación entre los elementos que conectan es despreciable. Estas conexiones en el análisis de la estructura se deben asumir como conexiones que no permiten ninguna rotación relativa y deben tener la resistencia y rigidez adecuada, para que frente a los estados límite de resistencia, mantengan el ángulo inicial en medio de los miembros conectados.
- b) **Parcialmente Restringidas:** Las conexiones parcialmente restringidas o “PR” por sus siglas en inglés, son aquellas que transfieren momentos, pero la rotación entre los miembros que conecta no es despreciable. Los elementos que componen una conexión parcialmente rígida deben tener la resistencia, rigidez y capacidad de deformación suficiente en los estados límite de resistencia.

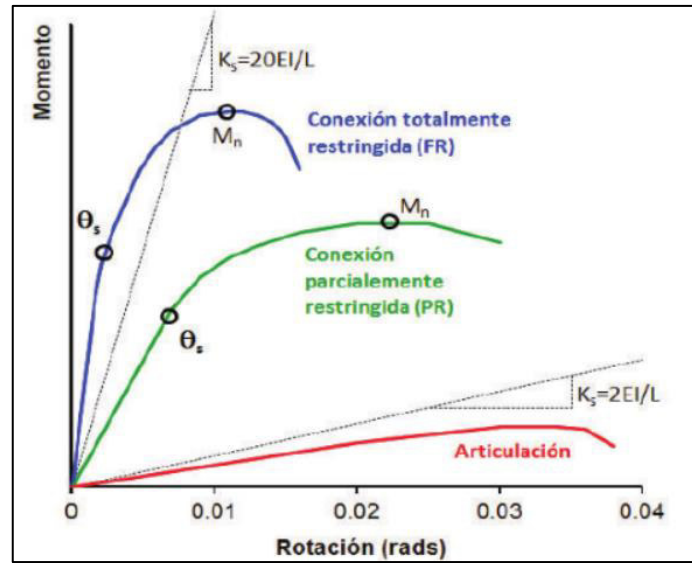


Figura 16. Clasificación de la respuesta momento-rotación de conexiones.

Fuente: (Pillajo, 2017)

2.7 ESTADO DEL ARTE.

El estado del arte que precede a este trabajo hasta la fecha de su publicación se encuentra descrito en el Anexo1.

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DE PROTOTIPOS Y PROGRAMA DE ENSAYOS

En este capítulo se presenta prototipos y sus partes en detalle, además el programa de ensayos realizados sobre pórticos mixtos Acero-Hormigón rellenos de paneles de mampostería artesanal. En la sección 3.1 se describe la geometría del prototipo, sus tipos de conexiones con sus respectivos cálculos, enchapes y cimentación a detalle. Para la sección 3.2 a 3.4 trata sobre los posibles métodos de ensayo, el protocolo de carga elegido y su respectiva implantación en laboratorio, además se describe la secuencia de elaboración de cada ensayo. Finalmente, la sección 3.5 está enfocada en explicar el proceso completo del modelo numérico utilizando SeismoStruct.

3.1 DESCRIPCIÓN DE PROTOTIPOS.

Para este trabajo se ensayan dos prototipos con columnas compuestas y viga IPE. Al primero de ellos se aplicará una carga lateral hasta generar daños en el panel de relleno, posteriormente será reforzado mediante la técnica de enchape y se ensaya nuevamente ante carga lateral. El segundo de los prototipos tiene las mismas características, sin embargo, será enchapado sin haber sufrido daños previos y luego ensayado.

3.1.1 DIMENSIONES DE ELEMENTOS

3.1.1.1 Dimensiones Columna

Las columnas usadas en los prototipos son RCFT (Ver **Figura 17**), formadas por cuatro placas soldadas que forman un tubo de 175x150x5 [mm] de acero ASTM A36, el tubo está relleno de hormigón con resistencia a compresión $f'_c=210$ [kg/cm²]. Estas columnas poseen anclajes internos de 1Ø12 [mm] cada 30 [cm] soldadas a las columnas en las caras internas, con el objetivo de garantizar un comportamiento monolítico entre el hormigón de relleno y las placas de acero.

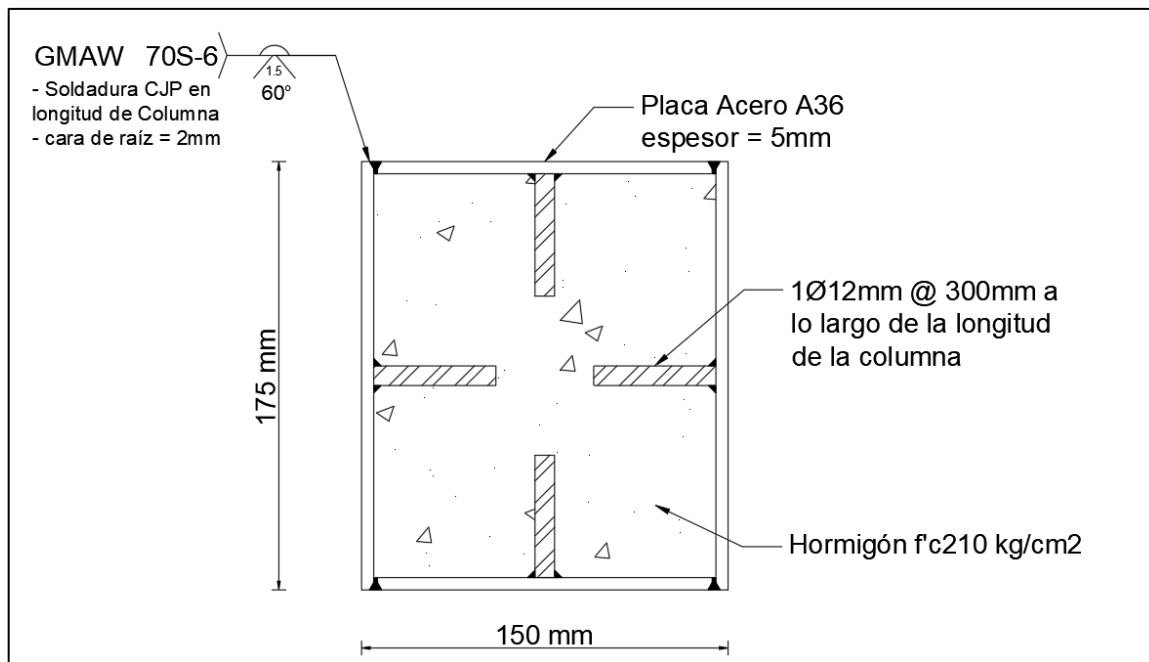


Figura 17. Columna RCFT 175mmx150mm.

Fuente: (Mosquera&Rosero)

Las columnas se analizan de acuerdo con el ANSI/AISC 360-16 (2016) en la Sección I1, donde las secciones rellenas sujetas a compresión axial y flexión pueden ser clasificadas en compactas, no compactas o esbeltas dependiendo de cuál es la relación entre el ancho y el espesor de los elementos de la sección (b/t ; h/t). Una sección es compacta si la máxima relación entre el ancho y espesor de sus elementos no es mayor a λ_p , si la máxima relación entre el ancho y espesor se encuentra entre λ_p y λ_r se trata de una sección no compacta; y si la máxima relación entre el ancho y espesor es mayor a λ_r la sección es esbelta. La relación ancho espesor máxima permitida y los valores de los factores anteriormente descritos se encuentra en el **ANEXO 5 TABLAS, Tabla 50 y Tabla 51.**

A pesar de lo indicado, para este trabajo se busca representar el reforzamiento de una estructura con columnas mixtas de secciones no solo compactas, sino altamente dúctiles (sísmicamente compactas), por ello se busca que la relación anchura espesor cumpla los límites especificados por el ANSI/AISC 341-16 (2016, p. 16). Los límites de la relación ancho espesor para secciones compuestas se muestran en **ANEXO 5 TABLAS, Tabla 52.**

Para las columnas que se utilizan en este trabajo se tienen los siguientes resultados:

$$\frac{b}{t} \leq 1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \quad (21)$$

$$\frac{(175 - 2 \cdot 5) \text{ mm}}{5 \text{ mm}} < 1.48 \sqrt{\frac{207000 \text{ MPa}}{1.5 \cdot 250 \text{ MPa}}}$$

$33 < 34.77$ OK, es un miembro altamente dúctil

3.1.1.2 Dimensiones Viga

Las vigas que se utilizan en este trabajo son IPE 220

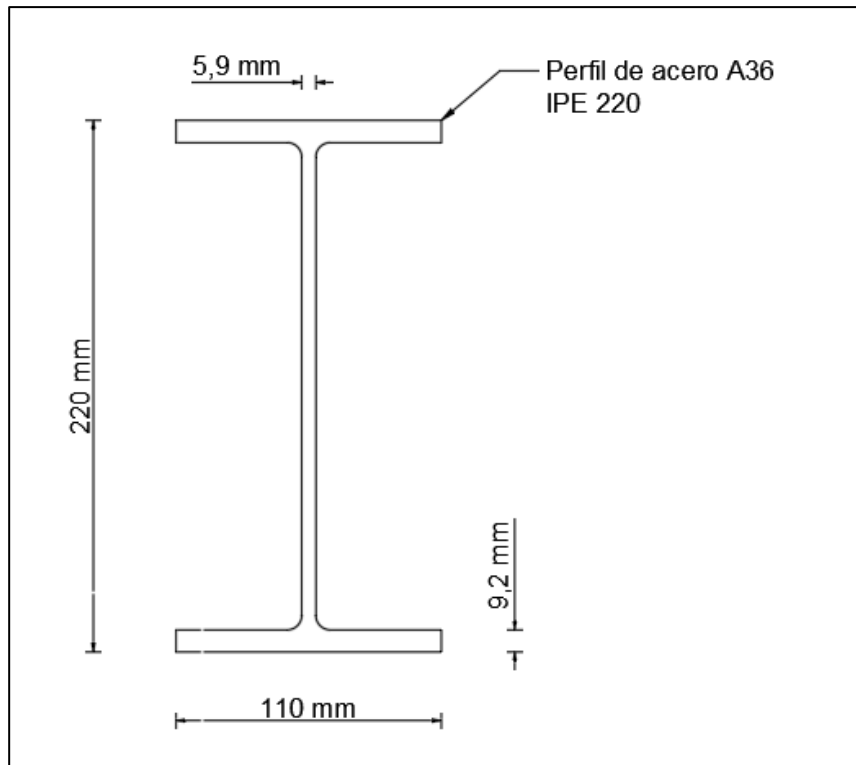


Figura 18. Viga IPE 220.

Fuente: (Mosquera&Rosero)

Las vigas también deben cumplir los límites de la relación ancho espesor en sus elementos para ser consideradas altamente dúctiles, esta revisión se realiza de acuerdo con el (ANSI/AISC 341-16, 2016, p. 14 y 15) (Ver **ANEXO 5 TABLAS, Tabla 43**).

Revisión para los patines de la Viga:

$$\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \quad (22)$$

$$\frac{55\text{mm}}{9.2\text{mm}} < 0.32 \sqrt{\frac{207000\text{MPa}}{1.5 \cdot 250\text{MPa}}}$$

5.98 < 7.52 OK, patines son altamente dúctil

Revisión para el alma de la Viga:

$$P_u = P_{software} \cdot 1.4 \quad (23)$$

$$P_u = 84.37 \text{ kN} \cdot 1.4 = 118.118 \text{ kN (12.04 Ton)}$$

$$P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_g \quad (24)$$

$$P_y = 1.5 \cdot 250\text{MPa} \cdot 3340\text{mm}^2 = 1252500 \text{ N}$$

$$P_y = 1252.5\text{kN (127.72 Ton)}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} \quad (25)$$

$$C_a = \frac{118.118 \text{ kN}}{0.9 \cdot 1252.5 \text{ kN}} = 0.105$$

$$C_a < 0.114$$

$$\frac{h}{t} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (1 - 1.04C_a) \quad (26)$$

$$\frac{(220 - 9.2 \cdot 2 - 12)\text{mm}}{5.9\text{mm}} < 2.57 \sqrt{\frac{207000\text{MPa}}{1.5 \cdot 250\text{MPa}}} (1 - 1.04 \cdot 0.105)$$

32.14 < 53.79 OK, alma es altamente dúctil

P_u : Resistencia axial requerida usando

P_y : Resistencia axial de fluencia

R_y : Relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo esfuerzo de fluencia esperado

F_y : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado

A_g : Area bruta de la sección

C_a : Relación entre resistencia axial requerida y resistencia de fluencia

ϕ_c : Factor de resistencia por compresión 0,9

3.1.2 GEOMETRÍA, DISEÑO Y DIMENSIONES DE PROTOTIPOS

El marco de 2,60 x 2,40 metros se encuentra relleno por mampostería de bloques artesanales cuyas dimensiones son 40x20x10 [cm] (Ver **Figura 19**).

Las secciones de los prototipos se obtuvieron teniendo en cuenta tres factores:

- Aplicación en viviendas de la ciudad de Quito.
- La facilidad para que los resultados sean comparados con los resultados de trabajos similares realizados en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV).
- Limitaciones de laboratorio.

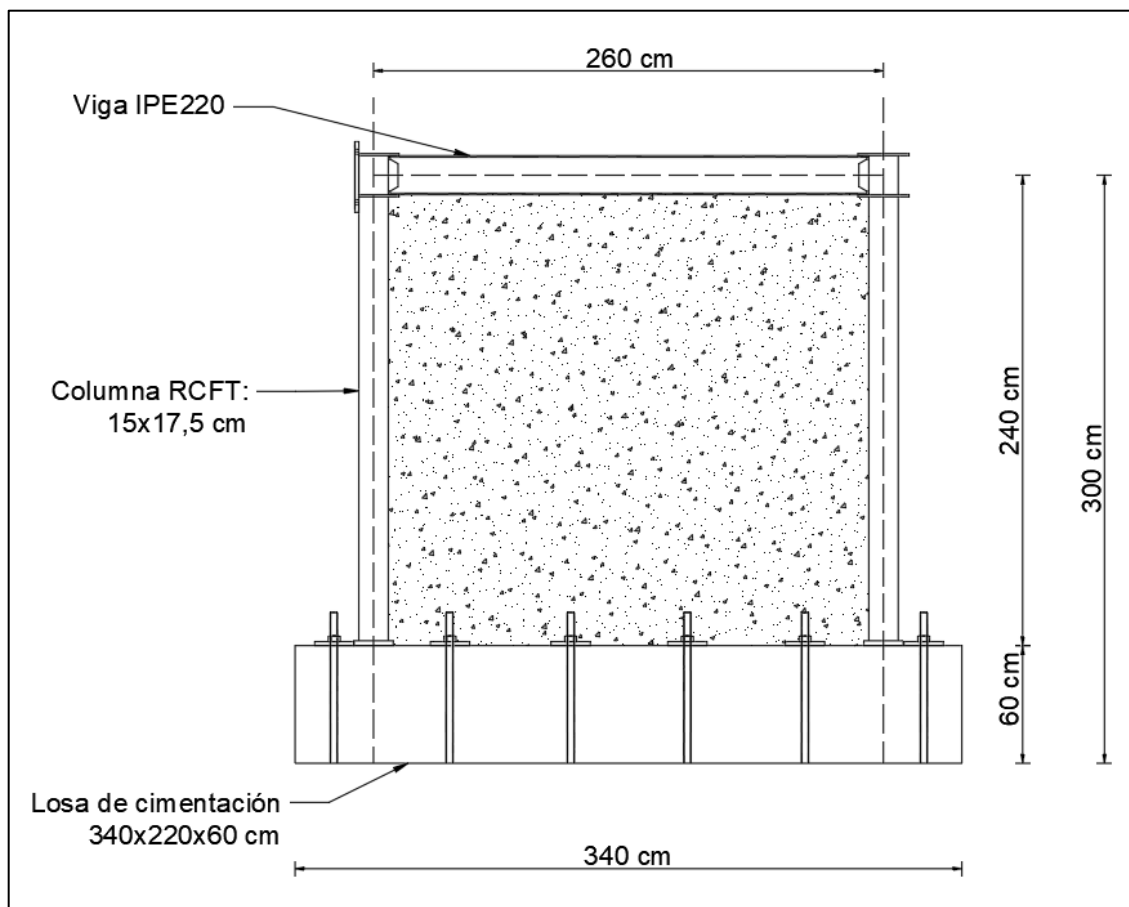


Figura 19. Dimensiones de prototipo reforzado.

Elaborado: (Mosquera&Rosero 2021)

3.1.2.1 Aplicación en viviendas de la ciudad de Quito

Las secciones utilizadas de vigas y columnas cumplen con el diseño de una vivienda tipo para la ciudad de Quito que posee todo lo necesario para que una familia de clase media de la ciudad pueda satisfacer sus necesidades (3 dormitorios, cocina, comedor, 2 salas, estudio, 2 baños, área de lavado, jardín y garaje). Los planos de la vivienda se muestran en **ANEXO 4 VIVIENDA TIPO**, *Figura 211* y *Figura 212*.

3.1.2.2 La facilidad para que los resultados sean comparados con los resultados de trabajos similares realizados en el Centro de Investigación de la Vivienda.

Se espera que los resultados de este trabajo puedan ser comparados con el trabajo similar realizado en el CIV que utiliza un pórtico con columnas y vigas de sección IPE200 con uniones prefabricadas BFP (Bolted Flange Plate) como se muestra en la *Figura 20*.

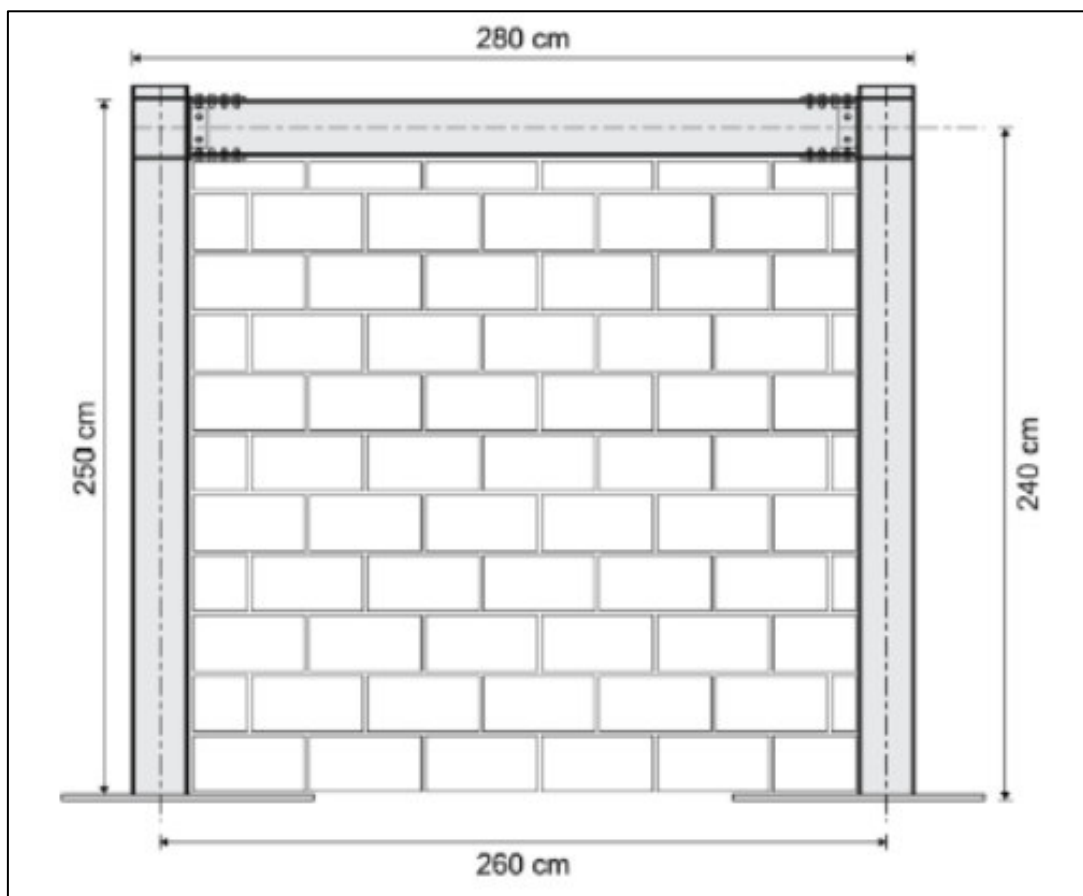


Figura 20. Prototipo encontrado en el CIV.

Para tener un pórtico con comportamiento similar al anteriormente indicado (buscando una similar resistencia, ductilidad y rigidez) se han determinado las curvas de capacidad del pórtico con columnas y vigas con sección IPE200 y a partir de esta se ha buscado distintas combinaciones de columnas RCFT y vigas IPE200 que puedan tener una curva de capacidad similar.

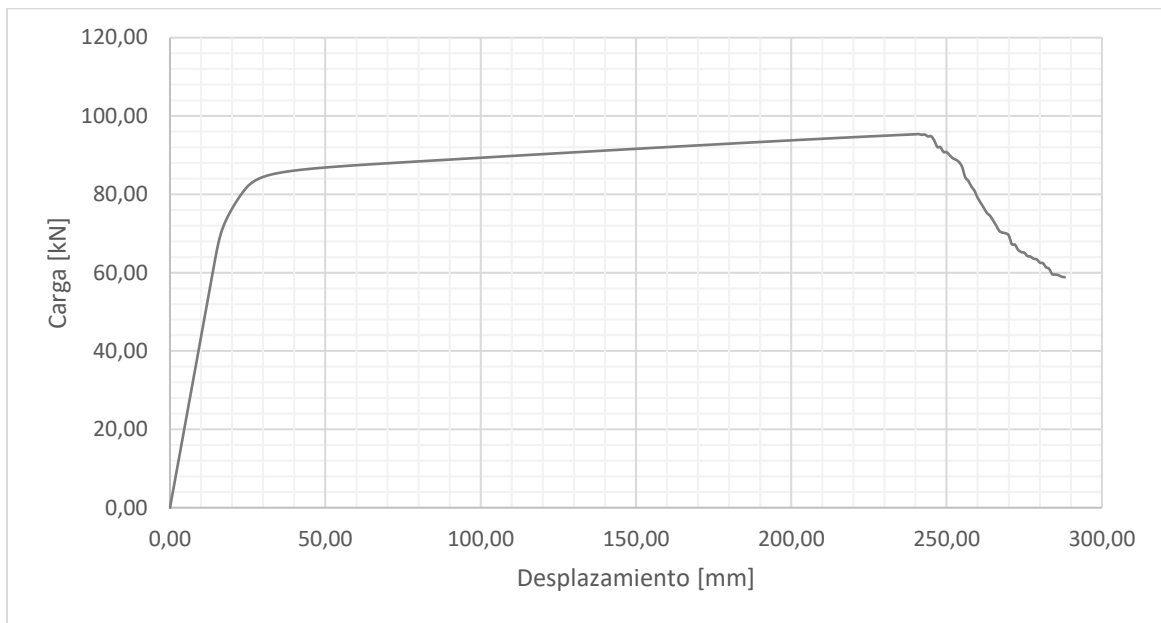


Figura 21. Curva de capacidad de pórtico objetivo.

Elaborado: (Mosquera&Rosero 2021)

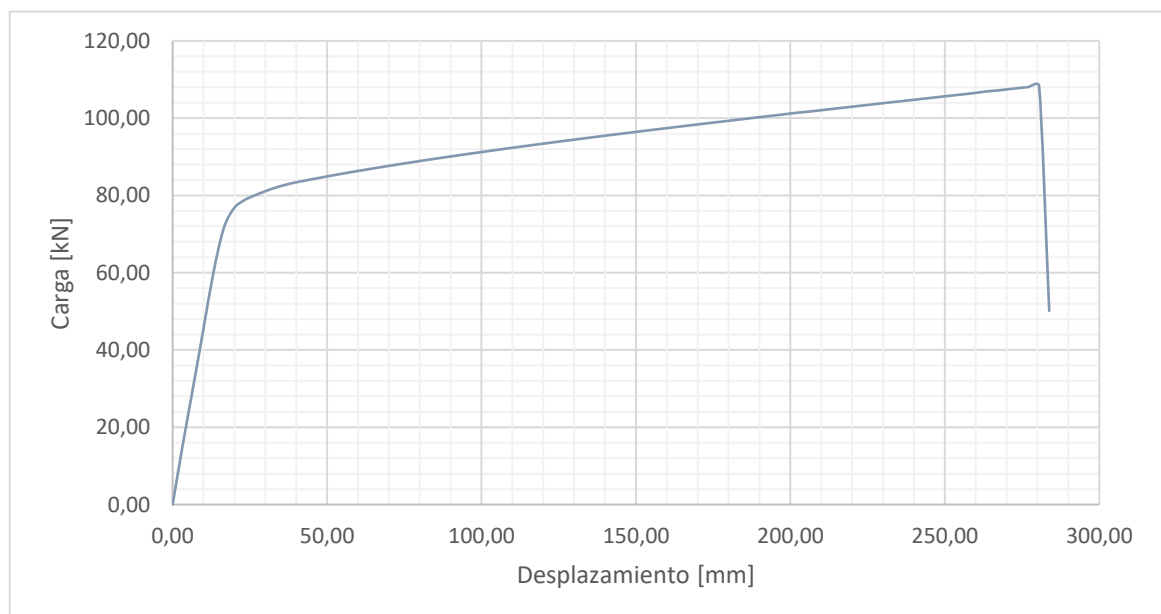


Figura 22. Curva de capacidad de pórtico de este proyecto

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El pórtico escogido consta de una viga IPE220 de acero ASTM A36 conectada a dos columnas RCFT que están formadas por cuatro placas soldadas que forman una sección rectangular de 175x150x5 [mm] de acero ASTM A36, con un relleno hormigón de resistencia $f'_c=210$ [kg/cm²]. Las curvas de capacidad del pórtico escogido y el pórtico objetivo fueron obtenidas utilizando el software SeismoStruct de Seismosoft (2020) y se muestran en las Figura 21 y Figura 22 respectivamente.

3.1.2.3 Limitaciones de Laboratorio

El pórtico no debe resistir más de lo que el gato de carga del laboratorio puede entregar, por esta razón se estima primero la resistencia del pórtico con el panel relleno. Para ello se realiza un modelo en SesismoStruct donde el relleno se modela como “Inelastic infill panel element”, que son elementos 3D de longitud cero que tienen propiedades de plasticidad acopladas para las dos direcciones de corte (ejes 2 y 3 en el sistema de coordenadas locales del elemento), mientras que se caracterizan por un comportamiento elástico lineal para los cuatro tipos de deformación restantes.

Curve Types	Curve Parameters
Strut Curve inf_strut	Strut Curve Parameter(s) 1,5280E+006 2325,00 0,00 0,0012 0,006 0,004 0,0006 0,004 1,15 0,2
Shear Curve inf_shear	Shear Curve Parameter(s) 204,00 0,58 480,00 1,50
	Panel Thickness t (m) 0,10
	Out-of-plane failure drift (% of vert. panel side) 5,00
	Strut Area 1 (m2) 0,06
	Strut Area 2 (% of Strut Area 1) 20,00
	Equival. contact length hz (% of vert. panel side) 18,00
	Horiz. offset xo (% of horiz. panel side) 2,40
	Vert. offset yo (% of vert. panel side) 2,40
	Proportion of stiffness assigned to shear (%) 20,00
	Specific Weight (KN/m3) 16,00
Damping None	

Figura 23. Datos calibrados y utilizados para modelar la mampostería en SeismoStruct.

Fuente: SeismoSoft2020

El comportamiento en las direcciones de corte se basa en el comportamiento histórico propuesto por Wen (1976) y Park et al. (1986). En la **Figura 23** y **Figura 24** se observa los valores utilizados para la modelación del panel de mampostería.

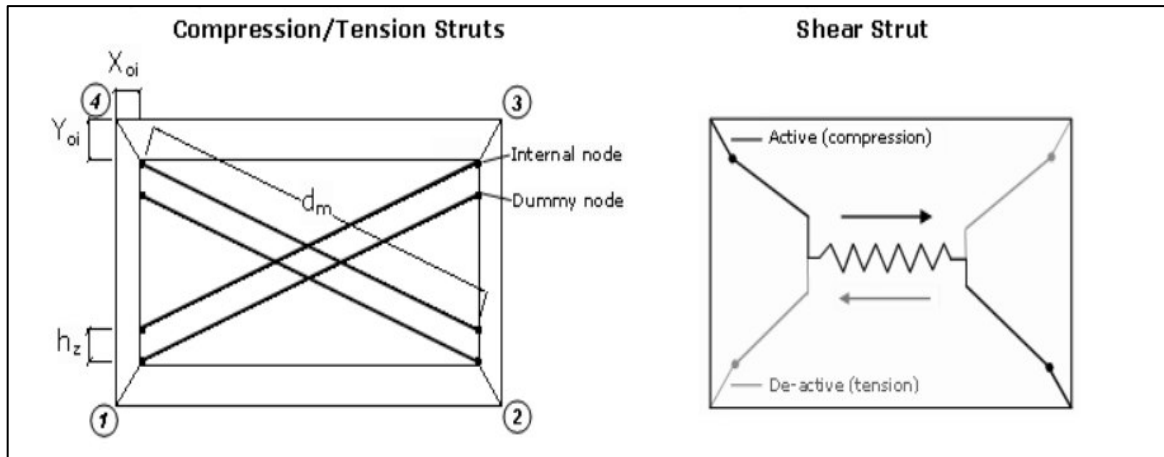


Figura 24. Teoría de modelado de "Inelastic infill panel element" en SeismoStruct.

Elaborado: (Mosquera&Rosero 2021)

Los valores para esta modelación se obtuvieron de forma teórica y por experiencias previas, para pórtico objetivo y para pórtico de este proyecto se le incluye el mismo panel. En la **Figura 25** y **Figura 26** se observa las curvas resultantes de la modelación.

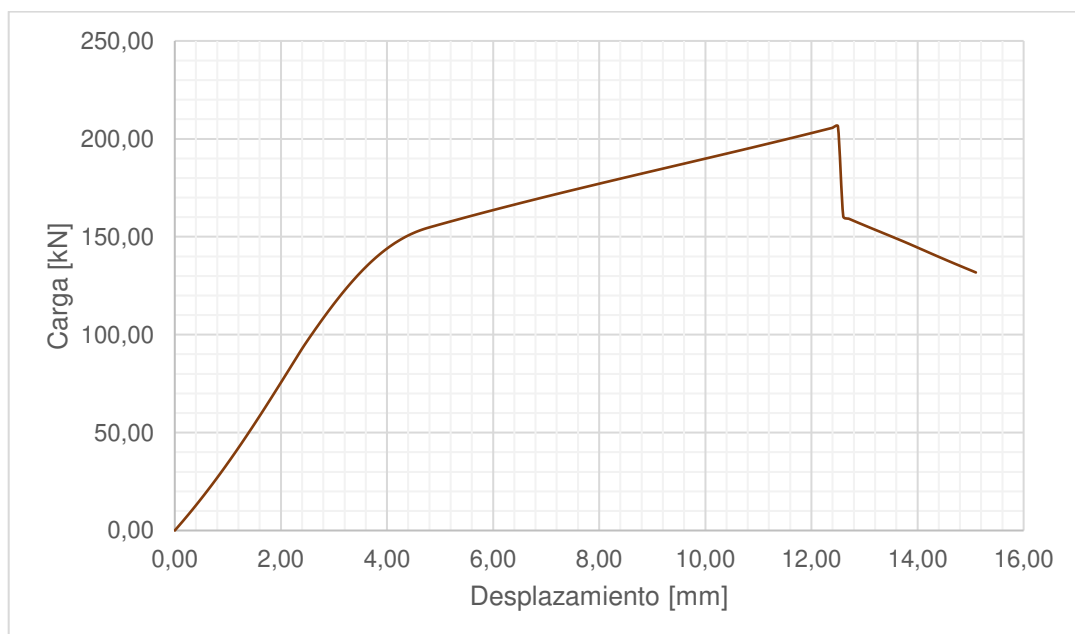


Figura 25. Curva de capacidad analítica de pórtico objetivo relleno de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

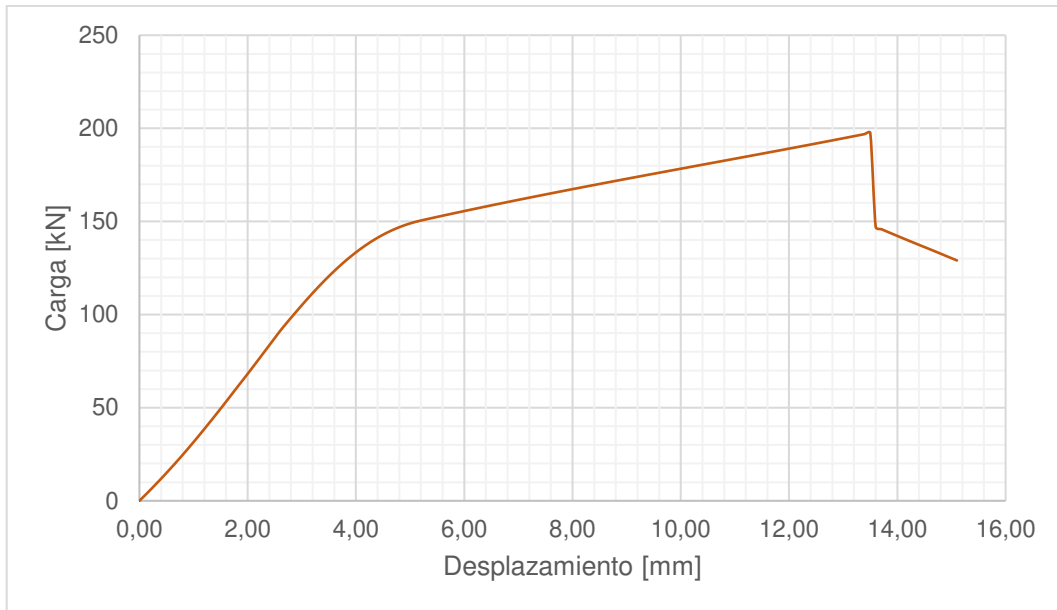


Figura 26. Curva de capacidad analítica de pórtico de este proyecto relleno de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Del modelo se obtiene una resistencia máxima aproximada de 200 [kN]. Sin embargo, esta es la resistencia del marco relleno sin realizar un reforzamiento, en la **Figura 27** se observa la curva de capacidad una vez realizado el reforzamiento con un espesor de enchape de 4[cm] y una malla electrosoldada de $\Phi 5\text{mm}@15\text{cm}$.

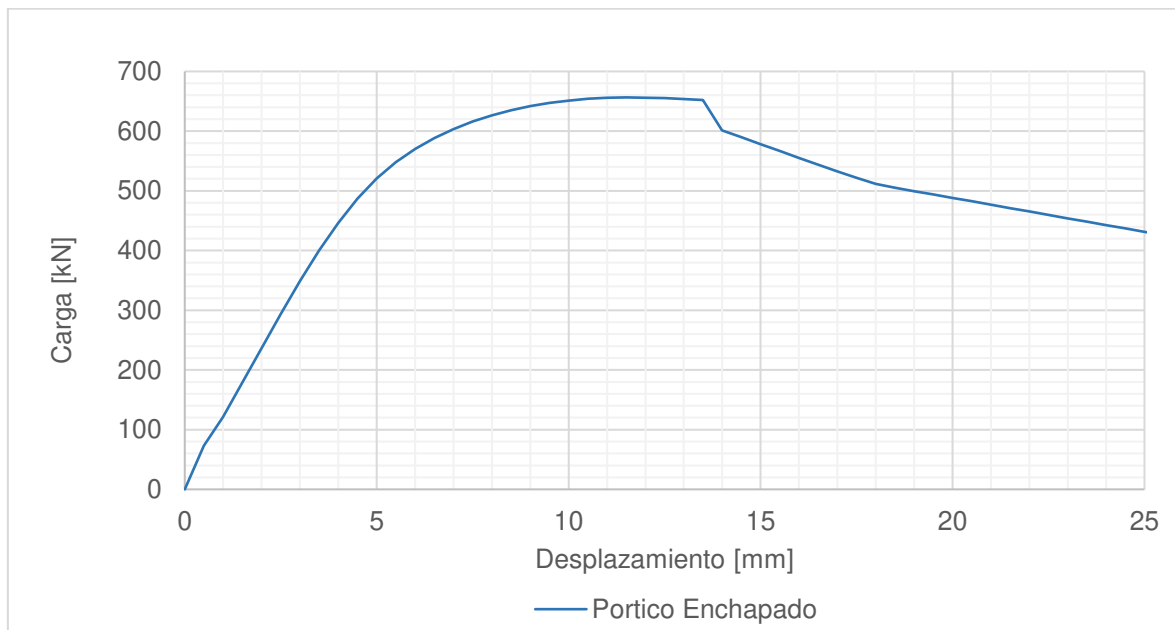


Figura 27. Curva de capacidad analítica esperada para pórtico con pared y enchape

Elaboración: Mosquera&Rosero (2021)

Según lo obtenido se espera una carga máxima de aproximadamente 68 toneladas, en el pórtico enchapado sin daño previo. Valor que es necesario para verificar la capacidad de carga en el CIV. Cabe recalcar que las curvas obtenidas en esta sección fueron calibradas con datos experimentales y experiencias de anteriores trabajos de investigación, previo a la realización de ensayos.

3.1.3 CONEXIONES VIGA-COLUMNA

Las conexiones viga-columna utilizadas en los prototipos son diseñadas por estado límite último de acuerdo al manual de diseño de CIDECT, al documento del AIJ y las consideraciones para la placa de corte del ANSI/AISC 358-16 (2016), ya que el manual de diseño de CIDECT y el AIJ se enfocan en la evaluación de la resistencia a corte del panel del alma de la columna y la resistencia a flexión de la conexión viga-columna, donde la resistencia de los miembros compuestos se evalúa usando el método de superposición.

3.1.3.1 Resistencia a corte del panel del alma de la columna

Las dimensiones del panel de corte deben ser las que lleven a que la resistencia a corte del panel del alma de la columna $V_{c,w}^*$ sea mayor o igual a la fuerza cortante de diseño $V_{c,w}$. Las revisiones correspondientes se realizan usando las ecuaciones (13),(14),(15) y (16) que se muestran en la sección 2.6.1.2.1 de este trabajo.

$$\beta = 2.5 \frac{h_{c,w} - 2t_{c,w}}{h_b - 2t_d} = 2.5 \frac{150 - 2(5)}{220 - 2(10)} \leq 4.0$$

$$\beta = 1.75 \leq 4.0 \quad \text{ok}$$

$$A_{c,w} = 2(h_{c,w} - t_{c,w})t_{c,w} = 2(150 - 5)5 = 1450 \text{ [mm]}$$

$$A_{c,w} = A_{c,w} = (h_{c,w} - 2t_{c,w})(h_b - 2t_d) = (150 - 2(5))(220 - 2(10))$$

$$A_{c,p} = 28000 \text{ [mm]}$$

$$V_{c,w}^* = 1.2 \left(A_{c,p} \cdot \beta \frac{f_c}{10} + A_{c,w} \frac{f_{c,y}}{\sqrt{3}} \right) = 1.2 \left(28000 * 1.75 * \frac{20.58}{10} + 1450 * \frac{248.21}{\sqrt{3}} \right)$$

$$V_{c,w}^* = 370359 \text{ [N]} = 370,36 \text{ [kN]} \quad (37.77 \text{ Ton})$$

En donde:

$A_{c,p}$: Área de corte del panel de concreto en la columna.

f_c : Resistencia a compresión del cilindro de concreto.

$f_{c,y}$: Esfuerzo de fluencia del acero de la columna.

$A_{c,w}$: Área de corte de panel de acero de la columna.

β : Factor de incremento en función de la relación entre la altura y la profundidad del panel de corte de concreto.

t_c, w : Espesor de sección de acero de la columna.

$h_{c,w}$: Profundidad de sección de acero de la columna.

h_b : Altura de la viga.

td : Espesor de placa del diafragma.

Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño, los momentos de las vigas ubicados a la derecha e izquierda de la conexión (M_{b1} , M_{b2}) y de los cortantes de las columnas que se encuentran en la parte superior e inferior de la conexión (V_{c1} , V_{c2}) se tomaron del modelo realizado en SeismoStruct para los estados límite a los que se hace el ensayo del prototipo (Ver **Tabla 4**, **Tabla 5** y **Figura 28**). Los máximos valores son obtenidos en la conexión que recibe la carga desde el gato cuando es ensayado sin mampostería ni reforzamiento.

Tabla 4

Tabla de Momentos y Cortantes obtenidos en SeismoStruct para diseño de conexión.

		Momentos				Corte			
		Conexión 1		Conexión 2		Conexión 1		Conexión 2	
		M_{c1}	M_{b1}	M_{c2}	M_{b2}	V_{c1}	V_{b1}	V_{c2}	V_{b2}
Pórtico	[kN.m]	68,99	-69,32	74,35	-74,35	61,68	32,19	53,39	78,35
Pórtico+Pared	[kN.m]	53,43	-49,74	57,9	-55,49	45,21	17,41	47,65	63,56
Pórtico+Enchape	[kN.m]	46,09	10,36	56,58	-10,42	39,78	-23,05	47,05	23,1
Máx.	[kN.m]	68,99	-69,32	74,35	-74,35	61,68	-23,05	53,39	23,1

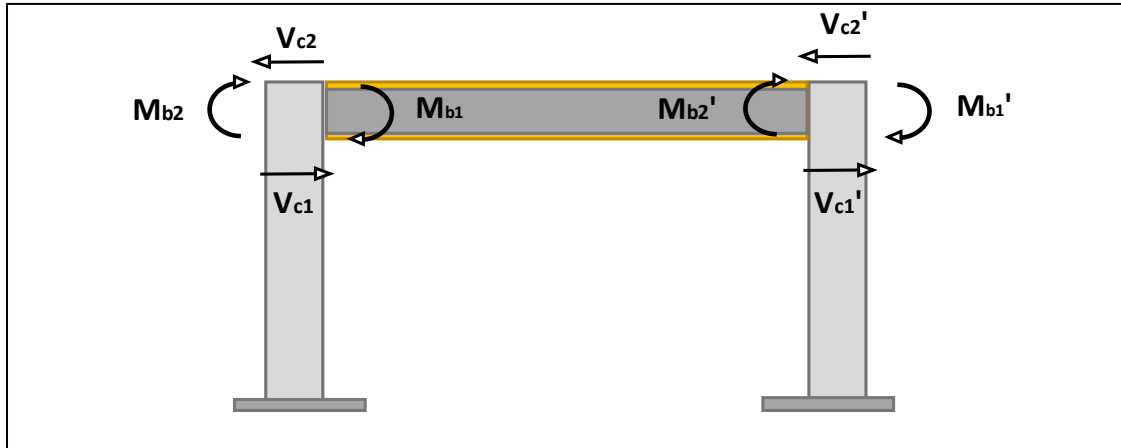


Figura 28. Esquema de momentos y cortantes de acuerdo con su signo.

Elaboración: Mosquera&Rosero (2021)

Tabla 5

Tabla de Cortantes para cada estado de carga obtenidos en SeismoStruct para diseño de conexión.

		$V_{c,w}$	$V_{c,w}'$
Pórtico	[kN]	298,00	326,01
Pórtico + Pared	[kN]	213,35	239,41
Pórtico + Enchape	[kN]	-69,04	25,91

$$V_{c,w} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b + t_{b,f}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = \frac{74350 \text{ [kN}\cdot\text{mm]}}{220 - 9.2 \text{ [mm]}} - \frac{0 + 53.39 \text{ [kN]}}{2}$$

$$V_{c,w} = 326.01 \text{ kN (33.24 Ton)}$$

$$V_{c,w}^* \geq V_{c,w}$$

$$370,36 \text{ [kN]} \geq 326.01 \text{ [kN]} \quad \text{ok}$$

$$(37.77 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}) \geq 33.24 \text{ [Ton}\cdot\text{m]} \quad \text{ok}$$

3.1.3.2 Resistencia a Flexión de conexión viga columna

El diseño a flexión se realiza para que la capacidad a flexión última de la conexión ($M_{j,cf}^*$) sea mayor o igual a la demanda a flexión de la conexión ($M_{c,f}$). Las revisiones correspondientes se realizan usando las fórmulas y tomando en cuenta los límites de validez que se muestran en el punto 2.6.1.2 de este trabajo. Las revisiones realizadas se pueden observar en la **Tabla 6**.

Tabla 6.

Revisión de rangos de validez de fórmulas para diseño de conexión a flexión, aplicados en este proyecto.

Range of validity			
$tc,w [mm] =$	5	OK	
$tb,f [mm] =$	9,2	OK	
$td [mm] =$	10	OK	
$bc/tc =$	35	OK	
$hc/tc =$	30	OK	
$td/tc =$	2	OK	
$td \geq tb,f$		OK	
$hd/bc \geq$	0,1 $tb,f/td$	(Type I)	
	0,15 $tb,f/td$	(Type II)	
	0,092	X	(Type I)
0,285 \geq	0,138	OK	(Type II)

$20 \leq bc/tc \leq 50$; $0,75 \leq td/tc \leq 2,0$; $td \geq tb,f$; $hd/bc \geq 0,1 tb,f/td$ (Type I). $hd/bc \geq 0,15 tb,f/td$ (Type II).

Nota:

Symbols: $b =$ Width $d =$ Diameter $h =$ Height $t =$ Thickness $\Theta =$ Slope of diaphragm

Subscript: $b =$ Beam $c =$ Colum $d =$ Diaphragm $f =$ Beam flange $h =$ hole

La conexión que se realiza es el tipo 3 de la **Figura 15** con un diafragma de acero ASTM A572 Gr 50 que tiene un esfuerzo de fluencia de 345 MPa.

$$P_{b,f1}^* = 1.43(b_c + 2h_d - d_{h,d})^2 \frac{b_{b,f} t_d}{d_h^2} f_{d,y} \quad (27)$$

$$P_{b,f1}^* = 1.43(175 + 2(50) - 120)^2 \frac{110 * 10}{120^2} * 345$$

$$P_{b,f1}^* = 905417 N = 905.42 [kN] \quad (92.39 Ton)$$

$$P_{b,f2}^* = 1.43(b_c + 2h_d - d_{h,d}) t_d f_{d,y} \quad (28)$$

$$P_{b,f2}^* = 1.43(175 + 2(50) - 120) * 10 * 345$$

$$P_{b,f2}^* = 764692 N = 764.69 [kN] \quad (78.03 Ton)$$

La carga axial en el patín de la viga sometido a flexión, necesario para calcular la capacidad flexural última de la conexión es el menor entre $P_{b,f2}^*$ y $P_{b,f1}^*$.

$$P_{b,f}^* = 764.69 [kN] \quad (78.03 Ton) \text{ ok}$$

$$M_{j,cf}^* = P_{b,f}^* (h_b - t_{b,f}) \quad (29)$$

$$M_{j,cf}^* = 764692 kN * (220 - 9.2) mm = 161197 [kN.mm]$$

$$M_{j,cf}^* = 161.20 \text{ [kN.m]} \quad (16.44 \text{ Ton.m})$$

En donde:

$P_{b,f}^*$: Carga axial en el patín de la viga sometido a flexión.

tb, f : Espesor del patín de la viga.

hb : Altura de la viga.

La demanda en la cara de la columna se determina con la fórmula (20), esta requiere del valor del momento plástico que se calcula con la ecuación (30).

$$M_{pl} = F_y Z_x M_{pl} \quad (30)$$

$$M_{pl} = 273277.38 \text{ mm}^3 * 248.21 \text{ MPa}$$

$$M_{pl} = 67830178 \text{ N.mm} = 67.83 \text{ [kN.m]} \quad (6.92 \text{ Ton.m})$$

$$M_{cf} = \frac{L}{L - L_{haunch}} \alpha M_{pl} = \frac{1225 \text{ [mm]}}{1225 \text{ [mm]} - 50 \text{ [mm]}} 1.3 * 67.83 \text{ [kN.m]}$$

$$M_{cf} = 91.93 \text{ [kN]} \quad (9.38 \text{ Ton})$$

En donde:

L_{haunch} : La distancia entre la cara de la columna y la terminación del diafragma

α : El factor de sobre resistencia.

M_{pl} : Momento plástico de la viga de acero.

L : Longitud desde la cara de la columna hasta el punto de inflexión.

F_y : Esfuerzo de fluencia de la viga utilizada.

Z_x : Modulo plástico de la sección en el eje "x".

Finalmente se debe cumplir la inecuación $M_{j,cf}^* \geq M_{cf}$ que se muestra a continuación.

$$161.20 \text{ [kN.m]} \geq 91.93 \text{ [kN.m]} \quad \text{ok}$$

$$(16.44 \text{ [Ton.m]}) \geq 9.38 \text{ [Ton.m]} \quad \text{ok}$$

3.1.3.3 Diseño Placa de Corte

Las placas de corte de las conexiones se diseñan tomando las consideraciones del capítulo 8 del ANSI/AISC 358-16 (2016) para conexiones WUF-W que están diseñadas para pórticos especiales a momento (SMF) y pórticos intermedios a momento (IMF). En el diseño de estas conexiones se controla la ruptura de la conexión con criterios de detallamiento especiales asociados con las soldaduras que unen los patines de la viga a la columna, y la forma y el acabado de los orificios de acceso a la soldadura. En la **Figura 29** se muestra una vista general de la conexión.

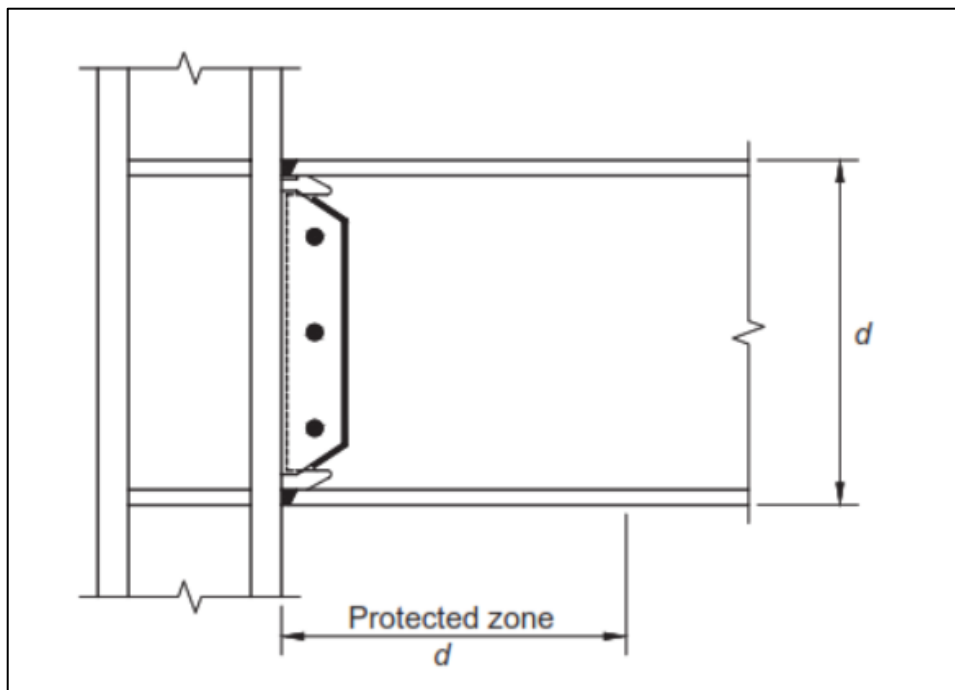


Figura 29. Placa de corte para conexión WUF-W.

Fuente: (ANSI/AISC 358-16 , 2016)

3.1.3.3.1 Paso 1 de diseño.

Se calcula el momento máximo probable en la rótula plástica (M_{pr}), de acuerdo con la ecuación (31) de la sección 2.4.3 del ANSI/AISC 358-16. Para las conexiones WUF-W el valor del módulo plástico efectivo de la sección en la rótula plasticidad (Z_e) es igual al módulo plástico efectivo de la sección bruta de la viga en la rótula plástica (Z_x).

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e \quad (31)$$

Donde:

M_{pr} : Máximo momento probable en la rótula plástica

C_{pr} : Factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión incluyendo el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión. Para conexiones de tipo WUF-W se recomienda que este valor sea 1.4, sin embargo, es un valor que castiga mucho a la conexión y debido a que en este caso el aporte del diafragma en la conexión no se tomó en cuenta, se decide determinar el C_{pr} con la ecuación (32) especificada por el mismo ANSI/AISC 358-16, para castigar menos al pórtico apoyados en el extra de resistencia que puede aportar el diafragma.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (32)$$

$$C_{pr} = \frac{248.21 + 400}{2(248.21)} = 1.305$$

R_y : Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado, es 1.5 para acero A36 tomado del AISC Seismic Provisions.

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del elemento.

Z_e : Módulo plástico efectivo de la sección en la localización de la rótula plástica.

Z_e : Módulo efectivo de la sección en la localización de la rótula plástica.

$$Z_e = Z_x = 273277.38 [mm^3]$$

$$M_{pr} = 1.305 \cdot 1.5 \cdot 248.21 [MPa] \cdot 273277.38 [mm^3]$$

$$M_{pr} = 132855846 [N \cdot mm]$$

$$M_{pr} = 132.86 [kN \cdot m] \quad (13.56 \text{ Ton} \cdot m)$$

3.1.3.3.2 Paso 2 de diseño.

Se calcula la fuerza de corte "Vh", en la rótula plástica en cada final de la viga. Este valor se debe calcular a partir de un diagrama de cuerpo libre del pórtico que posee la viga, entre las rótulas plásticas. Para el cálculo de la fuerza de corte "Vh" se asume como el momento en cada rótula plástica el valor de "Mpr" calculado

anteriormente. Además, se asume que la rótula plástica ocurre después del diafragma de la conexión obteniendo una distancia entre las rótulas plásticas de 2.35 [m].

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (33)$$

$$V_h = \frac{2 \cdot 132.86 \text{ [kN} \cdot \text{m]}}{2.35 \text{ [m]}}$$

$$V_h = 113.07 \text{ [kN]} \quad (11.54 \text{ Ton})$$

3.1.3.3.3 Paso 3 de diseño.

Las dimensiones de la placa deben cumplir con los requerimientos del capítulo 8 del ANSI/AISC 358-16 (2016), algunos límites dimensionales se encuentran indicados en la **Figura 30**.

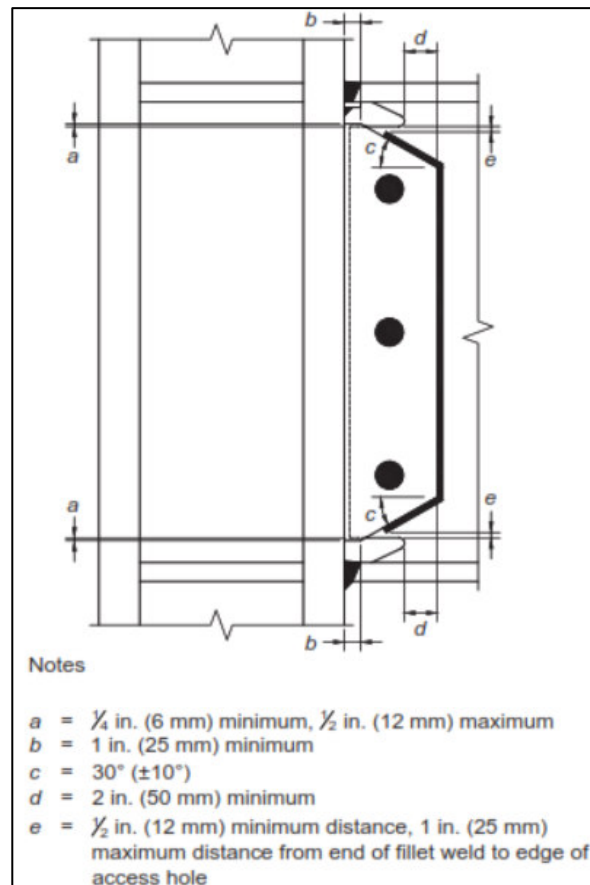


Figura 30. Límites de dimensiones en placa de corte de conexión WUF-W.

Fuente: (ANSI/AISC 358-16 , 2016)

De acuerdo con la **Figura 30** se han escogido los siguientes valores para la placa:

$$a = 6 \text{ [mm]}$$

$$b = 40 \text{ [mm]}$$

$$c = 25^\circ$$

$$d = 50 \text{ [mm]}$$

$$e = 13.85 \text{ [mm]}$$

Adicionalmente a los límites impuestos por el AISC, al estar utilizando una conexión de la norma AIJ y el manual de diseño de CIDECT, deberá dimensionarse de acuerdo con los requerimientos de la **Figura 31**.

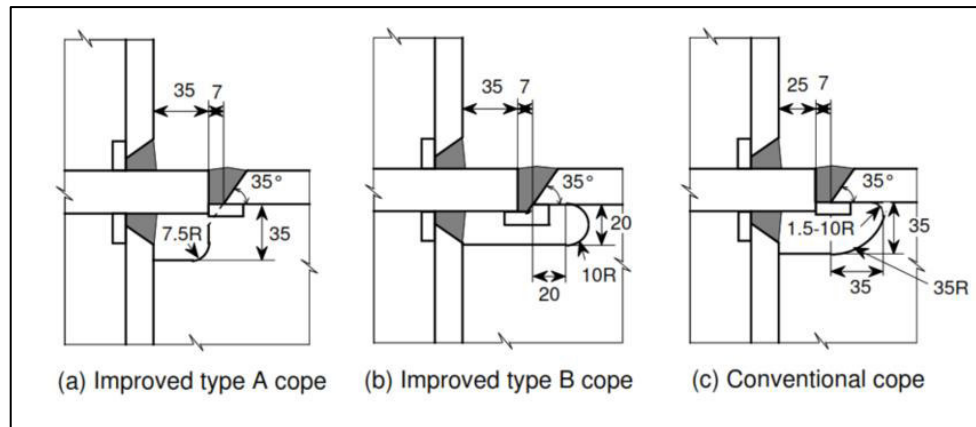


Figura 31. Tipos de detalles para conexiones con diafragma.

Fuente: (Cidect, 2004)

La geometría final de la placa será la que se muestra en la **Figura 32**.

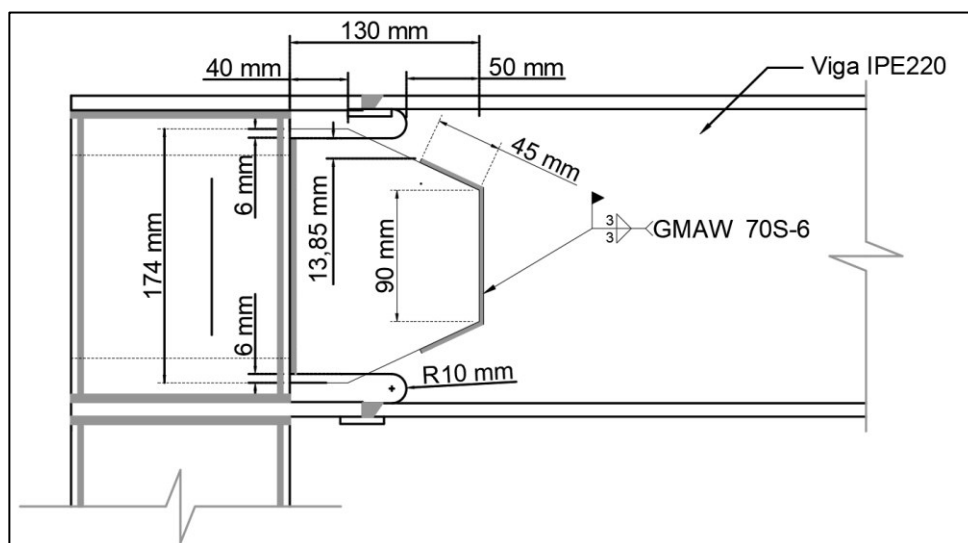


Figura 32. dimensiones en placa de corte de conexión.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.1.3.3.4 Paso 4 de diseño.

Se realiza el diseño de la placa de corte entre la viga y la columna calculando el corte último con la ecuación (34):

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} \quad (34)$$

Para ello es necesario el valor del cortante en la viga por gravedad en la conexión, que se obtiene del modelo realizado en seismostruct para los tres estados límites a los que se va a ensayar el prototipo: Pórtico vacío, pórtico con mampostería y pórtico con mampostería reforzada (Ver **Tabla 7**).

Tabla 7.

Cortantes en la conexión obtenidos en seismostruct para los tres estados de ensayo.

Pórtico	78,35	[kN]
Pórtico + Mampostería	63,56	[kN]
Pórtico + Mampostería + Enchape	23,1	[kN]

De ellos se utiliza el valor obtenido en el pórtico al ser el más crítico y se obtiene el cortante último.

$$V_u = 113.07 + 78.35$$

$$V_u = 191.42 \text{ [kN]} \quad (19.53 \text{ Ton})$$

3.1.3.3.5 Paso 5 de diseño.

El quinto paso es revisar la placa base, para ello se revisa la placa de corte para los estados límites de:

- Fluencia por corte en la placa:

$$\phi V_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \implies \phi = 1 \quad (\text{Sección J4 de: ANSI/AISC 360 - 16}) \quad (35)$$

$$\phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot 248.21 \text{ [MPa]} \cdot \frac{174 + 90}{2} \text{ [mm]} \cdot 5 \text{ [mm]}$$

$$\phi V_{nf} = 98291 \text{ [N]} = 98.29 \text{ [kN]} \quad (10.03 \text{ Ton})$$

- Ruptura por corte en la placa:

$$\phi V_n = \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \implies \phi = 0.75 \text{ (Sección J4 de: ANSI/AISC 360 – 16)} \quad (36)$$

en soldadura Agv es igual a Anv

$$\phi V_n = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 400 \text{ [MPa]} \cdot \frac{174 + 90}{2} \text{ [mm]} \cdot 5 \text{ [mm]}$$

$$\phi V_{nr} = 118800 \text{ [N]} = 118.80 \text{ [kN]} \quad (12.12 \text{ Ton})$$

ϕV_n es el menor entre ϕV_{nr} y ϕV_{nf}

$$\phi V_n = 98.29 \text{ [kN]} < V_u = 191.92 \text{ [kN]} \quad \text{No cumple}$$

Colocando dos placas:

$$\phi V_n = 196.58 \text{ [kN]} > V_u = 191.42 \text{ [kN]} \quad \text{ok}$$

3.1.3.3.6 Paso 6 de diseño.

El sexto paso es revisar el metal de aporte, para ello se revisa la resistencia para la soldadura de 3 [mm] longitudinal y transversal en la placa de corte por separado para luego determinar total. La soldadura aplicada es GMAW 70S-6 de diámetro 1,2mm con F_{EXX} de 482.63 [MPa] (4921.45 kg/cm²).

- Resistencia nominal de soldadura diagonal:

$$R_n = (0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \phi) \cdot (0.707 \cdot w \cdot l)) \quad (37)$$

Al ser dos diagonales el resultado se multiplica por dos

$$R_n = 2 * (0.6 \cdot 482.63 \text{ MPa} \cdot (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} 25) \cdot (0.707 \cdot 3 \text{ mm} \cdot 45 \text{ mm}))$$

$$R_n = 62871 \text{ N} = 62.87 \text{ [kN]} \quad (6.4 \text{ Ton})$$

- Resistencia nominal de soldadura transversal:

$$R_n = (0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (0.707 \cdot w \cdot l)) \quad (38)$$

$$R_n = (0.6 \cdot 482.63 \text{ MPa} \cdot (0.707 \cdot 3 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}))$$

$$R_n = 55277 \text{ N} = 55.28 \text{ [kN]} \quad (5.6 \text{ Ton})$$

De acuerdo con el ANSI/AISC 360-16 en la sección J2 cuando se tienen soldaduras transversales y longitudinales se debe utilizar los estados de la ecuación (39) y (40):

$$R_{n1} = R_{nwl} + R_{nwt} \quad (Ec J2 - 10(a) AISC 360 - 16) \quad (39)$$

$$R_{n1} = 62.87 + 55.28 = 118.15 [kN] \quad (12.06 Ton)$$

$$R_{n2} = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt} \quad (Ec J2 - 10(b) AISC 360 - 16) \quad (40)$$

$$R_{n2} = 0.85 \cdot 62.87 + 1.5 \cdot 55.28 = 136.36 [kN] \quad (13.91 Ton)$$

Resistencia de diseño con una placa:

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 136.36 kN = 102.27 [kN] \quad (10.44 Ton)$$

Resistencia de diseño para dos placas:

$$\phi R_n = 204.54 kN (20.87 Ton) > 191.42 [kN] (19.53 Ton)$$

$$\phi R_n > V_u \quad \text{ok}$$

Una vez realizado el diseño en la **Figura 33** y **Figura 34** se observa el detalle de la conexión Viga-Columna.

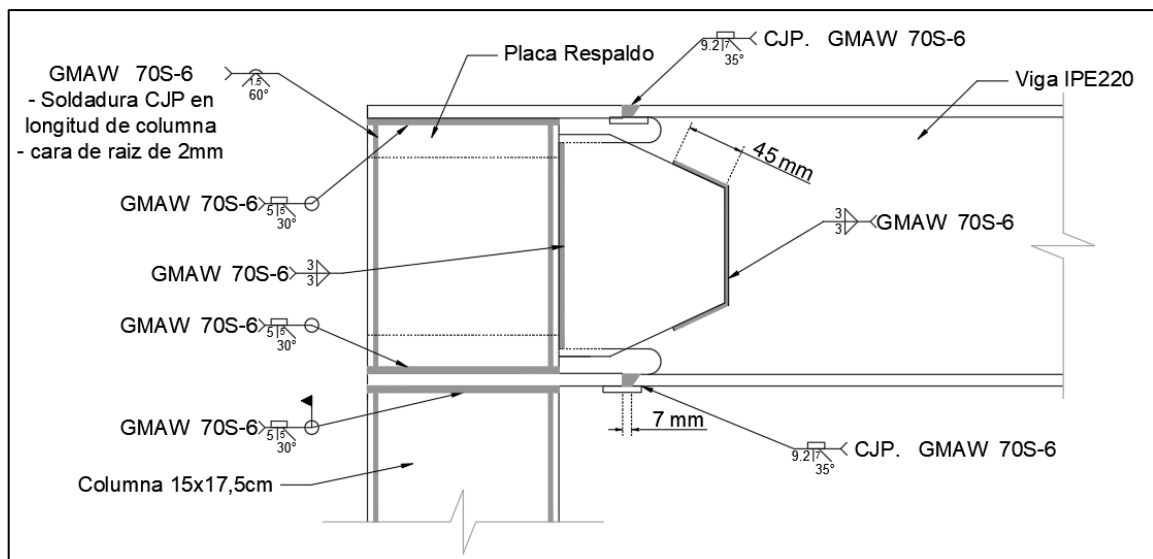


Figura 33. Vista lateral de detalles de soldadura en la conexión Viga-Columna.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

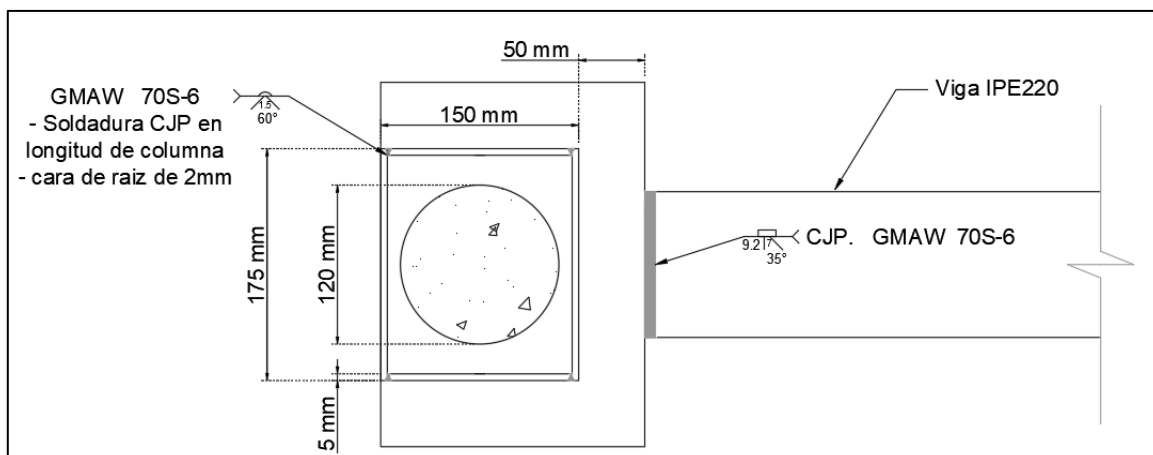


Figura 34. Vista en planta de detalles de soldadura en la conexión Viga-Columna.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.1.4 CONEXIONES PÓRTICO-CIMENTACIÓN

La conexión del pórtico a la cimentación se realizará a través de una placa de acero, A-572 Gr 50 300x450x20 [mm] soldada a la columna, en esta se perforará 9 agujeros para albergar varillas $\varnothing = 22$ [mm] y además se alojará el eje de anclaje principal de la losa de cimentación, cabe recalcar que la resistencia de este perno de anclaje no es tomada en cuenta en el cálculo.

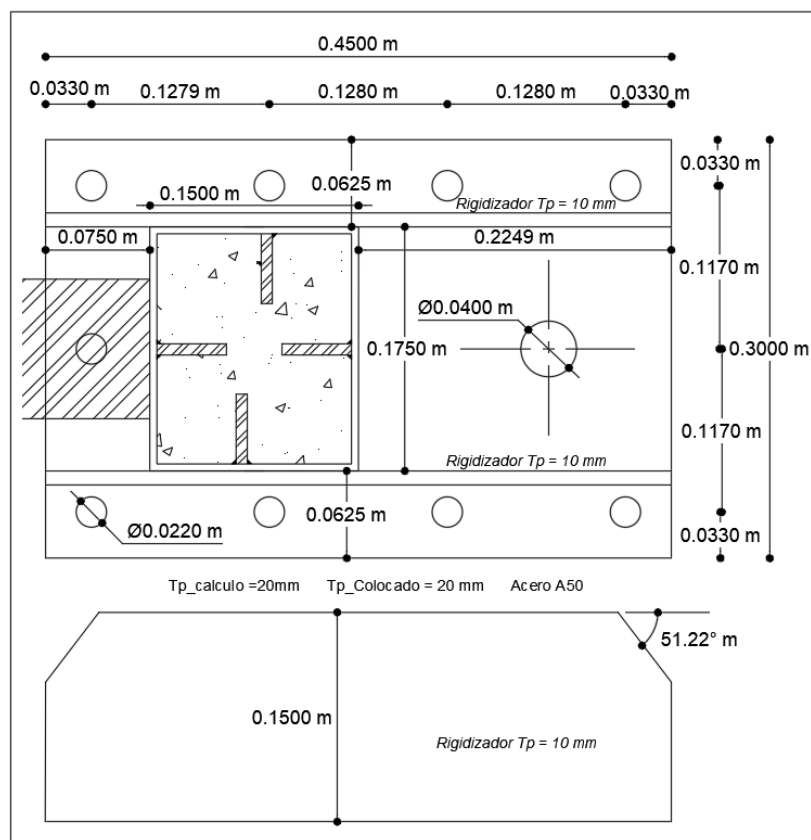
Para el cálculo de la placa base se utilizó la guía de diseño de la AISC (2006) y el capítulo 17 del ACI 318-19 (2019). Se analizó todos los posibles escenarios de ensayo, y se diseñó para la condición más crítica. En la **Tabla 55** y **Tabla 56** se observa los valores para los cuales fueron diseñados.

Se observa que la condición más crítica se dará para el caso del “Pórtico que contiene mampostería” y para el “Pórtico vacío”, para esta condición se muestra los ítems revisados. Además, se tomó en cuenta la tensión máxima que deberían soportar las barras de anclaje. Constructivamente se colocó dos rigidizadores colocados junto a la columna, por esta razón se optó por colocar un espesor final de placa de 20 [mm]. En la **Tabla 8** se observa el porcentaje al cual cada elemento del anclaje está trabajando, a continuación, en la **Figura 35** se muestra la geometría final de placa base, con sus respectivos anclajes.

Tabla 8.*Tabla de Resumen Chequeo Placa Base.*

Chequeo Resumen Placa Base		
<i>Espesor placa base</i>	100,0%	OK
<i>Resistencia del concreto</i>	29,8%	OK
<i>Tensión en pernos</i>	80,4%	OK
<i>Ruptura en el concreto</i>	42,6%	OK
<i>Desprendimiento</i>	26,9%	OK
<i>Capacidad a cortante</i>	47,5%	OK
<i>Casos de interacción</i>	53,1%	OK

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

**Figura 35.** Geometría Placa Base

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.5 CONEXIONES MALLA-PÓRTICO

En lo concerniente a conexiones entre la malla electrosoldada y el pórtico de acero A36, no se encontró información relevante, por lo que, mediante las sugerencias del codirector de tesis Ing. Msc. Patricio Placencia, se procedió a dar tres alternativas, cada una de estas con diferentes filosofías.

Estas alternativas se fijaron de acuerdo con el objetivo de la investigación y el alcance que se pretende dar. Las alternativas van desde una conexión ideal hasta una conexión informal realizada habitualmente en Ecuador, pasando por una alternativa viable y con un criterio fácilmente aplicable.

3.1.5.1 Opción 1

Esta alternativa va direccionada a representar un reforzamiento informal que se realiza habitualmente en Ecuador. Esta opción no toma en cuenta recomendaciones de normas, al contrario, realiza una representación de lo cotidiano, con el objetivo de evidenciar falencias o aciertos de este tipo de conexión.

3.1.5.1.1 Conexión Superior.

La conexión superior (MES-PÓRTICO) se observa en la **Figura 36**, se dará mediante la perforación de la losa tipo Deck y anclaje de chicotes con epóxico, las perforaciones serán obligatoriamente en el valle de la losa Deck, esto con el objetivo de tener más longitud de anclaje. La separación de los chicotes vendrá dada por la geometría de la Losa Deck, se observó que la separación finalmente será de aproximadamente 32 [cm] la cual es adecuada, los chicotes serán de 8 [mm] y una longitud de desarrollo de $ld = 60\phi$.

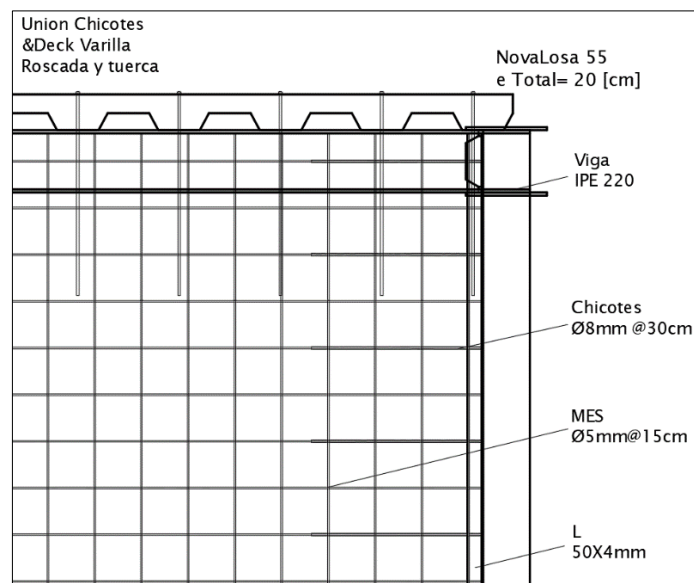


Figura 36. Detalle conexión superior malla electrosoldada-losa deck

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.5.1.2 Conexión Inferior.

Esta conexión es entre la losa de cimentación y la malla electrosoldada, como se observa en la **Figura 37**, se realizará mediante epóxico y siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se conectarán chicotes verticales con una separación máxima de 30 [cm]. A continuación, se realizará un traslape entre chicotes y malla electrosoldada con amarres de alambre y un $ld = 60\phi$.

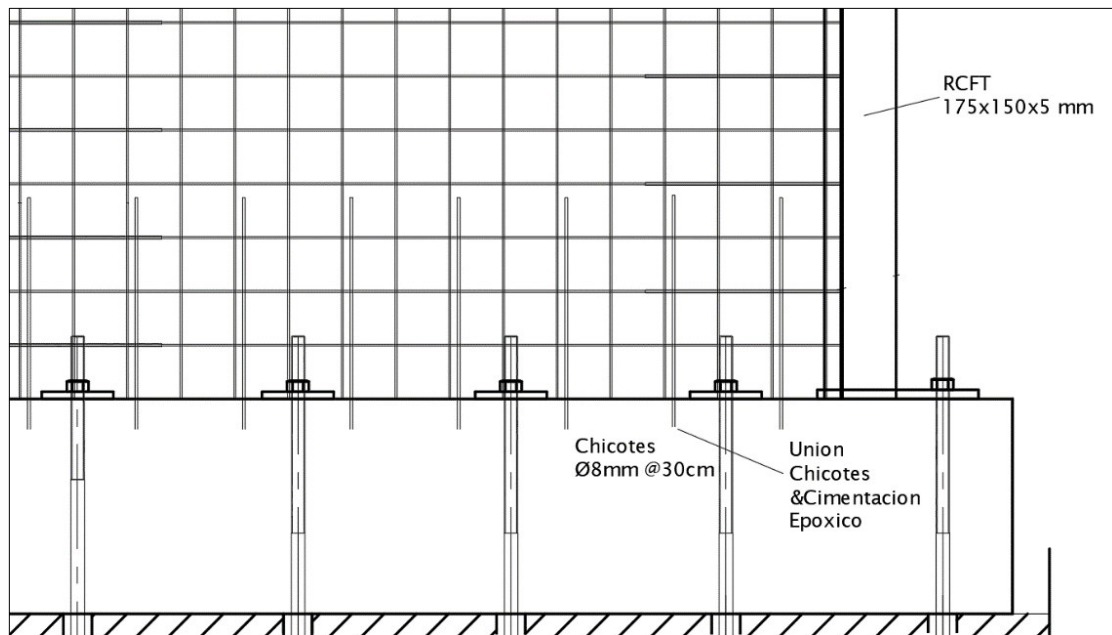


Figura 37. Detalle conexión inferior malla electrosoldada-viga cimentación.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.5.1.3 Conexiones Laterales.

La conexión lateral se dará mediante una soldadura de punto directo entre las columnas del pórtico y las barras horizontales de la malla electrosoldada. Cabe recalcar que en todo momento se tiene pleno conocimiento de la dificultad de soldar barras de refuerzo, con resistencia de fluencia mayor a los 500 [MPa]. Mas como se indicó, esta es la manera habitual de realizarla en Ecuador. (Ver **Figura 38**)

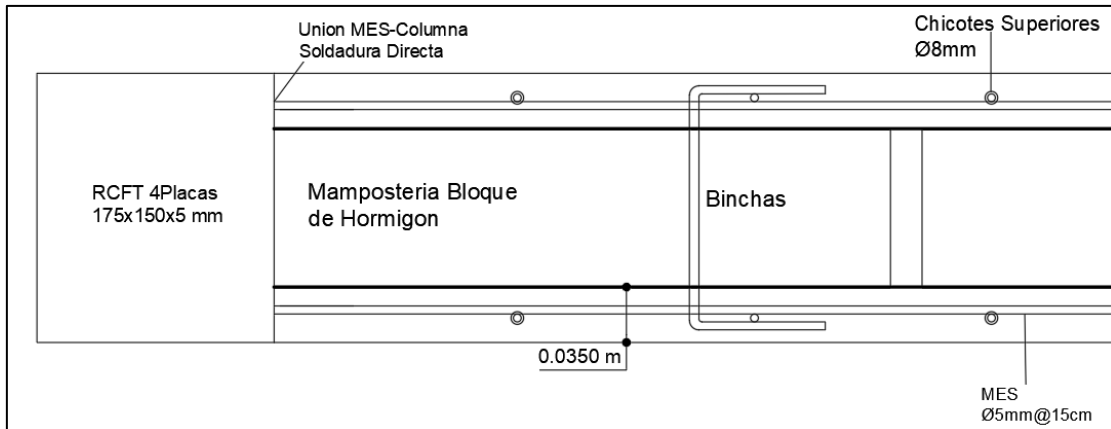


Figura 38. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

La conexión superior e inferior será la misma para las tres alternativas.

3.1.5.2 Opción 2

Esta es una alternativa eficiente en el proceso constructivo, que cumple el marco normativo en cuanto al uso de la soldadura. Para ello el control de soldadura lo lleva a cabo el departamento de soldadura de la Facultad de Ingeniería Mecánica, permitiendo que esta opción sea una alternativa muy confiable y sobre todo aplicable a la mayoría de los casos reales en construcción.

3.1.5.2.1 Conexiones Laterales.

La conexión a las dos columnas adyacentes se puede observar un detalle en la **Figura 39**, se realizará mediante la colocación de un ángulo $L50x4$ [mm] soldado a la longitud restante del ancho de la columna y altura del pórtico, para así transmitir las solicitaciones a la cara frontal o peralte de la columna. También se emplearán chicotes con una barra de acero soldable corrugado $\varnothing 8$ [mm] separación máxima de 30 [cm]. A continuación, se realizará un traslape entre chicotes y malla electrosoldada con un $ld = 60\varnothing$.

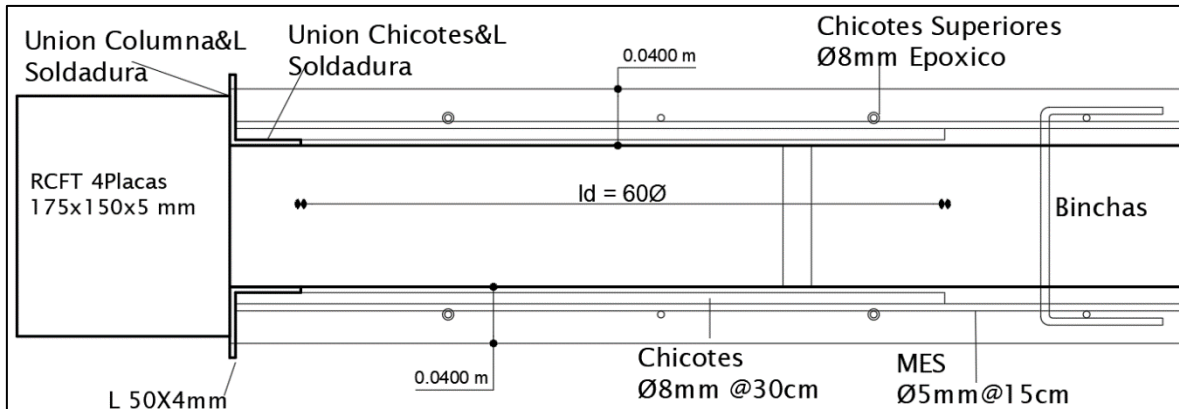


Figura 39. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 2.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.5.3 Opción 3

La tercera alternativa es la que mejor funciona de acuerdo con estudios realizados en estructuras de hormigón armado, su desventaja es su aplicabilidad en obra. No siempre será posible envolver todo el reforzamiento alrededor de columnas. Éste tipo de unión también estará bajo normativa.

3.1.5.3.1 Conexiones Laterales.

La conexión de malla electrosoldada a las columnas adyacentes será a través de un recubrimiento completo, dando así la continuidad y trabajo monolítico necesario.

La adherencia del mortero a la columna de acero se realizará mediante un adhesivo especial SikaBond® AT Metal, el cual encarecerá el enchape.

Esta se presenta como la alternativa idónea en cuanto a comportamiento, más su principal inconveniente es la aplicabilidad en reforzamientos reales. (Ver **Figura 40**)

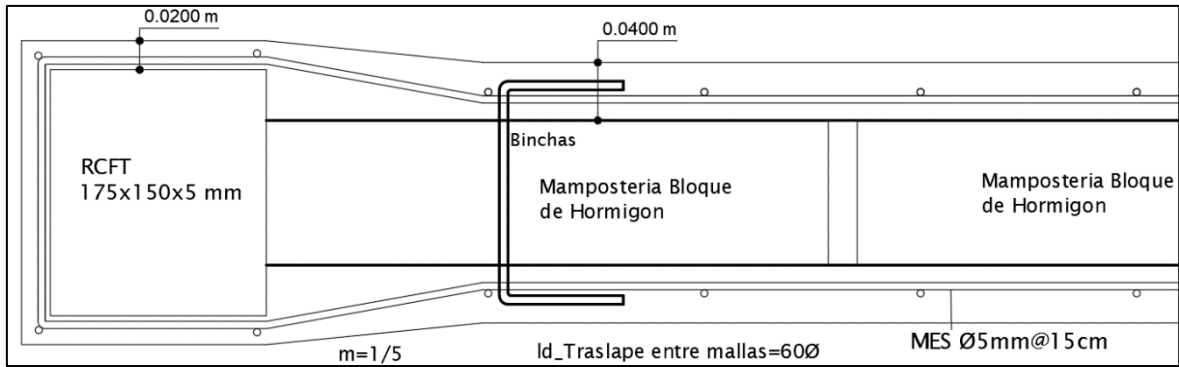


Figura 40. Detalle conexión lateral malla electrosoldada – Columnas Opción 3

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

Finalmente, se eligió la opción 2, debido a que es una conexión que al tener una adecuada soldadura garantiza la transmisión de esfuerzos entre la malla y el pórtico, siendo una opción que se puede aplicar en la mayoría de casos.

3.1.6 MAMPOSTERÍA

La mampostería elegida fue bloque 40x20x10 [cm], se eligió este espesor considerando que, la dimensión del perfil elegido es de 17.5 [cm] y además se realizará un enchape.

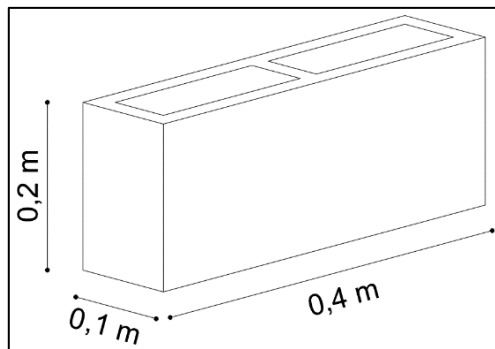


Figura 41. Bloque utilizado en la construcción de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.7 ENCHAPE

Para el enchape se eligió una malla electrosoldada con un diámetro de varilla de 5 [mm] espaciado de 15 [cm] con un $f_y = 500$ [MPa] (5098 kg/cm^2), y un espesor total de enchape de 8 [cm]. Esta alternativa está condicionada por la capacidad de carga del laboratorio y por la facilidad constructiva. (Ver **Figura 42**).

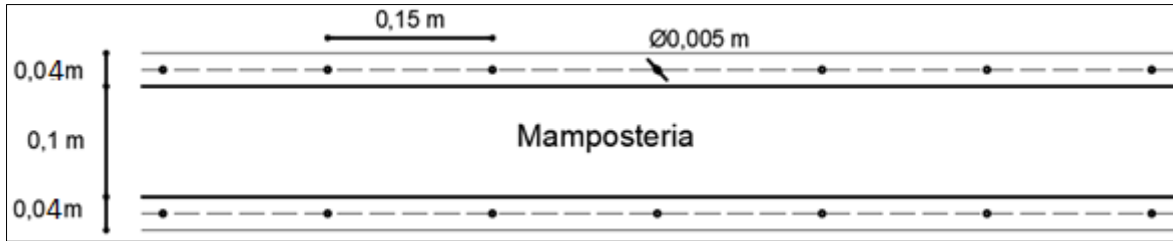


Figura 42. Vista superior enchape.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.7.1 Cálculo.

El cálculo de la mampostería se realiza de según ACI 318-19, revisando si la mampostería a reforzar conformará un muro alto, intermedio o bajo para así comprender su funcionamiento y realizar los cálculos adecuados. Si el muro es bajo, su principal trabajo será a corte y si es alto, trabajará a flexión.

Para este caso la relación $\frac{h_w}{l_w} = \frac{2.4}{2.6} = 0.92$ es menor a 2, por lo que se cataloga como un muro bajo que trabaja a corte.

$$A_{cv} = e \cdot l_w \quad (41)$$

$$A_{cv} = 8[\text{cm}] \cdot 260[\text{cm}]$$

$$A_{cv} = 2080 [\text{cm}^2]$$

$$A_s = \#Var_{\text{verticales}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \#Mallas \quad (42)$$

$$A_s = \frac{2.6}{0.15} \cdot \frac{\pi 0.5^2}{4} \cdot 2 = 6.81 [\text{cm}^2]$$

$$\rho_{Min} = 0.0025 \quad A_{sMin} = \rho_{Min} \cdot A_{cv} \quad A_{sMin} = 0.0025 \cdot 2080 = 5.2 [\text{cm}^2] \text{ OK}$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_{cv}} \quad (43)$$

$$\rho_t = \frac{6.81}{2080} = 0.00327 = 0.327\%$$

$$V_n = (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_{yt}) A_{cv} \quad (\text{ACI 318-19}) \quad (44)$$

Donde de acuerdo al ACI 318 – 19 los valores de α_c deben ser:

$$\alpha_c = 0.25 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.25$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$$

$$\alpha_c = \text{varía linealmente entre } 0.25 \text{ y } 0.17 \text{ para: } 1.5 < \frac{h_w}{l_w} \leq 1.25$$

$$V_n = V_c + V_s = (A_{cv} \cdot \alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}) + (A_{cv} \cdot \rho_t \cdot f_{yt}) \quad (45)$$

$$f'c = 130 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad ; \quad f_{yt} = 5000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$V_n = (208000[mm^2] \cdot 0.25 \cdot 1 \cdot \sqrt{13[MPa]}) + (208000[mm^2] \cdot 0.00327 \cdot 500[MPa])$$

$$V_c = 187488.66 [N] \quad (18.81 \text{ Ton})$$

$$V_s = 340080 [N] \quad (34.13 \text{ Ton})$$

$$V_n = 52.94 [Ton]$$

3.1.8 CIMENTACIÓN

La cimentación de los prototipos que se ensayan para este proyecto debe tener un anclaje completo a la cimentación del laboratorio, que no permita el desarrollo de desplazamientos durante el ensayo de carga lateral, ya que estos producirían variaciones en los resultados de desplazamiento en el prototipo. Además, a pesar de que las solicitaciones de momento y corte no son altas, se debe realizar un diseño a flexión y corte para evitar inconvenientes en la estructura ante estos esfuerzos.

Todas estas revisiones se realizan en esta sección sin antes determinar de manera analítica las solicitaciones a las que estarán sometidos los prototipos. Cabe recalcar que adicionalmente el diseño de la cimentación tiene una limitación de altura producto de la ubicación de los ejes verticales del laboratorio (Los ejes verticales donde se coloca el gato hidráulico que aplica la carga lateral al prototipo, se encuentran ubicados cada 60 [cm]). Para que la carga lateral se aplique a la altura de la viga sin variar las dimensiones del pórtico, es necesario tener una cimentación de 60 [cm] de altura, en este caso se propone inicialmente

una viga de cimentación de 60 [cm] de alto y un ancho de 40 [cm] para cada pórtico.

3.1.8.1 Solicitación de Carga

Las solicitaciones ante cargas de flexión y corte son obtenidas mediante la modelación del prototipo en el software ETABS. Previamente se obtuvo una carga lateral máxima que soportará el prototipo, valiéndose de experiencias previas y modelación tipo pushover en SeismoStruct. En el ANEXO 6 D, **Figura 213 y Figura 214**, se observa los diagramas de momento y corte para los cuales se diseñó.

3.1.8.2 Diseño a Flexión

En diseño a flexión se realizó siguiendo los lineamientos de ACI (2019), se utilizó una hoja de cálculo realizada en Excel. En la Tabla 9 se observa el diseño a flexión como una viga. Se verificó los aceros necesarios para dicha solicitación y se constató que el acero mínimo era inclusive muy superior al requerido, por lo cual, según el ACI 318-19 (2019) recomienda usar los 4/3 del acero requerido.

Tabla 9

Datos utilizados para el diseño a flexión de viga de cimentación

Mu [Ton.m]	0,00	5,96	1,87				1,49	1,49	2,76	2,76				
			2,84	2,84	1,39	1,39					2,32	5,98	0,00	
Mn [Ton.m]	0,00	6,62	2,08	0,00	0,00	0,00	0,00	1,66	1,66	3,07	3,07	0,00	0,00	
	0,00	0,00	0,00	3,16	3,16	1,54	1,54	0,00	0,00	0,00	0,00	2,58	6,64	
As [cm ²]	0,00	3,61	1,13	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,67	1,67	0,00	0,00	0,00	
	0,00	0,00	0,00	1,72	1,72	0,84	0,84	0,00	0,00	0,00	1,41	3,62	0,00	
	Momento Agrietamiento (T.m)			13,04			Mu_Max [Ton.m]		6		Asmin [cm²]		9,17	
											Asmin = 4/3 As		OKA	
As min [cm ²]	0,00	4,82	1,51	0,00	0,00	0,00	0,00	1,20	1,20	2,23	2,23	0,00	0,00	
	0,00	0,00	0,00	2,29	2,29	1,12	1,12	0,00	0,00	0,00	1,87	4,83	0,00	
As Colocado [cm ²]	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	
	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	4,83	
Mn Soportado [Ton.m]	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	
	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.1.8.3 Diseño a Corte

El diseño a corte se realizó para la mayor sollicitación, la cual se da en la conexión entre la cimentación y columnas. En la **Tabla 10** , se observa el cálculo de este.

Tabla 10

Datos utilizados para el diseño a corte de viga de cimentación

	<i>Extremos</i>	<i>Centro</i>
<i>Vu (Ton)</i>	23	6
<i>Vc (Ton)</i>	21,121	21,1211816
<i>∅Vc (Ton)</i>	15,841	15,8408862
<i>Vs (Ton)</i>	7,159	-9,84088621
<i>s min (cm)</i>	15	15
<i>As (cm²)</i>	0,46487752	0
∅ [cm]	0,8	0,92

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

En la **Figura 43** se observa la viga de cimentación que en primera instancia se propuso, la cual posteriormente será ampliada.

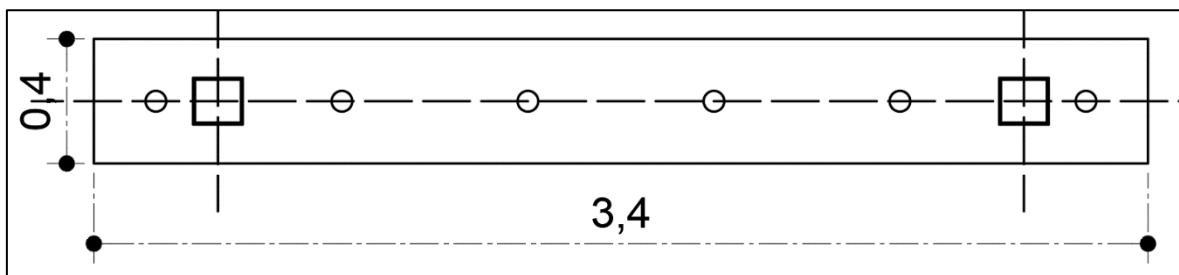


Figura 43. Vista superior viga cimentación previa y pernos de anclaje.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

Al realizar el cálculo de pernos de anclaje se observó un requerimiento superior a los 6 pernos (Pernos en la viga de cimentación), el cálculo fue realizado de la siguiente manera.

La sollicitación máxima fue de $Q = 68 [ton]$ y tomando un factor de seguridad de 1.2 se obtiene la carga con la cual se diseñará que será $Q_u = 81.6 [ton]$, la resistencia de empernado de cada perno según información entregada por el civ es de $N = 16 [ton]$ para un perno de 1.5" y tomando en cuenta un coeficiente de rozamiento $u = 0.3$ se procede a realizar un cálculo rápido de los pernos necesarios para anclar la viga de cimentación.

$$\sum F_x = 0$$

$$n \cdot Fr - Q = 0 \quad (46)$$

$$n = \frac{Q}{Fr} \quad Fr = u \cdot N$$

$$n = \frac{81.6 \text{ [ton]}}{0.3 \cdot 16 \text{ [ton]}} = 17 \text{ Pernos}$$

Se observa que únicamente en cada viga de cimentación existen 6 pernos, por lo que será necesario una losa de cimentación con el número de pernos de anclaje calculado. Con el objeto de disminuir costos y tener mayor seguridad, se adaptará el diseño a corte y flexión de la viga de cimentación a una losa de cimentación compartida con otro proyecto, que construirá otros dos pórticos con diferente configuración estructural, pero de las mismas dimensiones. Es importante indicar que los ensayos de carga lateral se realizarán individualmente a cada pórtico, teniendo disponibles 24 anclajes en cada caso como se muestran en las figuras **Figura 44** y **Figura 45** :

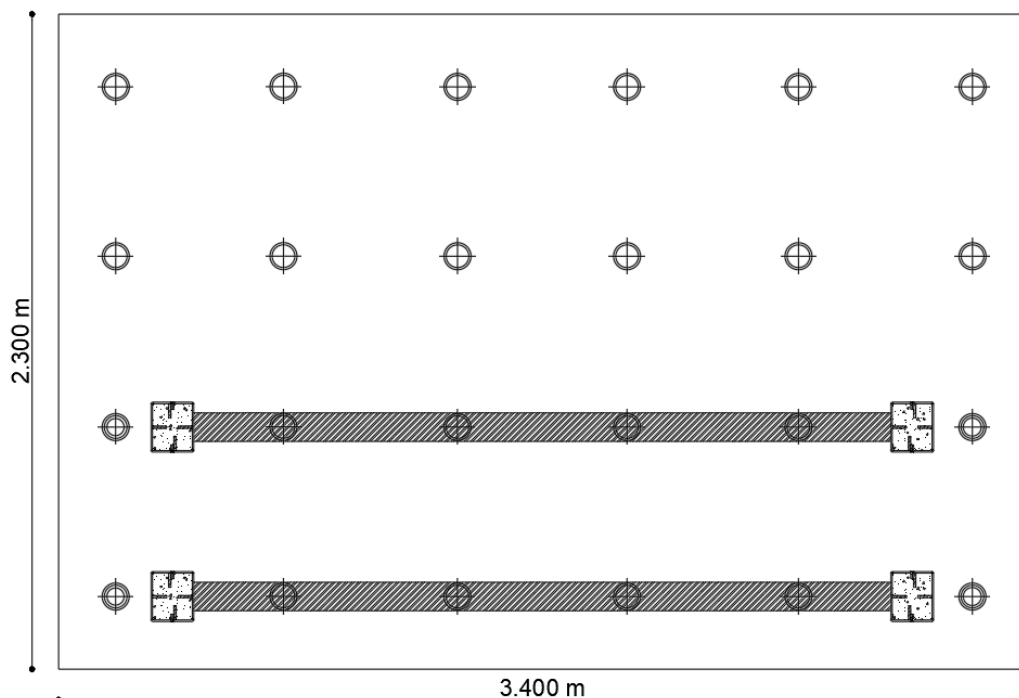


Figura 44. Vista superior losa de cimentación y pernos de anclaje.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

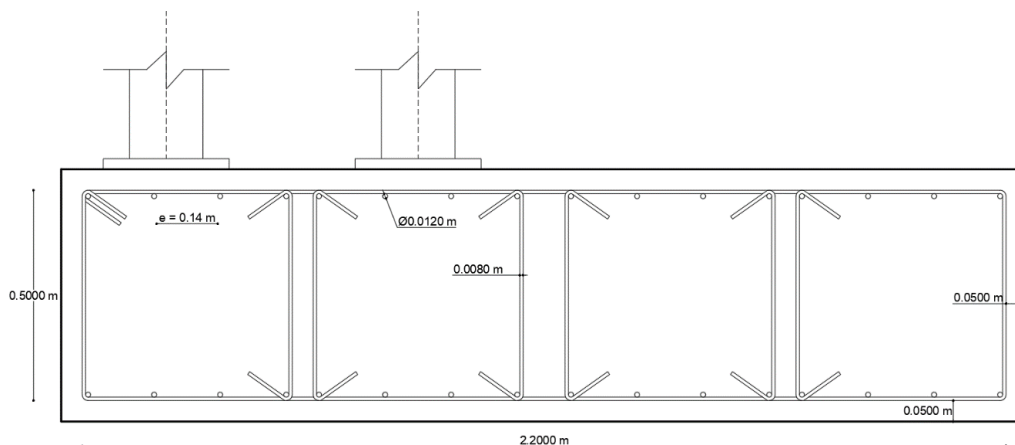


Figura 45. Corte transversal losa de cimentación.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

En el **ANEXO 7** se presentará el plano estructural completo utilizado en la losa de cimentación.

3.2 MÉTODOS DE ENSAYO

Calvi & Kingsley (1996) abordan la simulación experimental de cargas sísmicas para estructuras civiles, mencionando tres tipos definidos de ensayos que se describen a continuación:

- Dinámicos (D): Se impone un movimiento de entrada como aceleraciones desarrolladas por el suelo, puede ser de un sismo real o normalizado.
- Pseudo Dinámicos (PsD): Se impone un patrón de desplazamientos en la estructura, producto de un sismo real o normalizado.
- Estáticos: Se impone un patrón de carga o deformaciones según los objetivos del estudio, podría basarse en derivas máximas admitidas en códigos.

Los ensayos dinámicos se perciben como los más completos ya que se supone representarán de una manera muy cercana la realidad de un sismo. Estos ensayos son los más costosos de los tres mencionados y encarnan un problema básico pero muy importante que es la naturaleza arbitraria de la elección del movimiento de entrada (sismo) y la sensibilidad de la respuesta estructural a las variaciones menores de los parámetros secundarios del historial de desplazamiento impuesto. Además, existen varios ensayos recientes asegurando

que los ensayos experimentales dinámicos no son necesariamente superiores a ensayos estáticos. Estos ensayos tienen su aplicación al momento de estudiar la respuesta de un sistema estructural, para un determinado sismo (Calvi & Kingsley, 1996).

Los ensayos pseudo dinámicos son mucho más baratos que los dinámicos, estos tratan de representar el comportamiento de una estructura ante un sismo a través de un historial de cargas o desplazamientos. Poseen similar problemas que los dinámicos al momento de elegir un sismo representativo y además puede existir un ciclo de desplazamiento de gran amplitud en el historial de desplazamiento, el cual puede cambiar radicalmente la respuesta de una estructura, el nivel final de daño y la capacidad de carga residual (Calvi & Kingsley, 1996). A continuación, en la **Figura 46**, a manera de ejemplo, se muestra un historial de desplazamientos obtenido de una vivienda de dos pisos para un sismo real esperado en la ciudad de Quito, en el cual se observa un ciclo de desplazamiento de gran amplitud en la parte inicial, el cual podría cambiar la respuesta de la estructura.

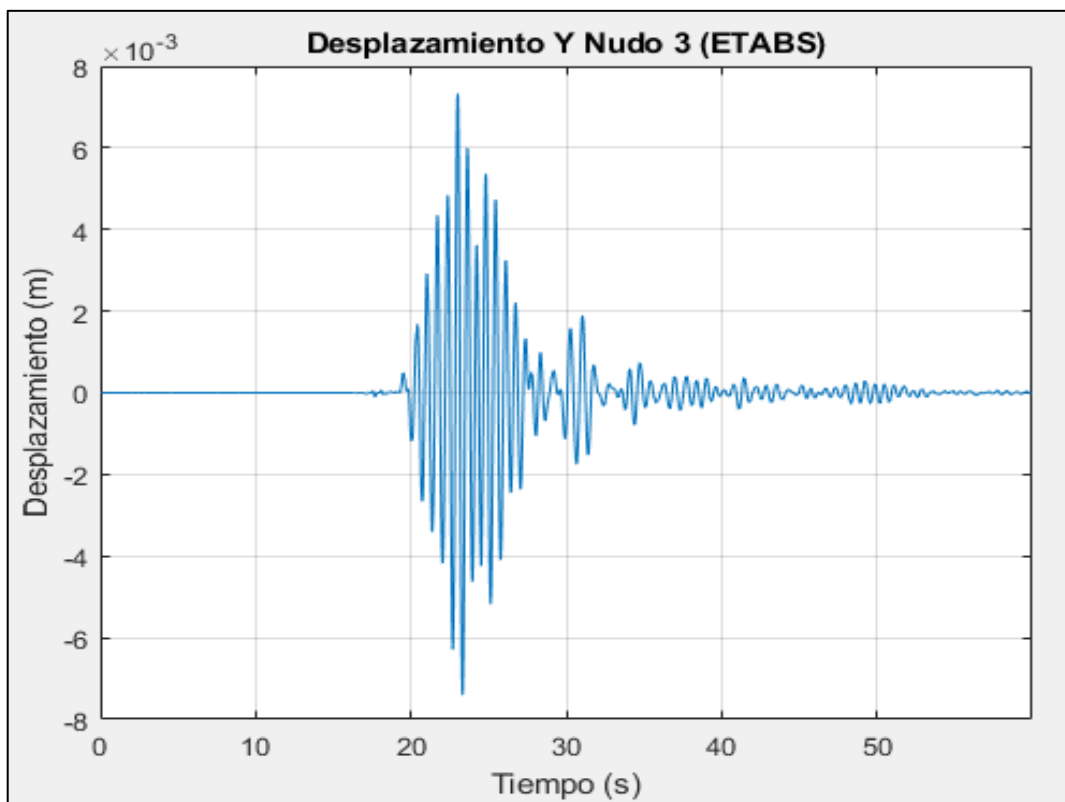


Figura 46. Historial de desplazamiento para edificio de dos pisos en la ciudad de Quito.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

El último tipo de ensayo es el estático, como era de esperarse es el ensayo más económico. Normalmente la selección de carga o desplazamiento se simplifica ya que no existe el problema de considerar la relación entre la frecuencia de la entrada y la frecuencia natural de la estructura.

Sin embargo, al ensayar estructuras de varios grados de libertad es inapropiado imponer un historial de desplazamientos a cada uno, ya que un estrecho acoplamiento entre los grados de libertad dará lugar a distribuciones de fuerza muy poco realistas y, por tanto, a una respuesta poco realista (Calvi & Kingsley, 1996).

Una alternativa que se ha adoptado en el pasado con buenos resultados consiste en controlar un único grado principal de libertad en el control del desplazamiento con los grados restantes de libertad sometidos a una distribución de fuerza predefinida en función del desplazamiento principal. Este método implica que se pueden descuidar los modos de vibración más elevados; en otras palabras, se supone implícitamente que la estructura responderá en un único modo de vibración dominante que puede representarse bien mediante una distribución de fuerza fija (Calvi & Kingsley, 1996).

Según Calvi & Kingsley (1996) las estructuras que presentan degradación en la resistencia de la carga o que son susceptibles de fallo frágil no pueden ser controlados mediante carga. En el ensayo se tendrá exactamente este caso, por tanto, se utilizará un ensayo estático con control de desplazamientos.

3.3 PROTOCOLO DE CARGA

El protocolo de carga seguirá los lineamientos del FEMA 461 (Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components) utilizando el “Protocolo I - Pruebas Cíclicas Cuasi-estáticas de los componentes estructurales y no estructurales”, Pruebas Histeréticas.

El Protocolo I debe ser usado para la determinación del rendimiento característico de los componentes, cuyo comportamiento está principalmente controlado por la aplicación de fuerzas sísmicas o desplazamientos inducidos por el sismo. Este

puede utilizarse para determinar los datos de fragilidad de muchas estructuras y componentes no estructurales y, además, puede utilizarse para derivar propiedades de fuerza-deformación y datos históricos de los componentes estructurales necesarios para el análisis estructural y las evaluaciones (FEMA 461).

3.3.1 PÓRTICO VACÍO Y PÓRTICO CON PANEL DE RELLENO.

Se escogió una deriva objetivo de $\Delta_m = 0.5\%$, esto basado en experiencias previas realizadas por Albuja & Pantoja (2017). Se observó que a esta deriva se obtiene un daño moderado en la mampostería con características similares a este trabajo. Además, se eligió esta deriva con el objetivo de no sobrepasar el rango elástico del pórtico vacío. En la **Figura 47** se observa gráficamente el número de ciclos y desplazamientos, la **Tabla 11** muestra el cálculo de dichos desplazamientos por cada ciclo.

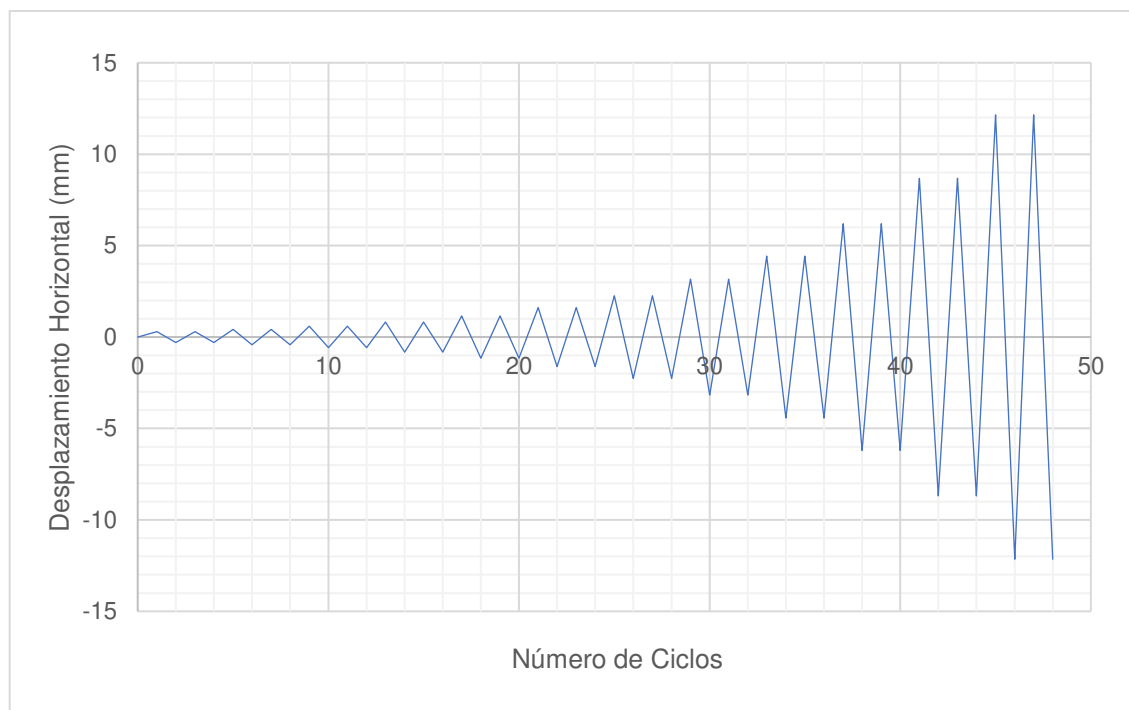


Figura 47. Protocolo de historia de carga (Caso 1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

Tabla 11.
Protocolo de historia carga (Caso 1)

<i>h [mm]</i>	2400	<i>ai/an</i>	0,025
<i>Δm</i>	0,005		

<i>Paso</i>	<i>Ai</i>	<i>di (mm)</i>	<i># Ciclos</i>	<i>Deriva %</i>
1	0,0001	0,3	2	0,01
2	0,0002	0,42	2	0,02
3	0,0002	0,588	2	0,02
4	0,0003	0,823	2	0,03
5	0,0005	1,152	2	0,05
6	0,0007	1,613	2	0,07
7	0,0009	2,259	2	0,09
8	0,0013	3,162	2	0,13
9	0,0018	4,427	2	0,18
10	0,0026	6,198	2	0,26
11	0,0036	8,678	2	0,36
12	0,0051	12,149	2	0,51
13	0,0066	15,7487	2	0,66

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.3.2 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO.

Para el protocolo de carga para el pórtico enchapado sin daño previo se escogió una deriva objetivo de $\Delta_m = 2\%$, la indicada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) como límite de deriva para una edificación y con el objetivo de encontrar el incremento de cada amplitud relativa en doce pasos. Valiéndose de las propiedades geométricas del panel a ensayar, se obtuvo desplazamientos horizontales para cada paso, construyéndose finalmente el protocolo de carga con dos ciclos por paso. (Ver **Figura 48** y **Tabla 12**).

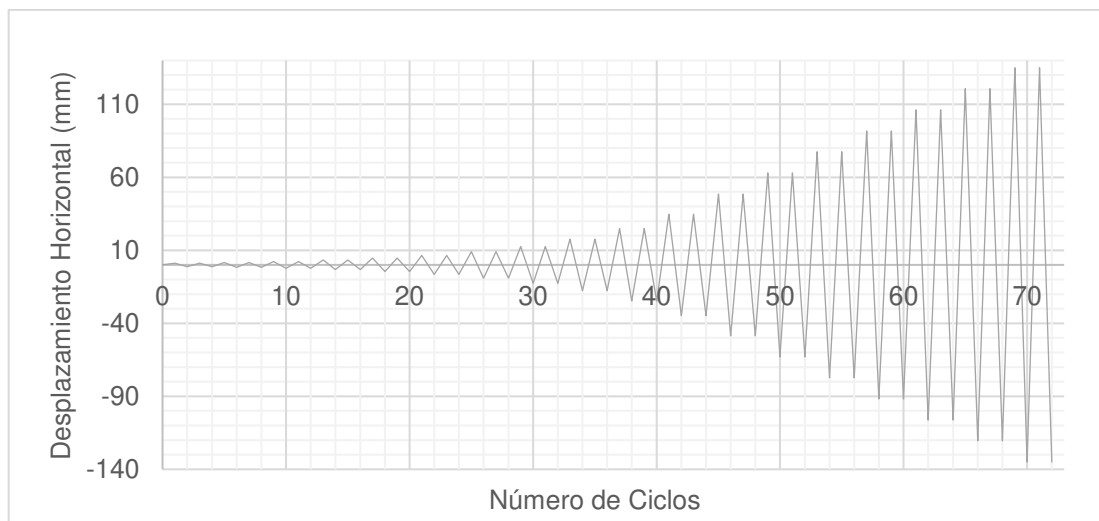


Figura 48. Protocolo de historia de carga (Caso 2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

Tabla 12.

Diseño del protocolo de historia de carga

<i>h (mm)</i>	2400	<i>ai/an</i>	0,025
<i>Δm</i>	0,02		

<i>Paso</i>	<i>Ai</i>	<i>di (mm)</i>	<i># Ciclos</i>	<i>Deriva %</i>
1	0,0005	1,2	2	0,05
2	0,0007	1,68	2	0,07
3	0,001	2,352	2	0,1
4	0,0014	3,293	2	0,14
5	0,0019	4,61	2	0,19
6	0,0027	6,454	2	0,27
7	0,0038	9,035	2	0,38
8	0,0053	12,65	2	0,53
9	0,0074	17,709	2	0,74
10	0,0103	24,793	2	1,03
11	0,0145	34,711	2	1,45
12	0,0202	48,595	2	2,02
13	0,0262	62,9948	2	2,62
14	0,0322	77,3948	2	3,22
15	0,0382	91,7948	2	3,82
16	0,0442	106,1948	2	4,42
17	0,0502	120,5948	2	5,02
18	0,0562	134,9948	2	5,62

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.3.3 PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO.

Como indica el FEMA 461, en el transcurso de ensayo se fue perfeccionando el protocolo de carga, se observó que la deriva objetivo de $\Delta_m = 2\%$, es excesiva

para obtener un protocolo de carga adecuado y óptimo para la rigidez del pórtico enchapado.

Tabla 13.

Protocolo de historia de carga para pórtico enchapado con daño previo (Caso 3)

<i>h (mm)</i>	2400	<i>ai/an</i>	0,025	
<i>Δm</i>	0,008			
<i>Paso</i>	<i>Ai</i>	<i>di (mm)</i>	<i># Ciclos</i>	<i>Deriva [Δ%]</i>
1	0,0002	0,48	2	0,02
2	0,0003	0,672	2	0,028
3	0,0004	0,941	2	0,039
4	0,0005	1,317	2	0,055
5	0,0008	1,844	2	0,077
6	0,0011	2,582	2	0,108
7	0,0015	3,614	2	0,151
8	0,0021	5,06	2	0,211
9	0,003	7,084	2	0,295
10	0,0041	9,917	2	0,413
11	0,0058	13,884	2	0,579
12	0,0075	18	2	0,75
13	0,0099	23,76	2	0,99
14	0,0123	29,52	2	1,23
15	0,0147	35,28	2	1,47
16	0,0171	41,04	2	1,71
17	0,0195	46,8	2	1,95
18	0,0219	52,56	2	2,19
19	0,0243	58,32	2	2,43
20	0,0267	64,08	2	2,67
21	0,0291	69,84	2	2,91
22	0,0315	75,6	2	3,15
23	0,0339	81,36	2	3,39
24	0,0363	87,12	2	3,63
25	0,0387	92,88	2	3,87
26	0,0411	98,64	2	4,11
27	0,0435	104,4	2	4,35
28	0,0459	110,16	2	4,59
29	0,0483	115,92	2	4,83
30	0,0507	121,68	2	5,07
31	0,0531	127,44	2	5,31

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

En el ensayo E1 (Pórtico enchapado sin daño previo) se evidenció que este alcanzó su carga máxima a una deriva de $\Delta_m = 0.7\%$. Considerando que el pórtico con daño previo tendrá una rigidez menor, por tanto, mayores desplazamientos

para alcanzar su capacidad máxima, se escoge una deriva objetivo de $\Delta_m = 0.8\%$. El cálculo de desplazamientos se observa en la **Tabla 13** y **Figura 49**.

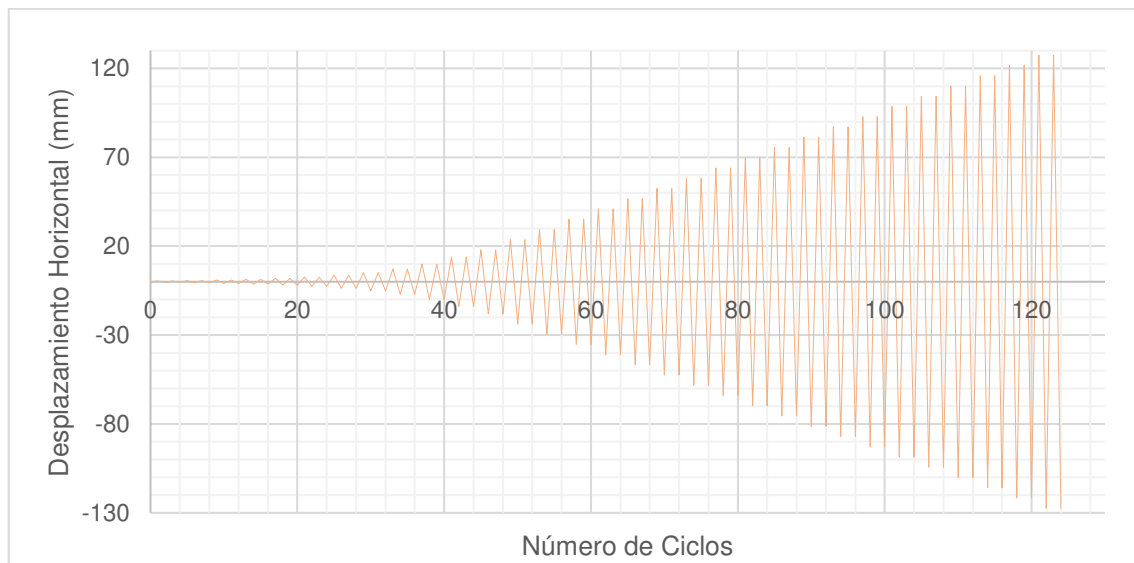


Figura 49. Protocolo de historia de carga (Caso 3).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.4 ENSAYOS A CARGA LATERAL EN LOS PROTOTIPOS.

3.4.1 IMPLANTACIÓN

El ensayo de carga lateral sobre los prototipos, necesario para determinar el comportamiento del reforzamiento propuesto, se realiza en el CIV de la Escuela Politécnica Nacional. La losa de cimentación sobre la que se encuentran los dos prototipos de este proyecto está apoyada y anclada sobre la losa de reacción del CIV, esta ocupa 6 orificios en la novena fila de orificios de anclaje, 6 en la décima, 6 en la décimo primera y 6 en la décimo segunda espaciados cada 60 [cm] (Ver **Figura 50**).

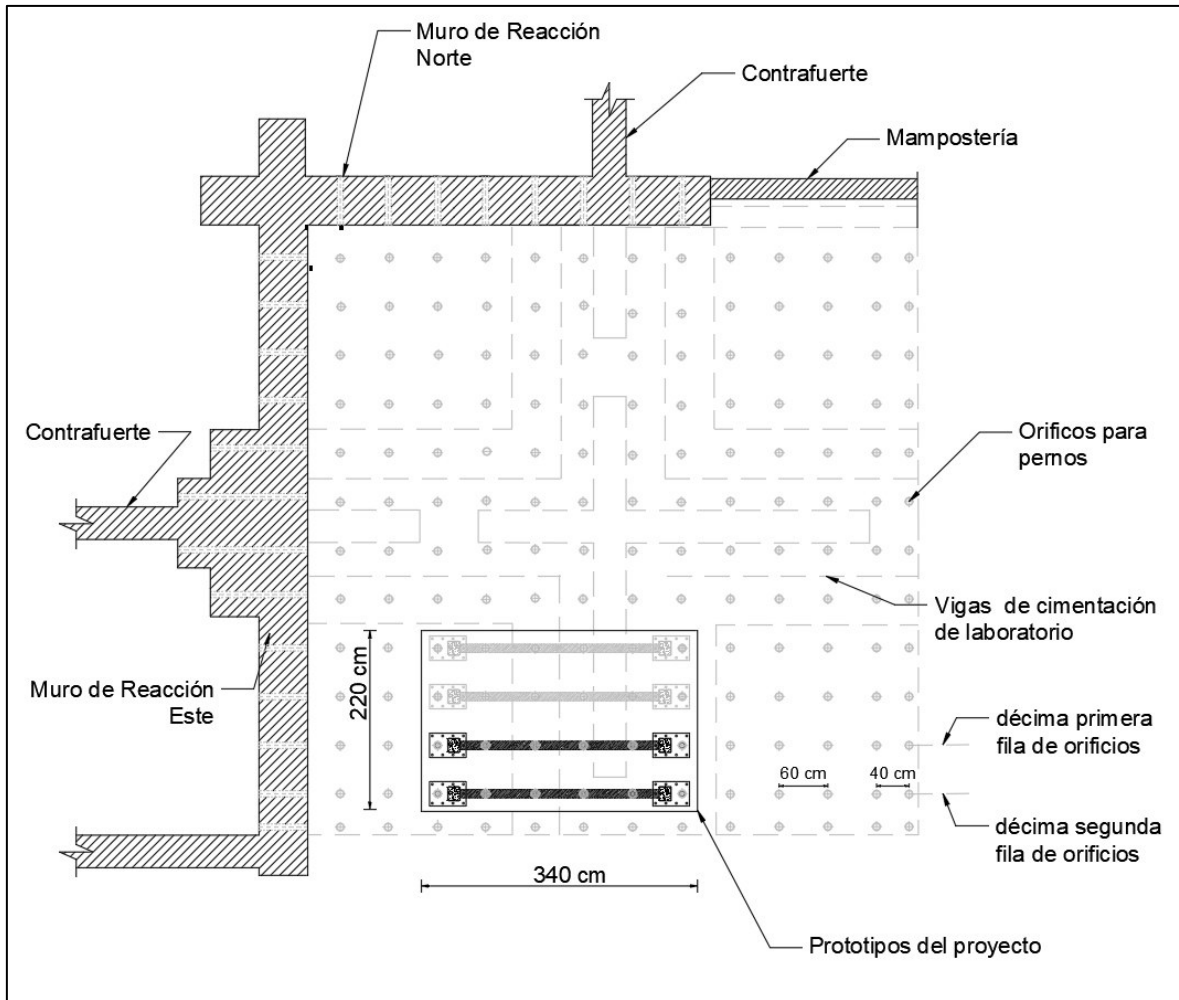


Figura 50. Vista en planta de la ubicación del Prototipo en la losa de reacción del CIV EPN.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

La aplicación de la carga se realiza utilizando un gato hidráulico modelo RR-10013 émbolo de 18" anclado al "Muro de Reacción Este" del CIV EPN a una altura de tres metros medidos desde la base. La losa de cimentación del prototipo está anclada con 24 pernos de pretensión hidráulica a la losa rígida del CIV EPN (6 pernos en el eje principal de cada pórtico), con el objetivo de desarrollar una cimentación inamovible que no debe desplazarse bajo la aplicación de la carga lateral proporcionada por el gato hidráulico (*Ver Figura 51*).

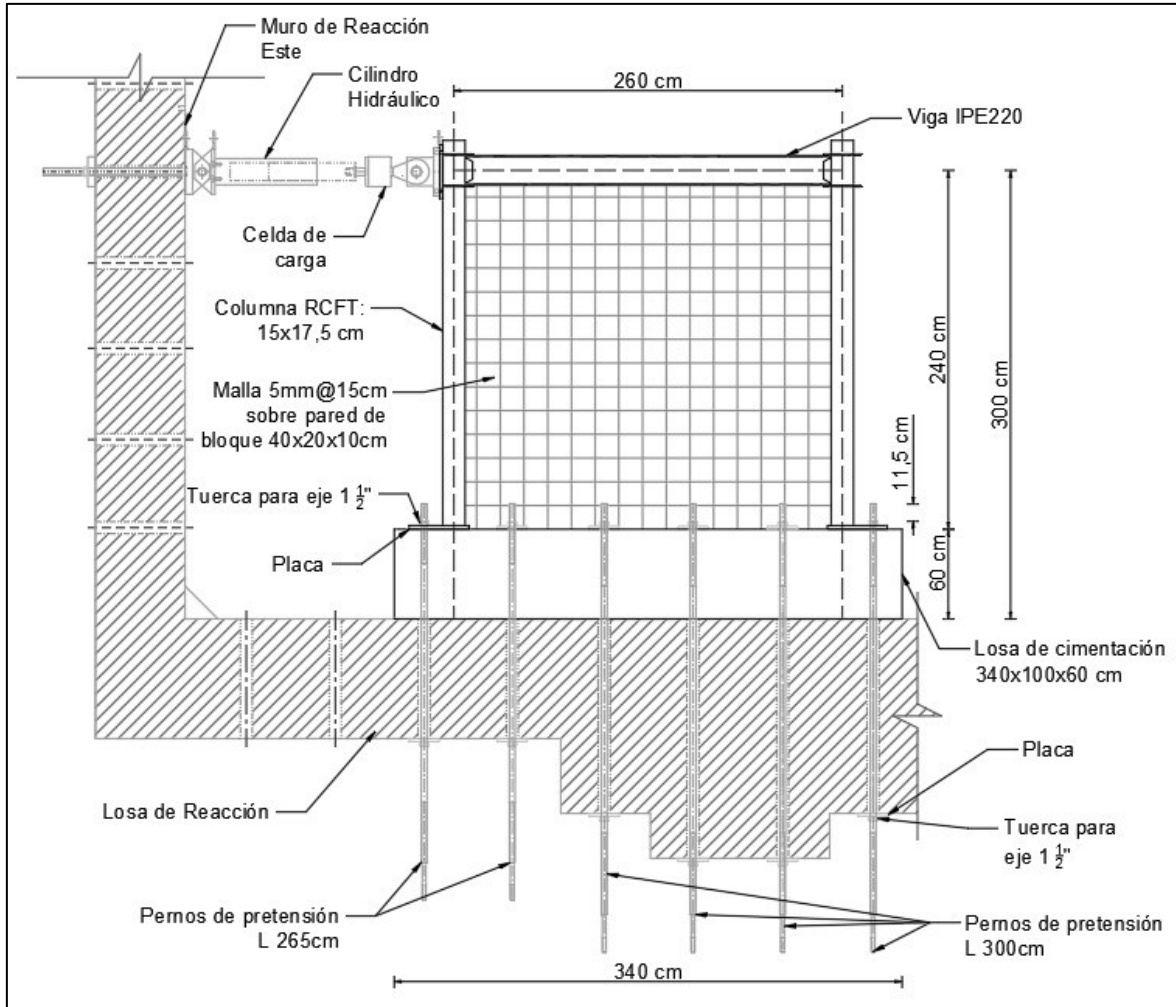


Figura 51. Detalles de Vista en Corte del Prototipo implantado en el CIV EPN.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

Para el pretensado hidráulico de los pernos se utiliza bancos de pretensado de distintas dimensiones de acuerdo con la longitud de los pernos de pretendió y la ubicación de estos en la cimentación del laboratorio. Los bancos de pretensado deben permitir que el cilindro émbolo hueco ajuste del perno a través de una palanca hidráulica. Estos elementos descritos anteriormente son retirados después de la pretensión de cada perno antes de los ensayos, y son utilizados nuevamente para retirar cada perno al finalizar los ensayos (*Ver Figura 52*).

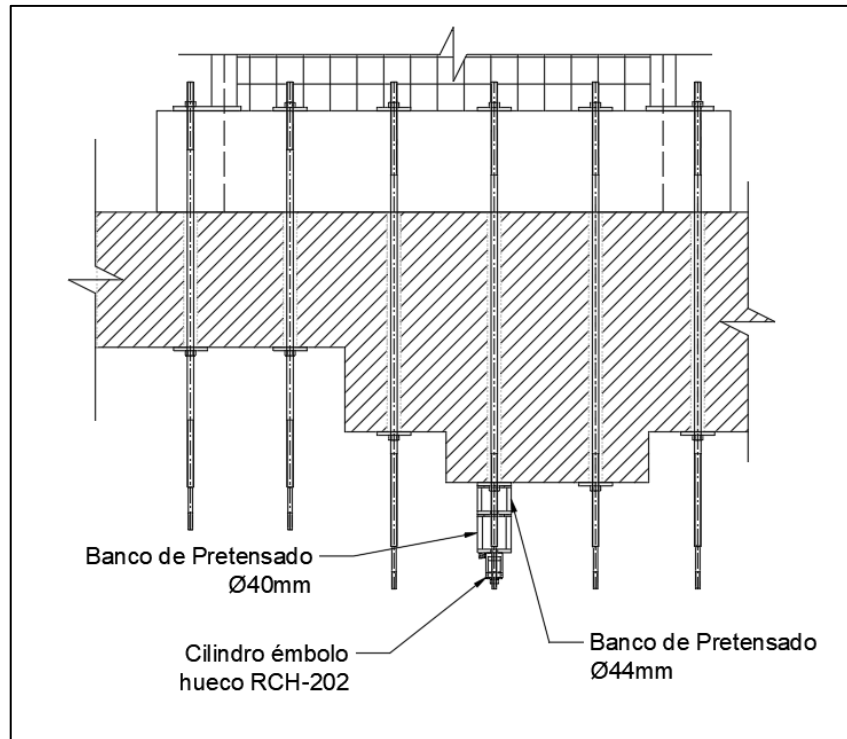


Figura 52. Detalles de Pretensión de pernos del Prototipo implantado en el CIV EPN.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

3.4.2 DESCRIPCIÓN DE ENSAYO

Se aplicará un ensayo a carga lateral cíclico con un control de deformaciones obtenido bajo las recomendaciones del FEMA 461. Se considerará cuatro condiciones de reforzamiento.

- La primera condición es un sistema de pórtico sin relleno al cual se ensaya ante carga lateral en el rango elástico. El objetivo de este ensayo es comparar su comportamiento con un sistema pórtico – mampostería, para ver la influencia del panel de relleno.
- La segunda condición es un sistema pórtico - mampostería sin daño inicial y no reforzado, el cual será ensayado hasta generar un daño moderado en elementos estructurales y panel de relleno de mampostería.
- La tercera condición es un sistema pórtico – mampostería sin daño inicial y con reforzamiento, el cual será ensayado hasta obtener un daño severo.

- La cuarta condición es un sistema pórtico – mampostería con daño inicial y con reforzamiento, el cual también será ensayado hasta obtener un daño severo.

Las cuatro condiciones podrán ser comparadas con los modelos realizados en SeismoStruct una vez que estos se calibren tanto con los resultados obtenidos en cada ensayo, como con los resultados de ensayos complementarios que servirán para entregar las propiedades de elementos importantes del sistema como la mampostería.

3.5 ENSAYOS COMPLEMENTARIOS PARA MODELO MATEMÁTICO.

Los ensayos complementarios que se describen en esta sección servirán para calibrar los modelos matemáticos de este trabajo y permitirán realizar una estimación de carga máxima necesaria para el ensayo principal. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas (LEMSUR) y el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV).

3.5.1 COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA.

La mampostería fue adquirida de una fábrica ubicada en el cantón Rumiñahui-Pichincha, a la altura del sector conocido como el colibrí. Su elección se realizó por el tamaño de esta fábrica y con el objetivo de representar de una manera confiable la realidad que se vive en obra.

Tabla 14.

Cuadro resumen, resistencia a la compresión de mampostería (f'_{b})

No.		Ancho	largo	Alto	Area		Carga Rotura	Esfuerzo		Clasificación
					Neta	Bruta		Neto	Bruto	
					[cm ²]	[cm ²]		[MPa]	[MPa]	
1	B1	10,1	40,1	19,8	259,1	404	65,1	2,5	1,6	CLASE C
2	B2	10	40,1	19,9	263,3	402,7	81,5	3,1	2	
3	B3	10	40	19,8	258,2	400,3	83,6	3,2	2,1	
Promedio		10	40,1	19,8	260,2	402,3	76,7	2,9	1,9	

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021).

El parámetro a determinar con este ensayo es la Resistencia a la compresión de bloques de hormigón f'_{b} utilizado en el modelo de Crisafulli, et al. (1997), la **Tabla 14**, indica los resultados obtenidos en laboratorio.

Las muestras fueron tomadas de forma aleatoria de un mismo lote de fabricación, se utilizó la norma NTE INEN 3066 (2016) para realizar la clasificación del bloque y determinación de su resistencia.

La resistencia neta promedio a la compresión obtenida fue $f'_{cb} = 2.9$ [MPa] (29.57 kg/cm^2), valor calculado a partir de los valores de la **Tabla 14**.

3.5.2 DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN DE COLUMNAS

Los ensayos necesarios para la dosificación fueron realizados por los tesisistas en colaboración con técnicos del Laboratorio de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos y Rocas (LEMSUR). La dosificación fue realizada bajo los lineamientos del ACI 211 y fue entregada por parte del laboratorio, esta dosificación se utilizará para realizar el hormigón en columnas $f'_{cc} = 210$ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right]$. Los resultados de la dosificación se observan en la **Tabla 15**.

3.5.2.1 Condiciones de dosificación.

Debido a retrasos ocasionados por la pandemia de Covid-19 y con el objetivo de acelerar el proceso de fraguado, se utilizó el aditivo Sika H 141 a un 1.5%, este aditivo actúa como acelerante y plastificante de la mezcla. Con esto se espera obtener una resistencia máxima a los 14 días, el ensayo se realizará a partir de los 21 días para asegurar una estabilización del módulo de elasticidad.

- Condición de exposición normal.
- Tamaño máximo de ripio 25 [mm] -1"
- Adición de acelerante de fraguado.
- Asentamiento 7.5-10 [cm]
- Se consideran los materiales en estado seco.

Tabla 15.*Dosificación hormigón 210 [kg/cm²]*

Cemento [Sacos/m³]	Dosis peso	Dosis volumen	Cemento	1 saco de 50 Kg
			Arena (Cajonetas)	Ripio (Cajonetas)
7,28	0,67:1:2,03:2,63	0,59:1:1:1,75	3 de 30x30x22	3 de 30x30x37

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.2 PROPIEDADES FÍSICAS DE MATERIALES

3.5.2.2.1 Arena

La arena y ripio fueron adquiridos en una ferretería cercana a los laboratorios principalmente por su rápido transporte, precio y cantidad. La arena y ripio a su vez es adquiridas de canteras ubicadas en el sector de Pintag. Materiales que son frecuentemente utilizados para gran parte de construcciones informales. Los resultados obtenidos en laboratorio se muestran en la **Tabla 16** y **Tabla 17**.

Tabla 16.*Propiedades físicas de arena utilizada en dosificación de hormigón 210 [kg/cm²]*

Densidades aparentes	NORMA: ASTM C29	
<i>Densidad Suelta:</i>	1,78	g/cm ³
<i>Densidad Compacta:</i>	1,87	g/cm ³
Peso específico y absorción	NORMA ASTM C128, INEN 856	
<i>Peso Específico:</i>	2,56	g/cm ³
<i>Peso Específico SSS:</i>	2,63	g/cm ³
<i>Absorción de Agua:</i>	2,7	%
Ensayo de contenido orgánico	NORMA: ASTM C40	
<i>Escala de Gardner</i>	0	
Módulo de finura	2,58	

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.2.2 Ripio

Tabla 17.*Propiedades físicas del agregado grueso (Ripio)*

Densidades aparentes	NORMA: ASTM C29	
Densidad Suelta:	1,32	g/cm ³
Densidad Compacta:	1,46	g/cm ³

Peso específico y absorción	NORMA ASTM C128, INEN 856	
Peso Específico:	2,47	g/cm ³
Peso Específico SSS:	2,57	g/cm ³
Absorción de Agua:	4,1	%

Módulo de finura	5,88
-------------------------	-------------

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.2.3 Cemento

El cemento utilizado es SELVALEGRE, es un cemento Portland puzolánico Tipo IP, diseñado para construcciones de hormigón en general. Cumple con los requerimientos de la norma NTE INEN 490 [Norma Técnica Ecuatoriana] y ASTM C595. Con el fin de obtener datos precisos también se realizaron ensayos de laboratorio (Ver **Tabla 18**).

Tabla 18.*Propiedades físicas del cemento Selvalegre.*

Densidad Suelta	0,88	g/cm ³
Densidad Compactada	1,29	g/cm ³
Densidad Real	3,08	g/cm ³

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.3 ANÁLISIS GRANULOMETRICO AGREGADO FINO

Realizado el tamizado del agregado fino, se observó que la curva granulométrica tiene un exceso de partículas gruesas que se retienen en el tamiz 3/8", por lo que no queda dentro de los límites de gruesos y finos, por tanto, previamente al mezclado del hormigón, se deberá realizar un tamizado de la arena. Este tamizado deberá pasar únicamente por el tamiz 3/8" y retirar el peso retenido en este tamiz. En la **Tabla 19** se observan los requerimientos de agregados finos para poder ser parte de una dosificación de hormigón. En la **Tabla 20** se

observan la granulometría obtenida en laboratorio para el agregado fino. La **Figura 53** muestra gráficamente la franja donde se puede ubicar la granulometría obtenida.

Tabla 19.

Requisitos de clasificación para agregados finos según ASTM C33

Abertura [mm]	Porcentaje Pasa [%]	
	Limite Gruesos	Limite Finos
9,5	100	100
4,75	95	100
2,36	80	100
1,18	50	85
0,6	25	60
0,3	5	30
0,15	0	10

Elaborado: LEMSUR EPN

Tabla 20.

Granulometría agregado fino.

Tamiz N°	Tamaño de abertura [mm]	Peso retenido [g]	Porcentaje retenido [%]	Porcentaje acumulado [%]	Porcentaje que pasa [%]
3/8"	9,5	0	0	0	100
4	4,75	22,1	4,5	4,5	95,5
8	2,38	59,6	12	16,5	83,5
16	1,19	77,6	15,6	32,1	67,9
30	0,59	80,4	16,2	48,3	51,7
50	0,3	93,5	18,8	67,2	32,8
100	0,15	110,9	22,3	89,5	10,5
BANDEJA	-	52,1	10,5	100	0
	TOTAL	496,2	FINURA	2,58	

Elaborado: LEMSUR EPN

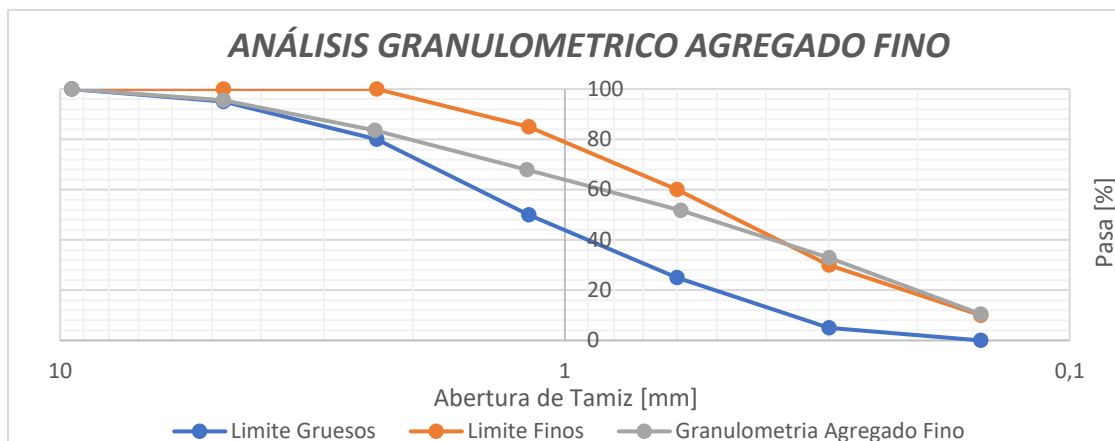


Figura 53. Curva granulométrica de agregado fino y curvas de requisitos de clasificación.

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.4 ANÁLISIS GRANULOMETRICO AGREGADO GRUESO

El análisis granulométrico para el agregado grueso fue realizado en el LEMSUR, obteniendo los resultados que se indican en la **Tabla 21**, **Tabla 22** y **Figura 54**.

Tabla 21.

Requisitos de clasificación para agregados gruesos según ASTM C33 (Número de Tamaño: 57)

Abertura [mm]	Porcentaje Pasa [%]	
	Limite Gruesos	Limite Finos
37,5	100	100
25	95	100
12,5	25	60
4,75	0	10
2,36	0	5
0	0	0

Elaborado: LEMSUR EPN

Tabla 22.

Granulometría agregado grueso

Tamiz N°	Tamiz [mm]	Peso inicial [g]	14808,1	Número de Tamaño		57
				Peso retenido [g]	Porcentaje retenido [%]	
1 1/2"	37,5	0	0	0	100	
1"	25	309,9	2,1	2,1	97,9	
1/2"	12,5	3426,7	23,1	25,2	74,8	
No. 4	4,75	9506	64,2	89,4	10,6	
No. 8	2,36	1291,1	8,7	98,1	1,9	
Bandeja	0	274,4	1,9	100	0	
Total		14808,1	Finura	2,58		

Elaborado: LEMSUR EPN

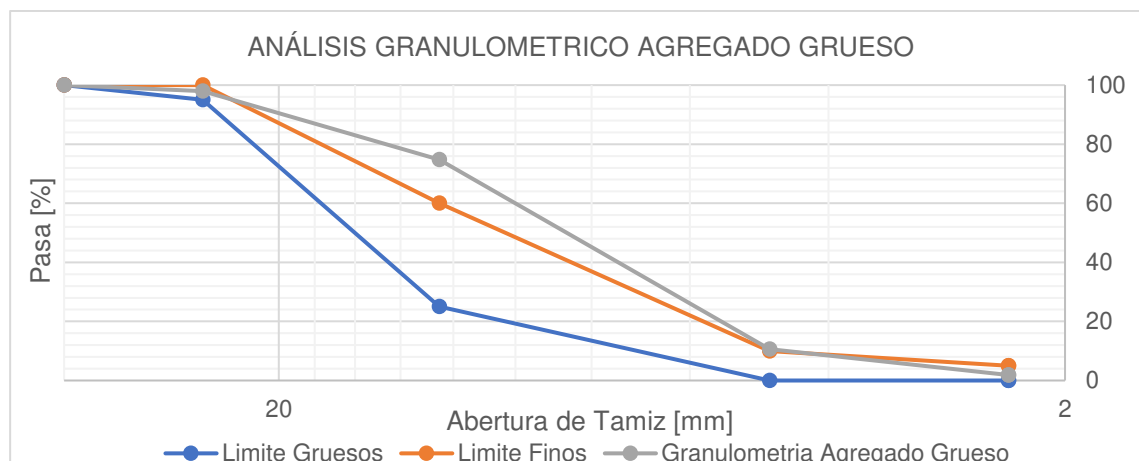


Figura 54. Curva granulométrica de agregado grueso y curvas de requisitos de clasificación.

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.2.5 ENSAYO DE ABRASIÓN AGREGADO GRUESO.

El ensayo de abrasión se llevó a cabo en el LEMSUR, obteniendo los resultados observados en la **Tabla 23**.

Tabla 23.

Resultados ensayo de abrasión.

Resultados de ensayo.	
Muestra:	RIPIO
Gradación:	B
Número de esferas:	11
Peso inicial [g]:	5001,7
Peso retenido en el tamiz #12 luego de 100 revoluciones [g]	4535,4
Peso retenido en el tamiz #12 luego de 500 revoluciones [g]	2556,7
Porcentaje de pérdida 100 rev [%]	9,32
Porcentaje de pérdida 500 rev [%]	48,88
Coefficiente de uniformidad	0,19

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.3 COMPRESIÓN EN CILINDROS

El ensayo de compresión de cilindros de hormigón se realizó bajo las especificaciones de la Norma ASTM C39 (Método de prueba estándar para resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de hormigón).

Se evidenció un inconveniente en el tamaño nominal del agregado grueso, el tamaño nominal podría ser de 1" o ¾" por lo que se realizó dos dosificaciones

diferentes para cada tamaño nominal. En total se ensayaron 8 probetas, 4 con dosificación para tamaño nominal de agregado grueso de 1" y 4 probetas para tamaño nominal de agregado grueso de ¾". Para los dos casos se utilizó aditivo plastificante y acelerante SIKA H141 al 1.5% del peso del cemento. Según el fabricante asegura una resistencia completa a los 7 días.

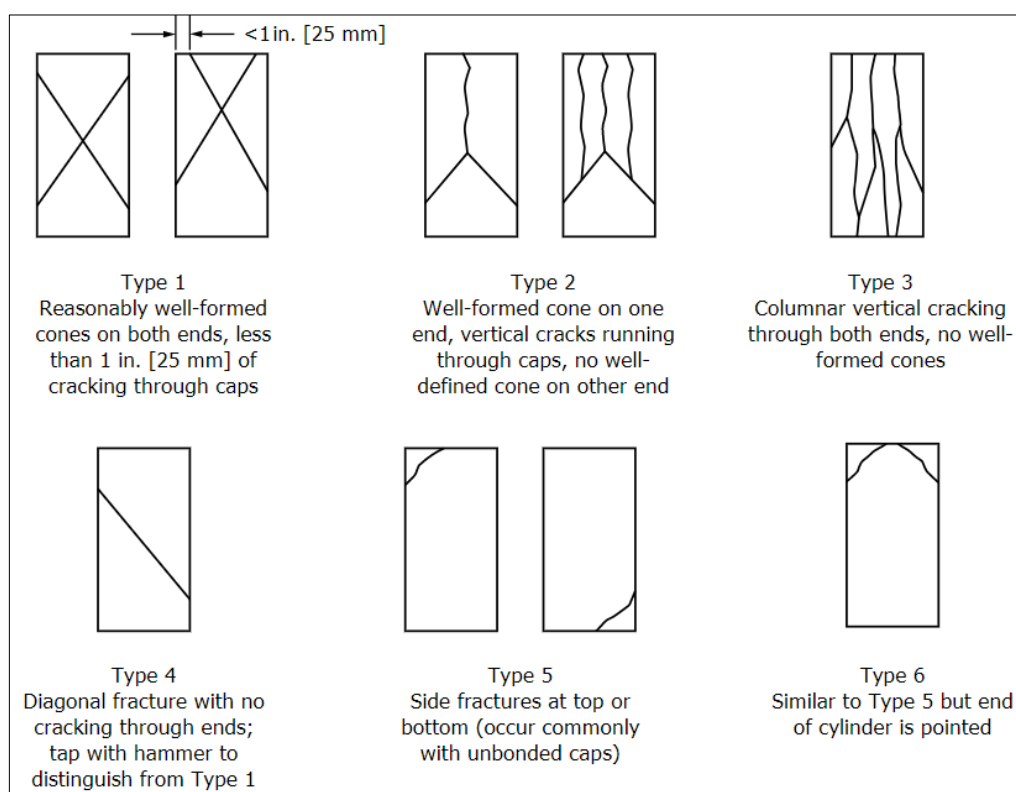


Figura 55. Esquema de patrones de fractura típicos

Fuente: ASTM C39

Tabla 24.

Resumen ensayos de compresión de cilindros de hormigón.

No	identificación	Edad (Días)	Carga Max (kN)	Resistencia		Tipo de Falla	Defectos
				(Mpa)	(kg/m ³)		
1	1"-1	3	106,3	13,1	133,3	1	A
2	3/4"-1	3	107,6	13,2	134,9	1	A
3	1"-2	7	122,1	15	153,1	1	A
4	1"-3	7	133,2	16,4	167	1	A
5	3/4"-2	7	121,7	14,8	151,1	1	A
6	3/4"-3	7	115,1	14,4	146,5	1	A
7	1"-4	14	169,1	20,9	213,11	1	A
8	3/4"-4	14	117,9	14,7	150,1	1	A

Elaborado: LEMSUR EPN

Se observó que todos los cilindros fallaron mediante una falla tipo 1, además se evidencio que la resistencia máxima se alcanzó a los 14 días de edad y con una dosificación para agregado grueso de 1" (Ver **Tabla 24**).

3.5.4 DOSIFICACIÓN DE MORTERO

El mortero que se utiliza para el reforzamiento por enchape es un tipo 1:3 de proporción entre cemento y arena, que debido a la naturaleza de la arena se consiguió manteniendo una relación agua/cemento de 0.82 que es el necesario para que el mortero tenga un flujo de 110 ± 5 como se menciona en la norma ASTM 109. Adicionalmente, como se ha indicado en los apartados anteriores, debido a los retrasos generados por la pandemia del COVID 19 se utiliza acelerantes en el hormigón y en los morteros, en el caso del mortero se utiliza el acelerante SIKA 3 en una dilución en agua con proporción de 1:5. En próximos capítulos se verá que la dosificación del mortero cambio, y redujo su resistencia, debido principalmente a problemas de trabajabilidad y con el afán de representar lo cotidianamente utilizado en construcciones informales.

3.5.4.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE MATERIALES

3.5.4.1.1 Arena

La arena utilizada para el mortero fue adquirida en una ferretería ubicada en las cercanías del Laboratorio LEMSUR, en donde se realizaron los ensayos. Los resultados de los ensayos realizados para determinar las propiedades físicas del polvo para el mortero se encuentran en las tablas: **Tabla 25**, **Tabla 26**, **Tabla 56**.

Tabla 25.

Resultados ensayo de Densidad Aparente de Agregados con ASTM C29.

<i>Identificación</i>	<i>Descripción</i>	<i>Muestra suelta</i>		<i>Muestra compacta</i>	
		<i>Densidad seca [kg/m³]</i>	<i>Contenido de vacíos [%]</i>	<i>Densidad seca [kg/m³]</i>	<i>Contenido de vacíos [%]</i>
003-I-1	Arena	1350	47	1493	41

Elaborado: LEMSUR EPN

Tabla 26.

Resultados ensayo de Peso Específico y Absorción con ASTM C136 - C33.

<i>Identificación</i>	<i>Descripción</i>	<i>Densidad relativa seca</i>	<i>Densidad relativa S.S.S</i>	<i>Densidad relativa aparente.</i>	<i>Absorción de agua [%]</i>
003-I-1	Arena	2,54	2,6	2,68	2,06

Elaborado: Lemsur EPN



Figura 56. Resultados ensayo de Contenido Orgánico con INEN 855

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.4.1.2 Cemento

El cemento utilizado es SELVALEGRE que se usó para el hormigón de las columnas, las propiedades físicas de este se encuentran descritas en la **Tabla 18**.

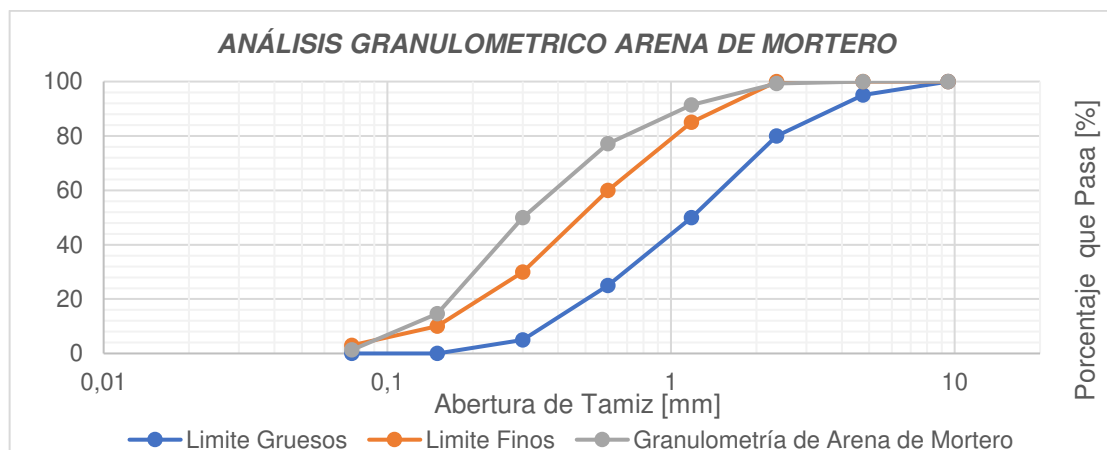
3.5.4.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA ARENA DE MORTERO

Los resultados de obtenidos para la arena utilizada en el mortero de junta y enchape se presentan en la **Tabla 27** y **Figura 57**.

Tabla 27.*Resultados de Granulometría de Arena de Mortero.*

Tamiz No	Tamaño apertura [mm]	Peso retenido [g]	Porcentaje retenido [%]	Porcentaje acumulado [%]	Porcentaje que pasa [%]
3/8"	9,5	0	0	0	100
No. 4	4,75	0,1	0	0	100
No. 8	2,36	3,4	0,7	0,7	99,3
No. 16	1,18	39,9	7,9	8,6	91,4
No. 30	0,6	71,7	14,2	22,8	77,2
No. 50	0,3	136,9	27,1	50	50
No. 100	0,15	178,6	35,4	85,4	14,6
No. 200	0,075	67,1	13,3	98,7	1,3
BANDEJA	-	6,7	1,3	100	0
TOTAL		504,4			

Elaborado: LEMSUR EPN

**Figura 57.** Curva granulométrica de agregado fino y curvas de requisitos de clasificación.

Elaborado: LEMSUR EPN

3.5.5 COMPRESIÓN CÚBICA DE MORTERO.

Este ensayo se realiza de acuerdo con la norma ASTM C109 para determinar la resistencia a compresión del mortero utilizado en el reforzamiento con enchape de las paredes. Debido a que se utiliza acelerante ZIKA 3 para acelerar el fraguado del mortero, se aplica el ensayo en 9 cubos de 50x50 [mm] sin acelerante a los 3, 7 y 28 días de haber sido fundidos (3 por día), como también se realiza a otros 9 cubos de 50x50 [mm] con Sika 3 a los 3, 7 y 14 días de haber sido fundidos (3 por día). Los detalles y resultados se encuentran en la **Tabla 28** y **Tabla 29**. Cabe recalcar que estos cubos fueron realizados con la dosificación 1:3 y con 0.82 de relación agua/cemento.

Tabla 28.

Resumen ensayos de compresión de mortero sin acelerante.

No	Fecha fabricación	Descripción	Fecha rotura	Edad [días]	Peso [g]	Carga [T]	Carga [kN]	Resistencia [kg/m ³]	Resistencia [Mpa]
1	9/3/2021	SA1	12/3/2021	3	264,8	2,37	23,24	90	8,8
2	9/3/2021	SA2	12/3/2021	3	269,4	2,37	23,24	90	8,8
3	9/3/2021	SA3	12/3/2021	3	263,8	2,43	23,83	93	9,1
4	9/3/2021	SA4	16/3/2021	7	265,8	3,34	32,75	128	12,6
5	9/3/2021	SA5	16/3/2021	7	268,2	3,32	32,56	128	12,6
6	9/3/2021	SA6	16/3/2021	7	268,9	3,5	34,32	137	13,4
7	9/3/2021	SA7	6/4/2021	28	267,7	4,31	42,27	163	16
8	9/3/2021	SA8	6/4/2021	28	267,7	4,45	43,64	166	16,3
9	9/3/2021	SA9	6/4/2021	28	271,1	4,59	45,01	173	17

Elaborado: LEMSUR EPN

Tabla 29.

Resumen ensayos de compresión de mortero con acelerante.

No	Fecha fabricación	Descripción	Fecha rotura	Edad [días]	Peso [g]	Carga [T]	Carga [kN]	Resistencia [kg/m ³]	Resistencia [Mpa]
1	12/3/2021	CA1	15/3/2021	3	277,7	3,15	30,89	116	11,4
2	12/3/2021	CA2	15/3/2021	3	272,8	2,44	23,93	93	9,1
3	12/3/2021	CA3	15/3/2021	3	274,7	3	29,42	113	11,1
4	12/3/2021	CA4	19/3/2021	7	273,9	3,78	37,07	146	14,3
5	12/3/2021	CA5	19/3/2021	7	271,2	4,32	42,36	165	16,2
6	12/3/2021	CA6	19/3/2021	7	272,7	3,99	39,13	151	14,8
7	12/3/2021	CA7	26/3/2021	14	267,6	5,38	52,76	208	20,4
8	12/3/2021	CA8	26/3/2021	14	272,9	4,85	47,56	185	18,1
9	12/3/2021	CA9	26/3/2021	14	272,9	5,61	55,02	214	21

Elaborado: LEMSUR EPN

Se observa tener resistencias elevadas con dicha dosificación.

3.5.6 TENSION DIAGONAL (MURETES)

Los ensayos de tensión diagonal en mampostería se realizaron de acuerdo con la norma "NEC SE-MP: Mampostería Estructural Capítulo 10.2" en el CIV de la Escuela Politécnica Nacional. En la **Figura 59** se puede observar un esquema de la instrumentación en CIV. Las **Figura 58**, **Figura 60**, **Figura 61**, **Figura 62** y **Figura 63** se observa el modo de fallo de cada probeta ensayada.



Figura 58. Modo de falla. Probeta 1

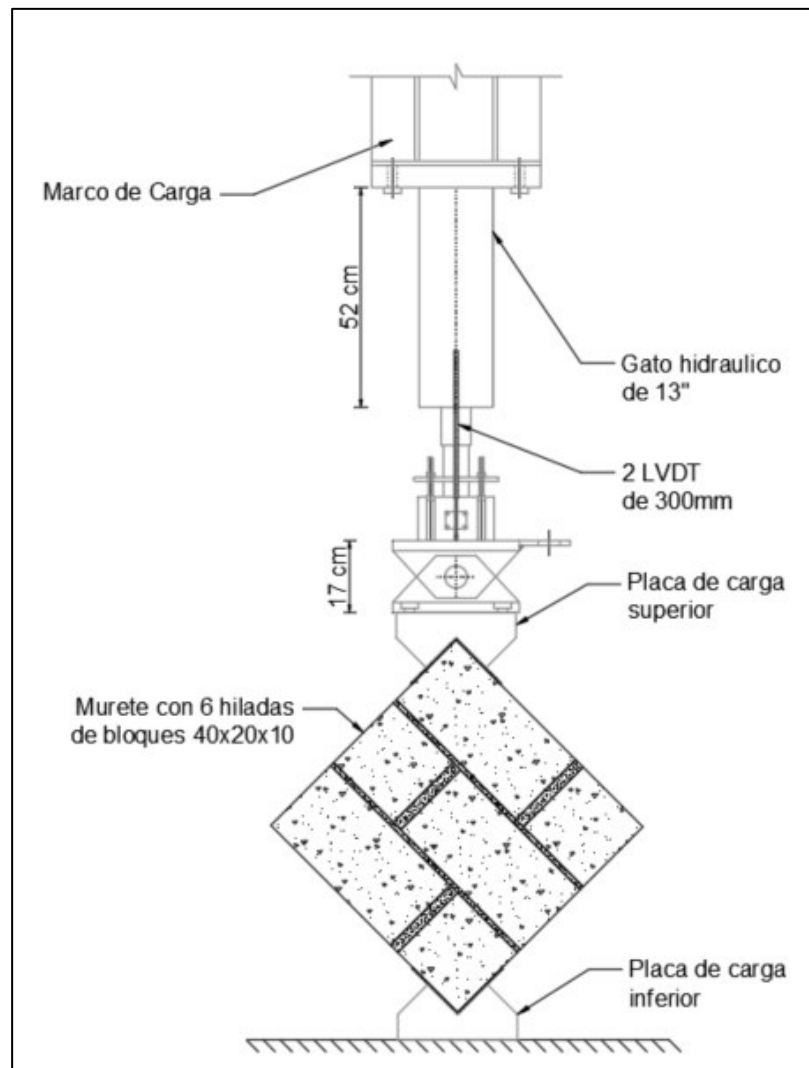


Figura 59. Esquema de ensayo de tensión diagonal.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 60. Modo de falla. Probeta 2



Figura 61. Modo de falla. Probeta 3



Figura 62. Modo de falla. Probeta 4



Figura 63. Modo de falla. Probeta 5

3.5.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESTANDAR

Los ensayos de compresión estándar de prismas de mampostería se realizaron de acuerdo con la norma ASTM C1314-18 en el CIV de la Escuela Politécnica Nacional, como se observa en las **Figura 65**, **Figura 66**, **Figura 67**, **Figura 68**, **Figura 69**, **Figura 70** y **Figura 71**.

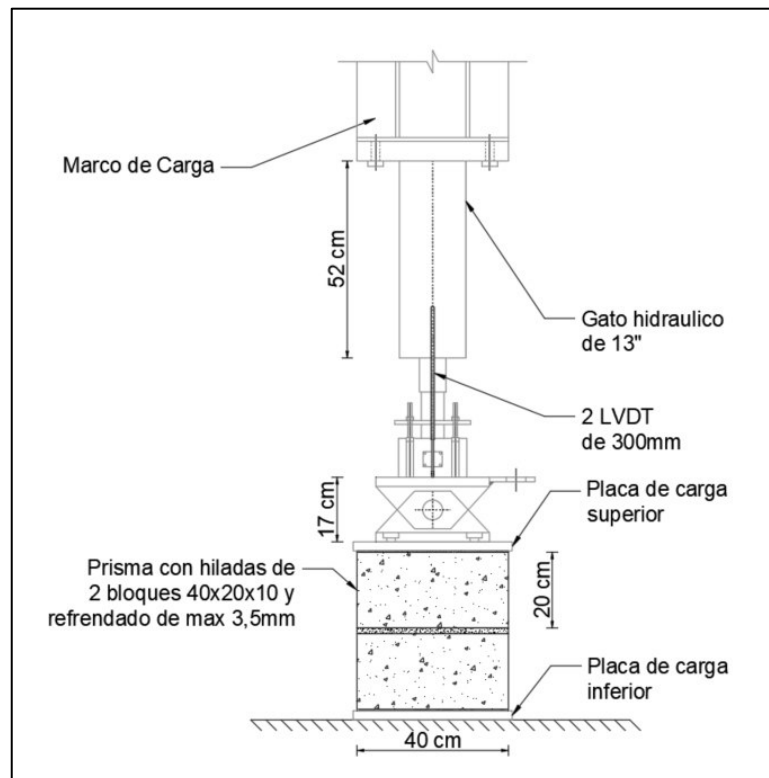


Figura 64. Esquema de ensayo de compresión estándar.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El ensayo de compresión estándar es parte de la caracterización de la mampostería, mediante este se encontrará el parámetro f'_w presente en el modelo matemático de Crisafulli, et al. (1997). Se construyeron 7 probetas provistas de dos hiladas de bloque de aproximadamente 400x420x100 [mm] y una junta de mortero con un promedio de 15 [mm] de espesor. El mortero utilizado fue el estudiado y ensayado previamente. La **Figura 64** indica un esquema de la instrumentación realizada en el CIV. Adicional en la **Figura 72** se muestra los posibles modos de falla que pueden ocurrir en el ensayo, para así poder clasificarlos.



Figura 65. Modo de falla. Probeta 1



Figura 66. Modo de falla. Probeta 2.



Figura 67. Modo de falla. Probeta 3.



Figura 68. Modo de falla. Probeta 4.



Figura 69. Modo de falla. Probeta 5.



Figura 70. Modo de falla. Probeta 6



Figura 71. Modo de falla. Probeta 7.

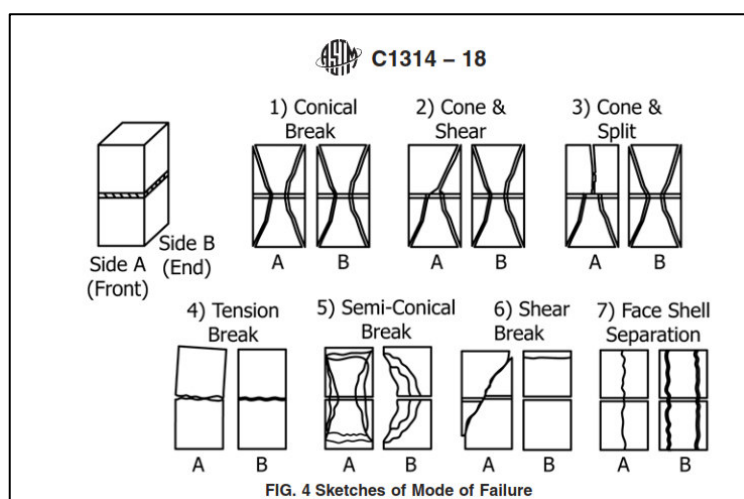


Figura 72. Modos de falla según para probetas compresión estándar.

Fuente: ASTM C-1314-18

3.5.7.1 Procesamiento de Resultados.

Como previamente se explicó la instrumentación del ensayo, consta de dos LVDT 300, los cuales fueron instalados en el cabezal de marco de carga. Para los siguientes cálculos se utilizó el promedio de los dos desplazamientos arrojados por estos dispositivos, como se muestra en la **Tabla 30** y **Figura 73**.

Tabla 30.

Cálculos y resultados. Ensayo compresión estándar. ASTM C1314-18

Prisma N°	Edad [días]	Dimensiones			Area Neta An [mm ²]	Carga Maxima P [kN]	Esfuerzo Maximo fmt [MPa]	Relación hp/tp	CF*	Esfuerzo Corregido fmt [MPa]
		Longitud [mm]	Altura [mm]	Espesor [mm]						
1	77	402,25	419,75	101	26275,37	61,32	2,33	4,16	1,16	2,71
2	77	401,75	425,27	100,5	26112,80	96,88	3,71	4,23	1,17	4,33
3	77	401	421	100	25934,38	124,84	4,81	4,21	1,16	5,61
4	77	400,75	412,5	100,25	25983,01	110,12	4,24	4,11	1,16	4,91
5	77	401	425	100,5	26064,05	94,23	3,62	4,23	1,17	4,22
6	77	402	430	100	25999,05	99,43	3,82	4,30	1,17	4,48
7	77	401,5	429	100	25966,72	88,40	3,40	4,29	1,17	3,98
Promedio										4,32

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

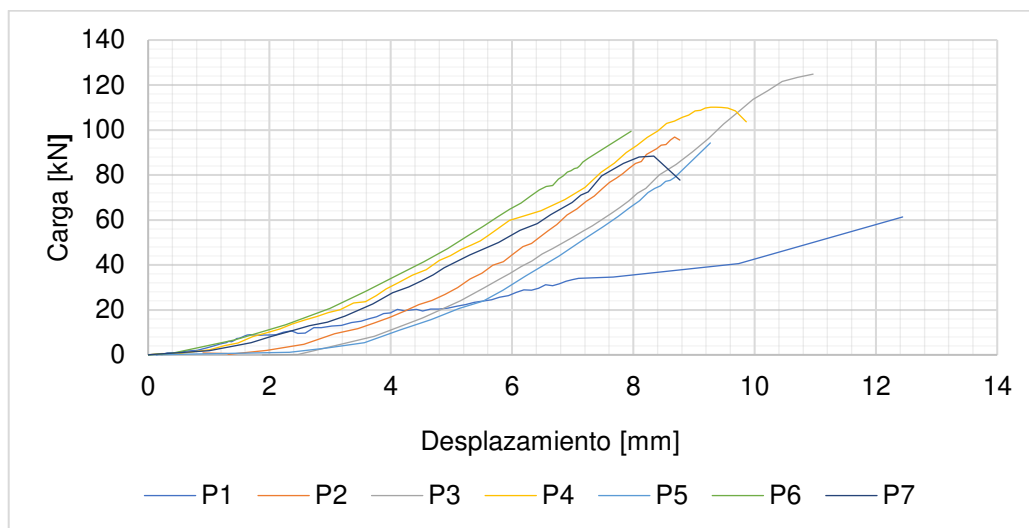


Figura 73. Curvas Carga-Desplazamiento Pobretas ASTM C1314-18

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Una vez obtenido curvas carga vs deformación, se pudo constatar que la primera probeta no tiene la misma tendencia de las demás, por lo cual esta podría tener algún tipo de error de ensayo o construcción.

Para el cálculo de módulo de elasticidad de la mampostería se hizo siguiendo las recomendaciones de Hendry (1990), San Bartolomé (1990), Paulay & Priestley (1992), $400f_{m\theta} < E_m < 1000f_{m\theta}$. Se tomó aproximadamente $600f_{m\theta}$.

3.6 MODELO MATEMÁTICO.

El modelo computacional tanto del prototipo como de la vivienda de aplicación será realizado en el software SeismoStruct, dado las ventajas que este ofrece. Principalmente un análisis no lineal tipo Pushover en secciones RCFT, que otros paquetes computacionales no poseen. A continuación, se explica.

3.6.1 TIPO DE ANÁLISIS.

3.6.1.1 Pushover Análisis Estático.

El análisis pushover convencional (no adaptativo) se emplea en la estimación de la capacidad horizontal de las estructuras que implican una respuesta dinámica que no se ve afectada significativamente por los niveles de deformación incurridos (es decir, la forma del patrón de carga horizontal, cuyo objetivo es simular la respuesta dinámica, puede asumirse como constante) (SeismoStruct, 2021).

La carga incremental P aplicada se mantiene proporcional al patrón de cargas nominales definido inicialmente por el usuario: El factor de carga es incrementado automáticamente por el programa hasta que se alcanza un límite definido por el usuario, o un fallo numérico. Para el incremento del factor de carga se pueden emplear diferentes estrategias, ya que actualmente se dispone de tres tipos de control: de carga, de respuesta y de respuesta automática.

3.6.1.1.1 Control de carga

El control de carga se refiere al caso en el que el factor de carga se incrementa directamente y los desplazamientos estructurales globales se determinan en cada nivel del factor de carga. Este control fue utilizado en el modelo.

3.6.1.1.2 Control de respuesta

El control de respuesta se refiere al incremento directo del desplazamiento global de un nodo y al cálculo del factor de carga que corresponde a este desplazamiento.

3.6.1.1.3 Control automático

El control automático de la respuesta se refiere a un procedimiento en el que el incremento de la carga es ajustado automáticamente por SeismoStruct, dependiendo de las condiciones de convergencia en el paso anterior. Una descripción más detallada de los tres tipos de control en el análisis pushover se da en Fases de carga (SeismoStruct, 2021).

3.6.2 MATERIALES.

3.6.2.1 Hormigón

3.6.2.1.1 Modelo de Mander – con_{ma}

Se trata de un modelo de confinamiento constante no lineal uniaxial, programado inicialmente por Madas (1993), que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. (1988) y las reglas cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai & Elghazouli (1993). Los efectos de confinamiento proporcionados por la armadura transversal lateral se incorporan a través de las reglas propuestas por Mander et al. (1988) por las que se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango esfuerzo-deformación (SeismoStruct, 2021).

Es necesario definir cinco parámetros de calibración del modelo para describir completamente las características mecánicas del material:

3.6.2.1.2 Resistencia a la compresión – f'_c

Es la capacidad de esfuerzo de compresión del cilindro (100x200 mm) del material. Su valor suele variar entre 15 [MPa] y 45 [MPa]. El valor por defecto que coloca SeismoStruct es de 28 [MPa].

3.6.2.1.3 Resistencia a la tracción - f_t

Es la capacidad de esfuerzo de tracción del material. Normalmente puede estimarse como $f_t = k_t \cdot \sqrt{f'_c}$, donde, de acuerdo a los estudios realizados por Priestley et al.(1996) f_t varía de 2 [MPa] (hormigón en tensión directa) a 3 [MPa] (hormigón en tensión debido a la flexión en el material). Cuando se alcanza este valor, se supone que el hormigón pierde bruscamente su resistencia a la tracción, sin ningún tipo de reblandecimiento por tensión. El valor que por defecto coloca SeismoStruct es de 2,2 [MPa].

3.6.2.1.4 Módulo de elasticidad - E_c

Es la rigidez elástica inicial del material. Su valor suele oscilar entre 18000 y 30000 [MPa]. El valor que por defecto coloca SeismoStruct es de 24870 [MPa].

3.6.2.1.5 Deformación a la tensión máxima - ϵ_c

Es la deformación correspondiente al punto de máximo esfuerzo de compresión no confinada (f'_c). Para el hormigón liso de resistencia normal, este valor suele considerarse dentro del rango de 0,002 a 0,0022. El valor por defecto es de 0,002 [mm/mm].

3.6.2.1.6 Peso específico - γ

Es el peso específico del material. El valor por defecto es de 24 [kN/m³].

Mean Compressive strength (kPa)	20593,97
Mean Tensile strength (kPa)	1588,32
Modulus of elasticity (kPa)	1,7764E+007
Strain at peak stress (m/m)	0,0022
Specific Weight (KN/m ³)	24,00

Figura 74.- Datos adoptados para hormigón de relleno de columnas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Mean Compressive strength (kPa)	13984,28
Mean Tensile strength (kPa)	1308,84
Modulus of elasticity (kPa)	1,4643E+007
Strain at peak stress (m/m)	0,002
Specific Weight (kN/m ³)	24,00

Figura 75. Datos adoptados para enchape de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.2.2 Acero de Refuerzo.

3.6.2.2.1 Modelo de Dodd y Restrepo – stl_dr

Se trata de un modelo de acero uniaxial programado inicialmente por Dodd & Restrepo-Posada (1995). Considera la reducción del módulo de descarga con la deformación plástica, mientras que la reducción de la deformación última de tracción se toma únicamente en función de la deformación máxima de compresión, cuando el número de ciclos es lo suficientemente pequeño como para ignorar los efectos de la fatiga de bajo ciclo (SeismoStruct, 2021).

Es necesario definir ocho parámetros de calibración del modelo para describir completamente las características mecánicas del material, existen tres tipos de material en lo que acero se refiere, en la **Figura 76** se muestra el material utilizado para chicotes, la **Figura 77** indica el material utilizado para malla electrosoldada y en la **Figura 78** el acero utilizado en los perfiles estructurales.

Material Name:

Material Type: Note: Go the Constitutive Models' Settings menu to define which material models are displayed here

Dodd-Restreppo steel model

Parameters for Code-based Checks

Existing_Material New_Material

Strength

Mean Strength

Lower-bound Strength

Ok Cancel Help

Sample Plot

Material Properties

Modulus of elasticity (kPa)

Yield Stress (kPa)

Stress at peak load (kPa)

Strain at initiation of strain hardening curve (-)

Strain at peak load (-)

Strain of the intermediate point of the strain hardening curve (-)

Stress of the intermediate point of the strain hardening curve (kPa)

Specific Weight (kN/m3)

Sample Plot

(Pseudo)Time	Strain
1	0.002
2	-0.002
3	0.002
4	-0.002
5	0.004
6	-0.004
7	0.004
8	-0.004
9	0.008
10	-0.008

Figura 76. Acero utilizado como refuerzo para columnas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.2.2.2 Módulo de elasticidad - E

Es la rigidez elástica inicial del material. Su valor suele oscilar entre 200 y 210 [GPa]. El valor por defecto es de 210 [GPa].

3.6.2.2.3 Resistencia a la fluencia - fy

Es el esfuerzo de fluencia. Su valor suele variar entre 230 [MPa] y 650 [MPa]. El valor que SeismoStruct coloca por defecto es de 295,4 [MPa].

Material Properties

Modulus of elasticity (kPa)

Yield Stress (kPa)

Stress at peak load (kPa)

Strain at initiation of strain hardening curve (-)

Strain at peak load (-)

Strain of the intermediate point of the strain hardening curve (-)

Stress of the intermediate point of the strain hardening curve (kPa)

Specific Weight (kN/m3)

Figura 77. Acero utilizado para malla electrosoldada.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.2.2.4 Esfuerzo de carga máxima

El valor por defecto es de 479,5 [MPa].

3.6.2.2.5 Deformación al inicio de la curva de endurecimiento por deformación.

El valor por defecto es 0,016.

3.6.2.2.6 Deformación en el momento de la carga máxima

El valor por defecto es 0,207.

3.6.2.2.7 Deformación del punto intermedio de la curva de endurecimiento por deformación

El valor por defecto es 0.053.

3.6.2.2.8 Tensión del punto intermedio de la curva de endurecimiento por deformación

El valor por defecto es 420 [MPa].

3.6.2.2.9 Peso específico

Es el peso específico del material. El valor por defecto propuesto por SeismoStruct es 78 [kN/m³].

3.6.2.3 Perfilería de Acero.

3.6.2.3.1 Modelo bilineal de acero - stl_bl

Se trata de un modelo de esfuerzo-deformación bilineal uniaxial con endurecimiento cinemático por deformación, en el que el rango elástico permanece constante a lo largo de las distintas etapas de carga, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se asume como una función lineal del incremento de la deformación plástica. Este sencillo modelo se caracteriza también por unos parámetros de calibración fácilmente identificables y por su eficiencia computacional. Puede utilizarse en la modelización tanto de estructuras de acero, en las que se suele emplear acero dulce, como de modelos de hormigón armado, en los que se suele utilizar acero trabajado (SeismoStruct, 2021).

Hay que definir cinco parámetros de calibración del modelo para describir completamente las características mecánicas del material:

3.6.2.3.2 Módulo de elasticidad - E

Es la rigidez elástica inicial del material. Su valor suele oscilar entre 200 y 210 [GPa]. El valor por defecto es de 200 [GPa].

3.6.2.3.3 Resistencia a la fluencia - f_y

Es el esfuerzo de fluencia. Su valor suele oscilar entre 230 [MPa] y 650 [MPa]. El valor por defecto es de 500 [MPa].

3.6.2.3.4 Parámetro de endurecimiento por deformación - μ

Es la relación entre la rigidez post-rendimiento (E_{sp}) y la rigidez elástica inicial (E_s) del material. La primera se define como $E_{sp}=(f_{ult}-f_y)/(-f_y/E_s)$, donde f_{ult} y representa el esfuerzo último o máximo y la capacidad de deformación del material, respectivamente. Su valor suele oscilar entre 0,005 y 0,015. El valor por defecto es 0,005.

3.6.2.3.5 Deformación de fractura/deformación de pandeo - ϵ_{ult}

Es la deformación a la que se produce la fractura o el pandeo. El valor por defecto es 0,1 (este puede ser un valor razonable para las barras de acero en secciones de hormigón armado, pero bastante inapropiado para los perfiles de acero - los usuarios deben por lo tanto establecerlo con cuidado (incluso utilizando un valor infinitamente grande cuando no se desea modelar la fractura / pandeo)).

3.6.2.3.6 Peso específico - γ

Es el peso específico del material. El valor por defecto es [78 kN/m³].

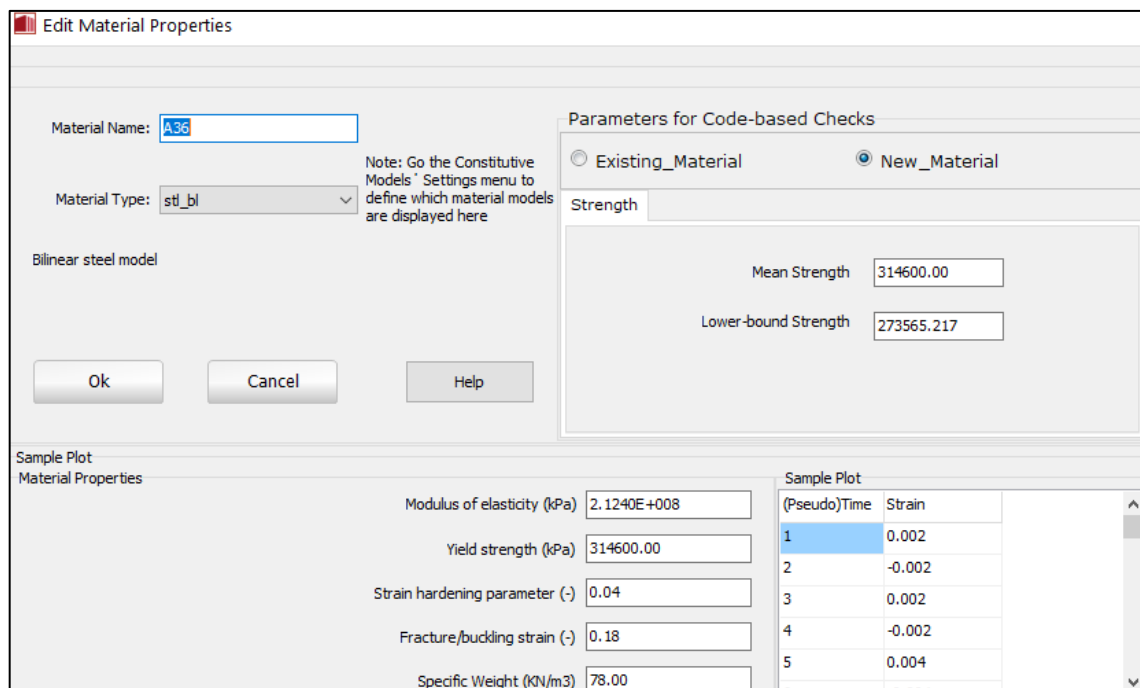


Figura 78. Material acero utilizado en perfilera – columnas y viga.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.3 SECCIONES

3.6.3.1 Columnas.

3.6.3.1.1 Sección rectangular compuesta - crs

Se trata de una sección frecuentemente adoptada para la modelización de columnas RCFT. Se pueden definir cuatro materiales diferentes: armadura longitudinal, armadura transversal, tubo de acero y hormigón. En este caso se utilizará únicamente tubo de acero y relleno de hormigón (SeismoStruct, 2021).

(Ver **Figura 79**)

Section Name: RCFT	
Section Type: Composite crs: Composite rectangular section	
Materials and Dimensions Reinforcement Section Characteristics	
Section Material(s)	Section Dimensions (m)
Longitudinal Reinforcement	Section Height
fy:4200	0.15000
Transverse Reinforcement	Section Width
fy:4200	0.16000
Steel tube	Steel Thickness
A36	0.00600
Concrete	
fc_210	

Section Name: RCFT	
Section Type: Composite crs: Composite rectangular section	
Materials and Dimensions Reinforcement Section Characteristics	
Longitudinal Reinforcement	
Reinforcement Pattern	Edit Reinforcement Pattern
corners(0@20mm) top_bottom_sides(0@16mm) left_right_sides(0@16mm)	
Additional Reinforcing Bars	
Transverse Reinforcement	
Hoops	
bars # 10mm	Spacing (m) 1000.0
No. of Stirrup Legs	
Along Width 2	Along Height 2

Figura 79. Datos sección compuesta RCFT-Columna.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.3.2 Vigas

3.6.3.2.1 Sección simétrica en I o en T – sits

En el SeismoStruct posee un catálogo de secciones normadas, dentro de las cuales se encuentra las vigas IPE, por tanto, no fue necesario ingresar manualmente sus dimensiones. La **Figura 80** muestra las dimensiones predefinidas.

Section Name: IPE200*	
Section Type: Steel sits: Symmetric I- or T-section	
Materials and Dimensions Section Characteristics	
Section Material(s) A36	Section Dimensions (m) Bottom flange width: 0.10000 Bottom flange thickness: 0.00850 Top flange width: 0.10000 Top flange thickness: 0.00850 Web height: 0.18300 Web thickness: 0.00560

Figura 80. Datos sección tipo I – viga.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.3.3 Enchape.

3.6.3.3.1 Sección de muro rectangular de hormigón armado - rcrws

Se trata de una sección que puede adoptarse en la modelización de muros de hormigón armado de cualquier forma. Es necesario utilizar enlaces/brazos rígidos que tengan la mitad de la anchura del muro para conectar el elemento de armazón del muro con los miembros estructurales adyacentes, con el fin de que el movimiento del cuerpo rígido del muro, y su influencia en dichos elementos estructurales conectados, se modelen adecuadamente. Se recomienda leer el trabajo de Beyer et al. (2008) para obtener más orientación sobre este tema, especialmente cuando estén interesados en utilizar esta sección transversal para modelar muros en forma de L o de U (SeismoStruct, 2021).

Cabe mencionar que existe un inconveniente en la colocación de refuerzo para el muro, únicamente permite dos hileras de reforzamiento, tanto longitudinal como transversal. Por tanto, se trató de repartir el acero de la malla electrosoldada (5mm@15cm), para las dos hileras (Ver **Figura 81**).

Section Name: <input type="text" value="Enchape"/>	
Section Type: <input type="text" value="Reinforced concrete"/> rcwrs: Reinforced concrete rectangular wall section	
Materials and Dimensions Reinforcement Section Characteristics	
Section Material(s)	Section Dimensions (m)
Longitudinal Reinforcement	Wall width
<input type="text" value="fy_5000"/>	<input type="text" value="2.44000"/>
Transverse Reinforcement	Thickness of section edges
<input type="text" value="fy_5000"/>	<input type="text" value="0.02500"/>
Concrete	Width of section edges
<input type="text" value="fc_142"/>	<input type="text" value="0.00010"/>
	Thickness of section core
	<input type="text" value="0.02000"/>
	Cover Thickness
	<input type="text" value="0.00250"/>

Section Name: <input type="text" value="Enchape"/>	
Section Type: <input type="text" value="Reinforced concrete"/> rcwrs: Reinforced concrete rectangular wall section	
Materials and Dimensions Reinforcement Section Characteristics	
Longitudinal Reinforcement	
Reinforcement Pattern	<input type="button" value="Edit Reinforcement Pattern"/>
<input type="text" value="corner_1(0@20mm) top_bottom_sides_1(0@16mm) left_right_sides_1(0@16mm) corner_2(0@20mm) top_bottom_sides_2(0@"/>	
<input type="button" value="Additional Reinforcing Bars"/>	
Transverse Reinforcement	
Reinforcement Pattern	<input type="button" value="Edit Reinforcement Pattern"/>
<input type="text" value="upper(0-0)@10mm/0.15 lower(0-0)@10mm/0.15 middle(0-2)@2mm/0.05"/>	

Figura 81. Datos adoptados para muro tipo enchape.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.4 CLASES DE ELEMENTOS

En la actualidad, SeismoStruct dispone de quince tipos de elementos. Al hacer uso de estos tipos de elementos, el usuario puede crear un número ilimitado de clases de elementos diferentes que no sólo son capaces de representar con precisión los miembros estructurales (columnas, vigas, muros, uniones viga-columna, etc.) y los componentes no estructurales (paneles de relleno, dispositivos de disipación de energía, masas de inercia, etc.), sino que también permiten el modelado de diferentes condiciones de contorno, tales como cimentaciones flexibles, aislamiento sísmico, separación estructural / golpeo, etc.

3.6.4.1.1 Inelastic force-based plastic hinge frame element type- infrmFBPH (Vigas, columnas y enchape)

Se trata de la contrapartida de la bisagra plástica del elemento infrmFB, que presenta una formulación similar basada en la inelasticidad distribuida forzada, pero concentrando dicha inelasticidad dentro de una longitud fija del elemento, como proponen Scott & Fenves (2006).

Las ventajas de esta formulación no son sólo la reducción del tiempo de análisis (ya que la integración de las fibras se lleva a cabo sólo para las dos secciones extremas del elemento), sino también el control/calibración total de la longitud de la bisagra plástica (o la distribución de la inelasticidad), lo que permite superar los problemas de localización, como se discute, por ejemplo, en Calabrese et al.(2010).

Es necesario definir el número de fibras de sección utilizadas en los cálculos de equilibrio realizados en las secciones extremas del elemento. El número ideal de fibras de sección, suficiente para garantizar una reproducción adecuada de la distribución de esfuerzos y deformaciones a lo largo de la sección transversal del elemento, varía con la forma y las características del material de este último, dependiendo también del grado de inelasticidad al que se verá sometido el elemento. Como regla general, los usuarios pueden considerar que las secciones de un solo material suelen estar adecuadamente representadas por 100 fibras, mientras que las secciones más complicadas, sometidas a altos niveles de inelasticidad, requerirán normalmente el empleo de 200 fibras o más. Sin embargo, y evidentemente, sólo un estudio de sensibilidad realizado por el usuario en cada caso puede establecer de forma inequívoca el número óptimo de fibras de la sección (SeismoStruct, 2021) (Ver **Figura 82**).

infrmFB	infrmFBPH	infrmDBPH	infrmDB	elfrm	truss	infill	rack	masonry
Element Class	Section Name	Section Fibres	Plastic-hinge length Lp/L(%)	Damping	Additional M			
Columna	RCFT	300	5.00	None	0.00			
Viga	IPE200	300	5.00	None	0.00			
Enchape	Enchape	300	5.00	None	0.00			

Figura 82. Elementos tipo infrmFBPH.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.4.1.2 Inelastic infill panel element -infill

Este modelo está basado en el modelo de Crisafulli et al. (1997) que fue estudiado ampliamente en el capítulo 2 del presente documento.

3.6.4.1.2.1 Masonry infill strut curve - inf_strut

Se trata del modelo de pilar de relleno de mampostería utilizado para modelar el comportamiento a tensión y compresión, desarrollado y programado inicialmente por Crisafulli et al. (1997) e implementado en SeismoStruct por Blandon (2005), para ser utilizado (casi exclusivamente) en asociación con el elemento de panel de relleno. Es necesario definir diecisiete parámetros para caracterizar completamente esta curva de respuesta:

3.6.4.1.2.2 Masonry infill shear curve - inf_shear

Se trata del modelo de cortante de relleno de mampostería, desarrollado y programado inicialmente por Crisafulli et al. (1997) e implementado en SeismoStruct por Blandon (2005), para ser utilizado (casi exclusivamente) en asociación con el elemento de panel de relleno.

Se recuerda que la resistencia al cizallamiento resulta de la combinación de dos mecanismos, a saber, la fuerza de adherencia y la resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y los ladrillos. La resistencia al cizallamiento puede expresarse, por tanto, como la suma de la resistencia de adherencia inicial al cizallamiento y el producto del coeficiente de fricción por el valor absoluto de la fuerza de compresión normal en la dirección perpendicular a las juntas del lecho. Este enfoque para estimar la resistencia al corte es adoptado pragmáticamente por los códigos de diseño, independientemente del mecanismo de fallo (fallo por fricción al corte, fallo por tensión diagonal, fallo por compresión) que se desarrolle en el panel de relleno. (Ver **Figura 83**)

Curve Types	Curve Parameters
Strut Curve	Strut Curve Parameter(s)
inf_strut	1,5280E+006 2325,00 0,00 0,0012 0,006 0,004 0,0006 0,004 1,15 0,20
Shear Curve	Shear Curve Parameter(s)
inf_shear	204,00 0,58 480,00 1,50
	Panel Thickness t (m)
	0,10
	Out-of-plane failure drift (% of vert. panel side)
	5,00
	Strut Area 1 (m2)
	0,06
	Strut Area 2 (% of Strut Area 1)
	20,00
	Equival. contact length hz (% of vert. panel side)
	18,00
	Horiz. offset xo (% of horiz. panel side)
	2,40
	Vert. offset yo (% of vert. panel side)
	2,40
	Proportion of stiffness assigned to shear (%)
	20,00
	Specific Weight (KN/m3)
	16,00
Damping	
None	

Figura 83. Datos adoptados (Experimentalmente de diferentes tesis) modelación mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.5 RESTRICCIONES.

Las diferentes condiciones de restricción de la estructura se definen en el módulo de Restricciones, donde se identifica el tipo de restricción, el nodo maestro asociado, los DOFs restringidos y los nodos esclavos. Como en el resto de los módulos, el usuario puede añadir nuevas condiciones (también en el modo de entrada gráfica) y eliminar o editar las existentes (ver funciones de edición del módulo). Sin embargo, además, se dispone de la posibilidad de incrementar las condiciones.

Classes	Nodes	Element Connectivity	Constraints	Restraints	Applied Loads	Loading PH
Constraint type	Master Nodes		Restrained DOFs		Slave Node(s)	
Rigid Link	n1_C1up		x+y+z+rx+ry+rz		n1_Wup n1_W2up	
Rigid Link	n1_C2up		x+y+z+rx+ry+rz		n1_Wup n1_W2up	

Figura 84. Restricciones parte superior del muro.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Node Name	Restrains
n0_C1low	x+y+z+rx+ry+rz
n0_C2low	x+y+z+rx+ry+rz
n1_C1up	
n1_C2up	
n0_Wlow	x+y+z+rx+ry+rz
n1_Wup	
n0_W2low	x+y+z+rx+ry+rz
n1_W2up	

Figura 85. Restricciones de apoyos.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.6 APLICACIÓN DE CARGAS

La aplicación de cargas se realizará con una carga incremental (Pushover) y carga vertical de 2.35 [kN/m]. Como se observa en la **Figura 86** y **Figura 87**.

Nodal Loads						
Category	Node Name	Direction	Type	Value	Curve Name	
Incremental Load	n1_C1up	x	force	0,50		
Incremental Load	n1_C2up	x	force	0,50		

Element Loads						
Category	Element Name	Direction	Type	Value		
Permanent Load	VIGA1	z	force	-2,35		

Figura 86. Aplicación de carga incremental y carga vertical.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

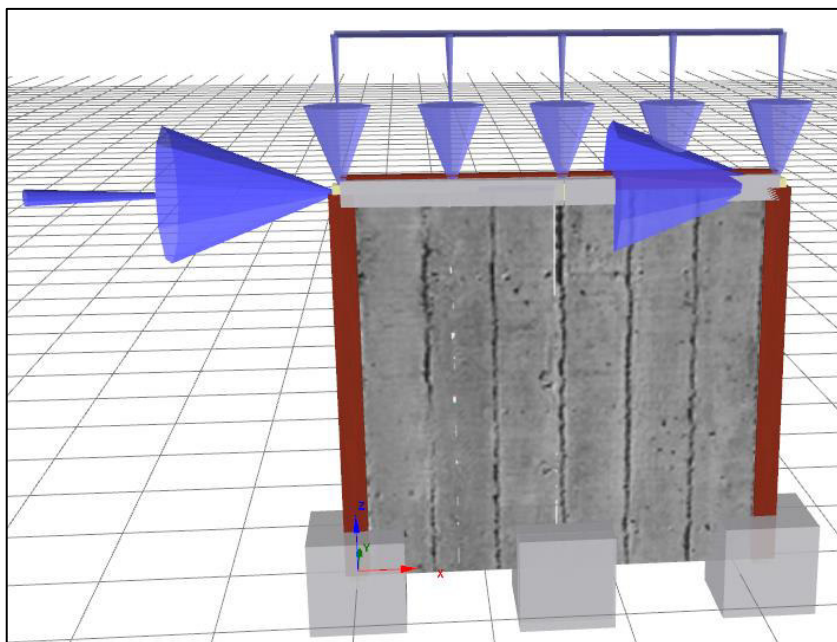


Figura 87. Gráfico modelo con aplicación de cargas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.7 PUNTO DE CONTROL

En el análisis pushover, la carga aplicada suele consistir en cargas permanentes de gravedad en la dirección vertical (z) y cargas incrementales en una o ambas direcciones transversales (x e y). Como se discute aquí, la magnitud de las cargas incrementales P_i en cualquier paso de análisis i está dada por el producto de su valor nominal P_0 , definido por el usuario en el módulo de Carga Aplicada, y el factor de carga en ese paso:

$$P_i = \lambda_i \cdot P_0 \quad (47)$$

3.6.7.1 Fase de control de la respuesta

En este tipo de esquema de carga/solución, no se controla el vector de carga, como en el caso del control de carga, sino la respuesta de un nodo concreto de la estructura. En efecto, cuando se establece una fase de control de la respuesta, se pide al usuario que defina el nodo y el grado de libertad correspondiente que debe controlar el algoritmo, junto con el desplazamiento objetivo al que debe terminar el análisis. Además, se debe especificar el número de incrementos en los que se va a subdividir el desplazamiento objetivo para la aplicación incremental.

Phase Type	Target Load Factor	Steps	Node Name	Direction	Target Displacement
Response Control		200	n1_C1up	x	0.01

Figura 88. Punto de control en nodo de aplicación de carga incremental.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

3.6.8 CURVA DE CAPACIDAD.

A continuación, en la **Figura 89** se muestra el comportamiento esperado del pórtico enchapado sin daño previo, se observa que tendrá una capacidad máxima lateral de aproximadamente 52 [ton], carga que garantiza el CIV. Se espera cargas laterales menores para enchapados con daños previos.

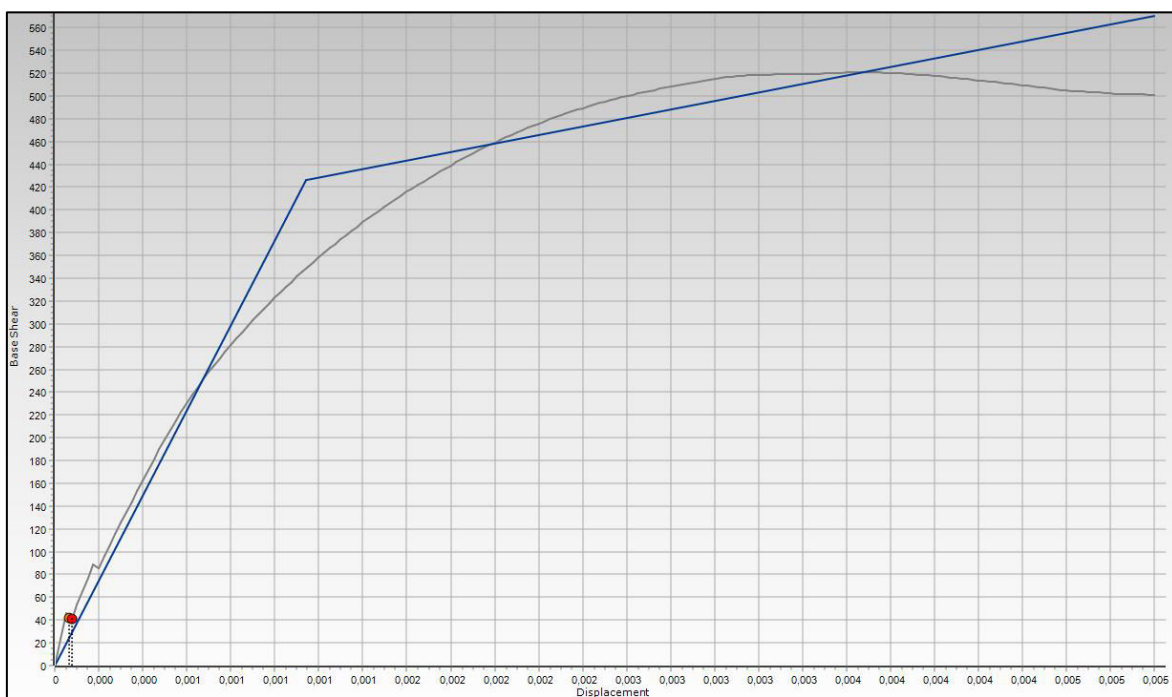


Figura 89. Curva de Capacidad Prototipo de Ensayo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

CAPÍTULO IV

CONSTRUCCIÓN DE MODELOS.

4.1 LOSA CIMENTACIÓN

4.1.1 ARMADO DE ACERO DE REFUERZO.

Para la construcción de la losa de cimentación y del prototipo en general, se realizó previamente la implantación del prototipo en los planos estructurales del CIV, entregados por este laboratorio. Una vez colocado digitalmente, se procede a realizar el proceso de replanteo en el sitio y corte y colocación de acero de refuerzo. (Ver **Figura 90** y **Figura 91**)

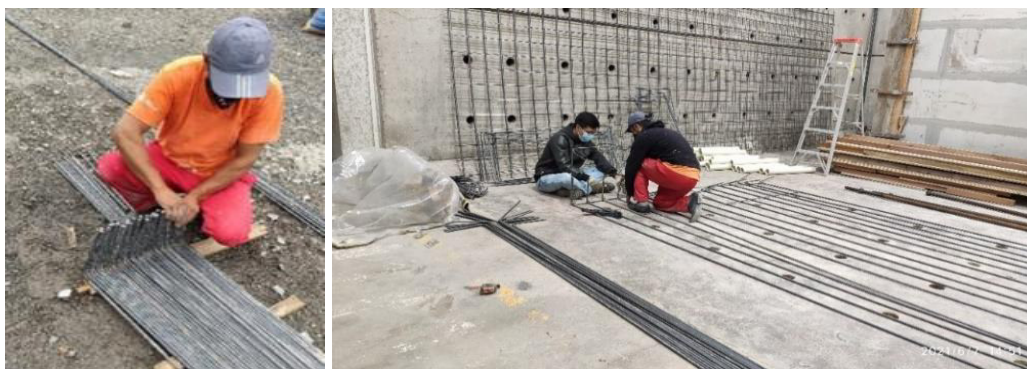


Figura 90. Replanteo, corte y localización de refuerzo de losa de cimentación en sitio.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 91. Doblado de refuerzo transversal tipo Z. Varilla $\Phi 18$ mm

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Una vez replanteado, cortado y doblado se procede a la construcción de la armadura de refuerzo, como se muestra en el plano ANEXO 7. (Ver **Figura 92**)



Figura 92.Proceso de construcción armadura de acero de refuerzo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Terminada la construcción de la armadura de refuerzo, se procede a colocar el encofrado para el posterior vertido de hormigón, el cual se realizó con mixer. (Ver **Figura 93**)



Figura 93.Colocación de encofrado.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Luego de la instalación del encofrado, se procede a colocar tubería PVC 76 [mm] en los ejes de la losa de reacción del CIV, ya que por estos pasarán los ejes mencionados, que actuarán como anclaje del prototipo a las instalaciones del CIV. (Ver **Figura 94**)



Figura 94. colocación tubería PVC" ejes de anclaje CIV.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.1.2 CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES Y PLACA BASE.

Colocada la tubería y previamente cubierto el suelo con papel periódico, se procede a instalar la placa base y sus anclajes, la cual fue realizada en conjunto entre el Laboratorio de máquinas y herramientas, departamento de soldadura de la EPN y los tesistas. (Ver **Figura 95**)

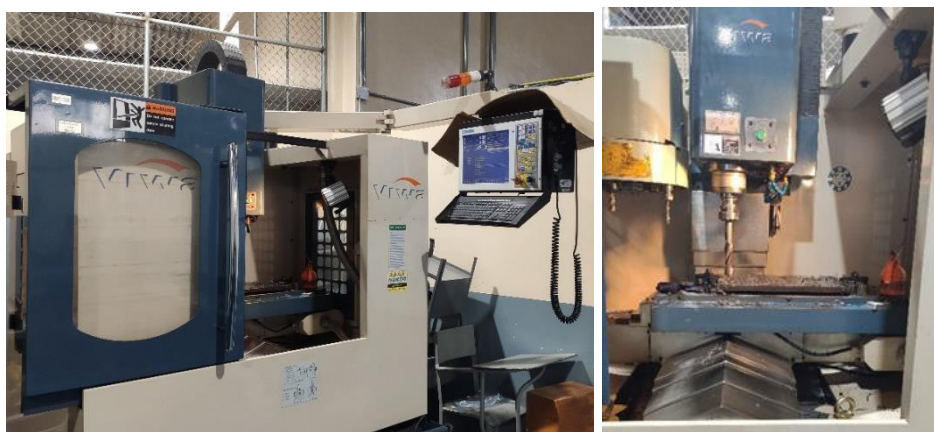


Figura 95. Realización de agujeros en placa base $\Phi 24$ mm.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Obtenidas las placas base con agujeros y previamente cortados los anclajes, los cuales constan de varillas $\Phi 22$ mm y una longitud aproximada de 60 cm se procede a soldar a la placa base. (Ver **Figura 96** y **Figura 97**)

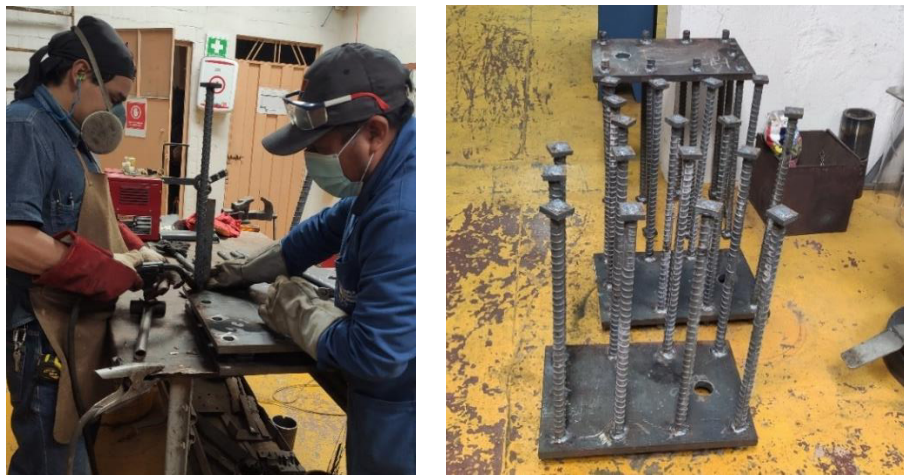


Figura 96. Soldadura placa base y anclajes.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 97. Instalación placa base y anclajes de prototipo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.1.3 FUNDICIÓN.

Instalada la placa base con sus anclajes, se procede a reforzar el encofrado para su posterior hormigonado. En la **Figura 98** se observa el proceso completo de hormigonado. La **Figura 99** se muestra la losa de cimentación terminada.



Figura 98. Hormigonado de losa de cimentación.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

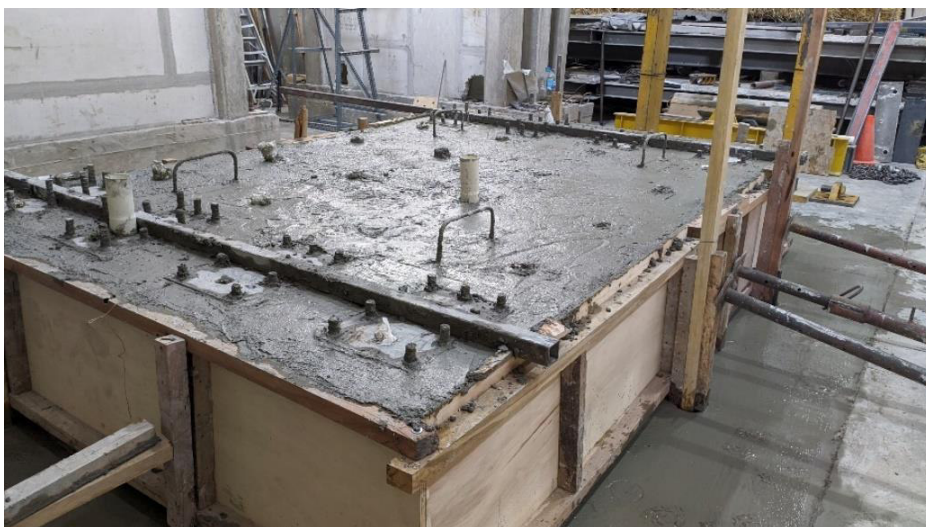


Figura 99. Losa de cimentación culminada.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.2 CONSTRUCCIÓN DE PÓRTICOS

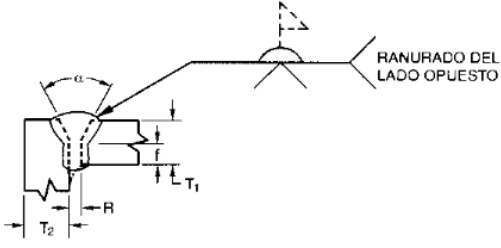
Todas las placas utilizadas para la construcción de las columnas y conexiones en el pórtico, como los perfiles IPE 220 utilizados para las vigas fueron patrocinados por el “Grupo SEDEMI”. La soldadura y ciertos cortes de placas se realizaron con el apoyo del Laboratorio de Soldadura de la EPN.

4.2.1 ENZAMBLAJE DE CONEXIONES Y COLUMNA

Debido a la presencia del diafragma en la conexión que atraviesa la columna, la construcción de las columnas se ha realizado en dos partes, una es la columna propiamente dicha, y la otra es la zona de la columna que forma parte de la conexión, atrapada dentro de los dos diafragmas de acuerdo con el diseño realizado. En los dos casos, la sección cuadrada se construye soldando cuatro placas con soldaduras simples en ranura en V, y cumpliendo las especificaciones del procedimiento de soldadura indicados por la AWS D1.1 (2015) en la Sección 3 (Ver **Tabla 31**).

Tabla 31

Especificaciones del procedimiento de soldadura simple en ranura en V (2). (AWS D1.1/D1.1M, 2015, pag. 96) .

Soldadura simple en ranura en V (2) Junta en esquina (C)									
									
TODAS LAS DIMENSIONES EN mm									
Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U = ilimitado)		Preparación de la ranura			Posiciones de soldadura permitidas	Gas de protección para FCAW	Notas
		T ₁	T ₂	Abertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de la ranura	Tolerancias				
					Según detalle (ver 3.13.1)	Según acoplamiento (ver 3.13.1)			
SMAW	C-U2	U	U	R = 0 a 3 f = 0 a 3 α = 60°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 ilimitado +10°, -5°	Todas	—	d, e, g, j
GMAW FCAW	C-U2-GF	U	U	R = 0 a 3 f = 0 a 3 α = 60°	+2, -0 +2, -0 +10°, -0°	+2, -3 ilimitado +10°, -5°	Todas	No se requiere	a, d, g, j
SAW	C-U2b-S	U	U	R = 0 a 3 f = 6 máx. α = 60°	±0 +0, -6 +10°, -0°	+2, -0 ±2 +10°, -5°	F	—	d, g, j

Para ensamblar las columnas primero se unen con puntos las cuatro placas de cada columna, esto sin antes soldar las varillas internas de $\varnothing 12$ [mm] cada 30 [cm] que buscan generar las condiciones para que exista un comportamiento monolítico entre el hormigón y acero de las columnas. Cabe recalcar que se puntea las placas dejando un espacio entre placas de aproximadamente un milímetro y medio que corresponde a la abertura de la raíz de la soldadura en ranura en “V”. (Ver **Figura 100**)

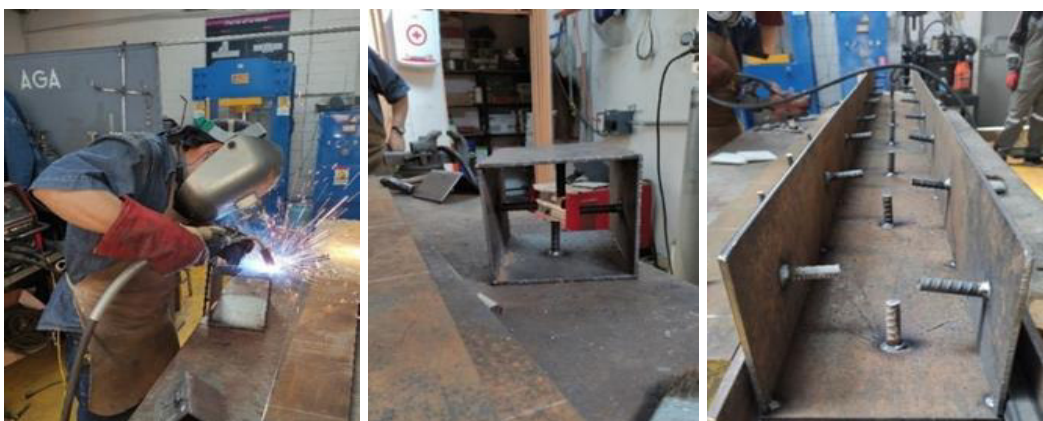


Figura 100. Punteado de placas de la columna y la conexión del pórtico de este trabajo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Una vez punteadas las columnas, se realiza el biselado en las juntas de las esquinas. En este procedimiento se emplea la amoladora equipada con un disco de desbaste que permita generar el bisel de 60° en una profundidad de 3 [mm] aproximadamente. (Ver **Figura 101**)



Figura 101. Biselado en columna y conexión de pórtico.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Con el biselado concluido, se suelda las placas en este caso utilizando un proceso de soldadura GMAW con un alambre ER70S-6 de diámetro 1.2 [mm], método con el que se sueldan todos los elementos del pórtico. La soldadura debe

evitar sobrepasar un límite de “heat-input” de 40 [kJ/cm] entre cada pase y temperaturas mayores a 350 °C (Límites recomendados por manual de CIDECT y AIJ). Por esta razón se realiza en tramos de 30 [cm] obteniendo temperaturas máximas de 309 °C con valores de “heat-input” máximos de 18.84 [kJ/cm]. (Ver **Figura 102**)



Figura 102. Soldadura de placas de columna en tramos y sus máximos de temperatura, amperaje y voltaje.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

$$Q = \frac{V * A * 0.06}{Velocidad[mm/min]} \quad (48)$$

$$Q = \frac{22.3 * 169 * 0.06}{120[mm/min]} = 1.884 \left[\frac{kJ}{mm} \right]$$

$$Q = 18.84 \left[\frac{kJ}{cm} \right] < 40.00 \left[\frac{kJ}{cm} \right] \quad \text{ok}$$

Con las columnas ensambladas queda unir la columna del nudo a las placas diafragma pertenecientes a las conexiones de los prototipos. Esta unión se realiza mediante una soldadura en ranura con bisel simple, que es un procedimiento precalificado por AWS (Ver **Tabla 31**).

De igual manera que las placas para ensamblar la columna, se bisela los extremos en este caso a un ángulo de 30° y se puntean los diafragmas con una

separación de la placa de 5 [mm] (Abertura de raíz) y utilizando una placa de respaldo, para finalmente realizar la soldadura completa a los diafragmas sin sobrepasar los mismos límites de “heat-input” y temperatura anteriormente mencionados. Cabe recalcar que los diafragmas son soldados a la conexión después de hacerles un orificio de 12 [cm] con oxicorte. (Ver **Figura 103**)

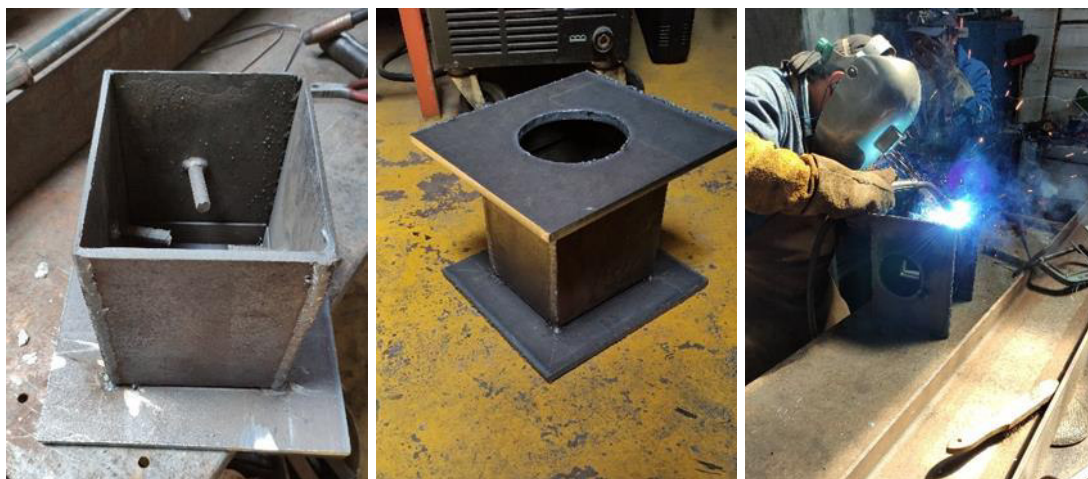


Figura 103. Soldadura de diafragmas de conexión viga-columna.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Finalmente se cortaron las placas de corte y se suelda la conexión a la viga junto a la placa de corte. Esta conexión se realiza de acuerdo con las indicaciones del manual de diseño de CIDECT (Ver **Figura 31**), con una conexión entre el patín y el diafragma con soldadura en ranura con bisel simple en donde el bisel es a 35° y la distancia entre patín y diafragma es de 7 [mm].



Figura 104. Soldadura conexión viga-columna y viga.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.2.2 IMPLANTACIÓN EN SITIO

Las vigas conectadas a la conexión y las columnas se trasladaron del laboratorio de soldadura de la EPN hacia el CIV en donde se realiza la implantación de los pórticos sobre la losa de cimentación.

Una vez en el CIV, se unen sobre el piso la sección viga-conexión con las columnas y formar los dos pórticos de este proyecto. (Ver **Figura 105**)



Figura 105. Traslado al CIV y unión de sección viga-conexión con pórtico.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los dos pórticos ya ensamblados son trasladados con el puente grúa del CIV hacia la losa de cimentación en donde son nivelados con respecto a los orificios del muro de reacción y soldados a las placas base que se encuentran en la losa de cimentación mediante una soldadura en ranura con bisel simple con biselado de 30° y una abertura de la raíz de 5 [mm] .También en la base de cada columna se colocan dos rigidizadores y la placa de aplicación de carga en la conexión a la que se trasmite la carga desde el gato hidráulica y la celda de carga. (Ver **Figura 106**).

Los pórticos se sueldan las viguetas, sobre estas se sueldan planchas de apoyo de 30x30 [cm] y 5 [mm] de espesor; y se coloca las planchas deck sobre las vigas y viguetas de los pórticos. Para mejorar la conexión entre la plancha deck y el hormigón y evitar deslizamientos de la losa durante el ensayo se colocaron 5 conectores simples hechos con varillas de Ø8 [mm] y ganchos de 7 [cm] que se sueldan a la viga principal. Cabe recalcar que los conectores no fueron diseñados

ni cumplen ninguna función estructural en este proyecto, solo buscan asegurar la losa y su carga durante el ensayo. (Ver **Figura 107**)



Figura 106. Implantación de pórtico en losa de cimentación.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 107. Pórticos con planchas deck colocadas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.2.3 FUNDICIÓN DE LOSA Y RELLENO DE COLUMNAS

La fundición de las columnas y la losa se realizó después de construir el encofrado de madera para las losas de los dos pórticos.

La fundición se realizó el día 4 de agosto del 2021 iniciando a las 12h30 y finalizando a las 14h20. Debido a las limitaciones de aforo en el laboratorio y los horarios más estrictos que se manejaron por efecto de la pandemia, no se utilizó la dosificación de hormigón inicialmente planteada, sin embargo, se buscó una hormigonera que proporcione uno de similares características. El hormigón que se utilizó fue proporcionado por Holcim Ecuador S.A. de 14 días ROCAFAST 210

[kg/cm²]. con diámetro de agregado máximo de 12 [mm] y asentamiento de 13 [cm] medido en el cono de Abrams. (Ver **Figura 108**)

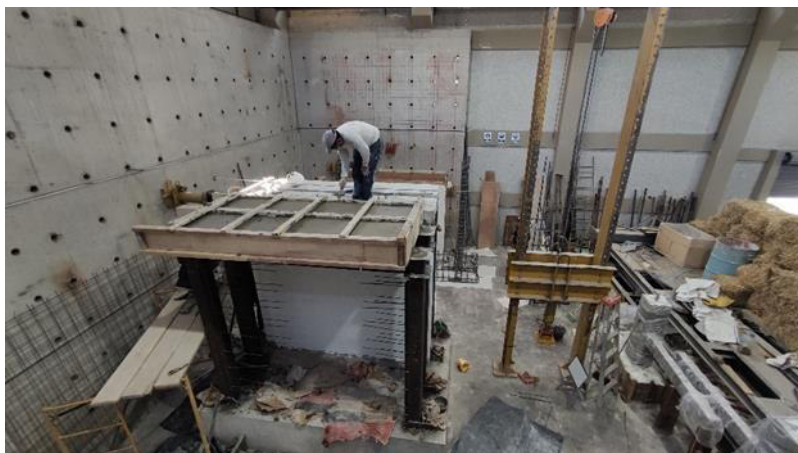


Figura 108. Fundición de losa y columnas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la fundición se aprovechó para colocar los chicotes superiores que serían más fáciles anclar al hormigón fresco, hay que resaltar que antes de la fundición se perforó con un taladro los orificios para atravesar la plancha deck con los chicotes. (Ver **Figura 109**)



Figura 109. Colocación de chicotes superiores.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.2.4 CONSTRUCCIÓN DE PAREDES Y REFORZAMIENTO

La construcción de las paredes y el reforzamiento de estas son realizados en los dos prototipos de igual forma sin ningún tipo de variante a pesar de que los reforzamientos se realizan en uno de ellos con la pared sin daño previo, y en el otro con la pared ensayada hasta obtener un daño moderado. Es por esta razón

que los procedimientos descritos a continuación son los mismos para los dos casos.

4.2.4.1 Levantamiento de paredes

El levantamiento de cada pared se realizó con 53 bloques de 40x20x10 [cm] con un mortero de pega de aproximadamente 3 [cm]. El mortero de pega posee una relación arena cemento de aproximadamente 4:1, utilizando cemento SELVALEGRE y arena obtenida en la ferretería Mi Casa ubicada a escasas cuadras del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV). Por otra parte, el agua de la mezcla posee una dilución de una parte de acelerante Zika 3 en 15 partes de agua para obtener una resistencia y un módulo de elasticidad estabilizado a los 21 días de haber construido la pared (Ver **Figura 110** y **Figura 111**).

La relación de arena-cemento y la cantidad de agua utilizada fue la recomendada por el albañil con el objetivo de representar la mampostería que se utiliza en el país, mientras que el acelerante fue colocado.



Figura 110. Construcción de pared para pórtico 1 (reforzado sin afectar la mampostería).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 111. Construcción de pared para pórtico 2 (reforzado con daños en mampostería).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

4.2.4.2 REFORZAMIENTO

El reforzamiento consiste en colocar una malla electrosoldada ARMEX R131 con $\text{Ø}5$ [mm] 15x15 [cm] de “Ideal Alambrec” recubierta con mortero de relación arena-cemento 3:1 y relación agua/cemento de 0.82, y cuya agua contiene acelerante SIKA 3 en una dilución con proporción de 1:15 para obtener una resistencia y un módulo de elasticidad estabilizado a los 21 días de haber construido la pared.

Para colocar la malla a los dos lados de la pared se requiere colocar los chicotes que conecten a la malla con el pórtico. Los chicotes de las columnas $\text{Ø}8$ [mm] de 60 [cm] de longitud se sueldan cada 30 [cm] a lo largo de ángulos de 50x50x5 [mm] soldados a su vez con soldadura de filete a las columnas, (dejando el espacio suficiente para que puedan ingresar los bloques de la pared en vista de que este proceso se realizó antes de levantar la pared). La soldadura de filete no se realizó en toda la longitud de la columna, sino en tramos de 10 [cm] en las ubicaciones donde se encuentran los chicotes, esto por la cara interior de las columnas; y en las caras laterales de las columnas se ubican en tramos de 10 [cm] en medio de los chicotes (los chicotes) (Ver **Figura 112**).



Figura 112. Soldadura de ángulos y chicotes para conexión de malla electrosoldada a las columnas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los chicotes verticales superiores como se indica en el punto 4.2.3 se colocaron al momento de fundir la losa y son de $\text{Ø}8$ [mm] con una longitud de 80 [cm], mientras que los chicotes inferiores tienen las mismas dimensiones, pero estos son anclados 20 [cm] a la losa de cimentación utilizando “Sika AnchorFix – 2” que es un adhesivo de alto desempeño de curado rápido para anclaje de pernos y barras corrugadas.

Para colocar el adhesivo de alto desempeño, primero usando el taladro se realiza un agujero de 20 [cm] en la losa de cimentación con un $\text{Ø}10$ [mm] que permita ingresar al chicote, a continuación, se realiza la límpida con un compresor al menos dos veces iniciando desde el fondo del orificio; y la preparación finaliza limpiando el orificio con un cepillo redondo al menos dos veces. (Ver **Figura 113**)



Figura 113. Perforación y limpieza de orificio para colocación de adhesivo de alto desempeño.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Una vez limpio el orificio se quita tapa blanca del “Sika AnchorFix – 2”, se corta el seguro metálico y se coloca la boquilla mezcladora para iniciar la mezcla del adhesivo. Es necesario no utilizar la mezcla en el agujero hasta que esta esté completamente homogénea. (Ver **Figura 114**)

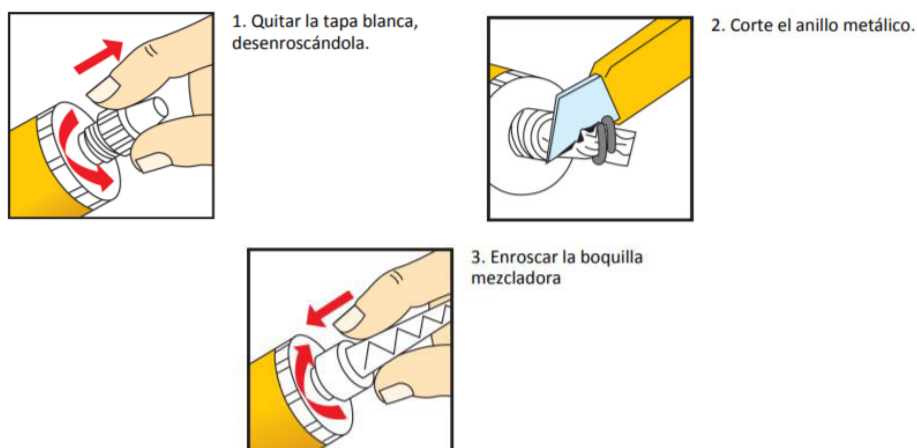


Figura 114. Mezclado de Sika AnchorFix-2.

Fuente: Manual de Usuario Sika AnchorFix-2.

Una vez homogenizada la mezcla, se coloca el adhesivo de alto desempeño en el orificio desde el fondo de este, hacia atrás progresivamente evitando el ingreso de aire. Luego se ingresa el chicote girando progresivamente hasta llegar al fondo del orificio. (Ver **Figura 115**)



Figura 115. Colocación de Chicote en orificio con Adhesivo de alto desempeño.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Con todos los chicotes colocados de la forma adecuada se coloca la malla electrosoldada y se procede a amarrar a los chicotes con alambre de amarre. También se perfora la pared en cada 45 [cm] para colocar las grapas de $\varnothing 5$ [mm] longitud de 30 [cm] y ganchos de 8 [cm]. Estas grapas son obtenidas de los residuos de la malla electrosoldada usada para el reforzamiento (Ver **Figura 116**).

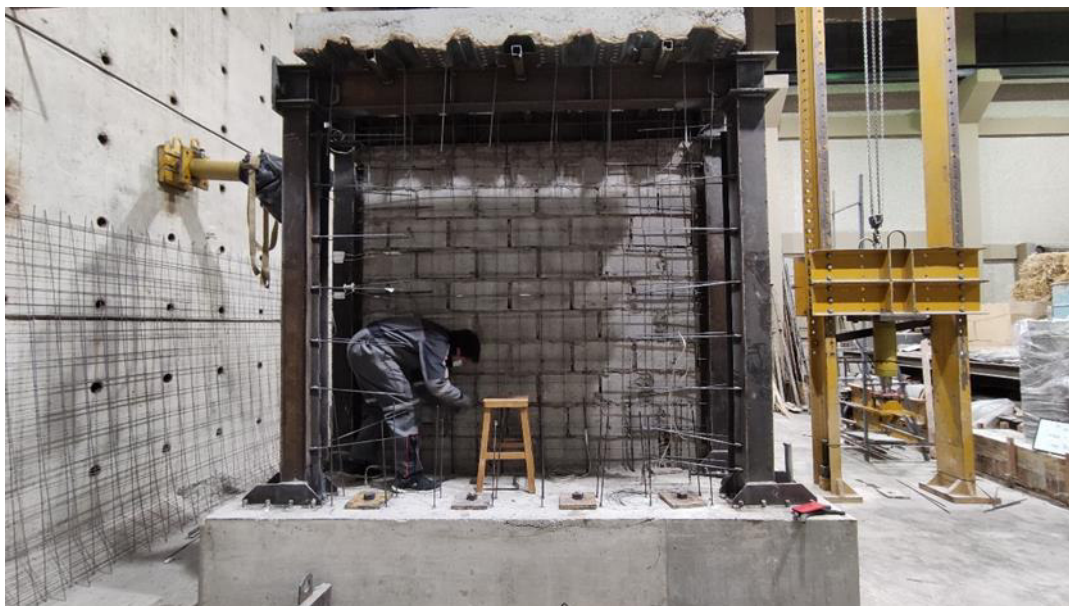


Figura 116. Colocación de Malla Electrosoldada y amarre a grapas y chicotes.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

También se colocan los “strain gauges” en las zonas de interés sobre la malla y chicotes, luego de lijar y limpiar por completo las superficies. (Ver **Figura 117**)

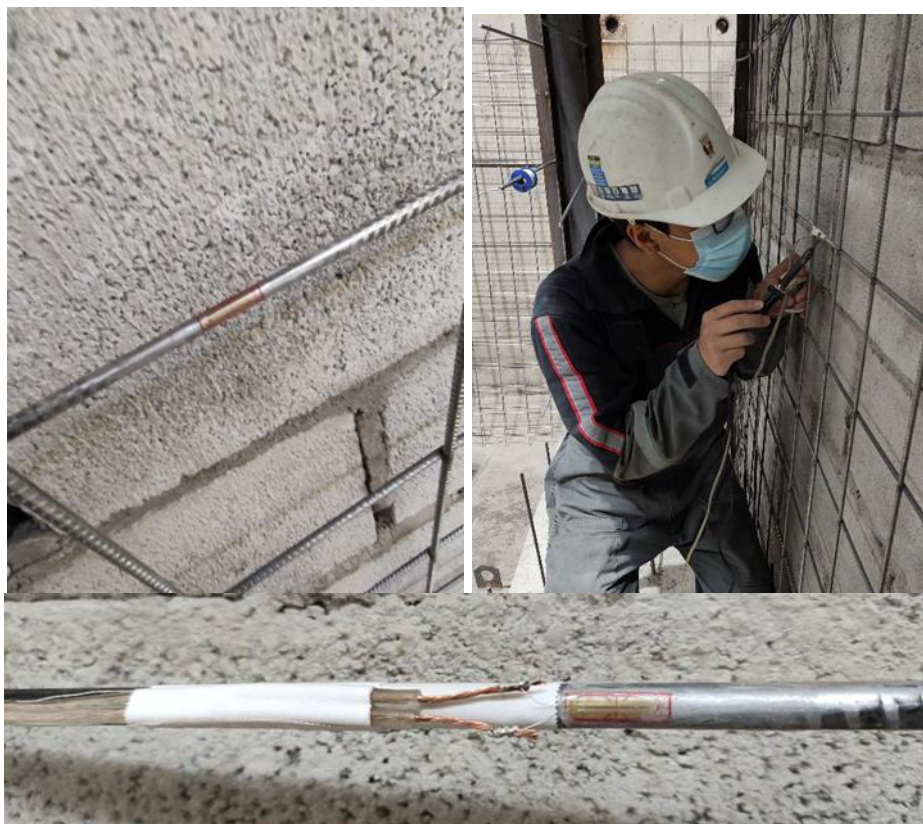


Figura 117. Colocación de Strain gauges en la Malla.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Finalmente se recubre con mortero de relación arena-cemento 3:1 y relación agua/cemento de 0.82. El agua de la mezcla contiene acelerante SIKA 3 en una dilución con proporción de 1:15 para obtener una resistencia y un módulo de elasticidad estabilizado a los 21 días de haber construido la pared. El reforzamiento se realiza por capas hasta tener un espesor de 4cm por lado. (Ver **Figura 118** y **Figura 119**)



Figura 118. Reforzamiento para pórtico 1 (reforzado sin afectar la mampostería).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 119. Reforzamiento para pórtico 2 (reforzado con daño en la mampostería).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Después de haber desarrollado el proceso de construcción de los prototipos de este trabajo con sus detalles etapa a etapa, se puede intuir cuál de los prototipos tendrá mejores propiedades y en qué relación con respecto a los demás. La rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía son propiedades que varían en cada prototipo debido a las variantes en cada uno de ellos, pero la verdadera influencia de cada variante se determina experimentalmente. Estos ensayos experimentales junto a los resultados y discusión se exponen en el capítulo 5.

CAPÍTULO V

HISTORIA DE ENSAYOS, RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

En este capítulo se presenta la historia de cada ensayo, es decir una descripción, que, con la ayuda de fotografías, muestra cual fue el comportamiento de cada prototipo, haciendo hincapié en los momentos más importante como aquellos en los que el nivel de daño incrementa o se llega a las cargas máximas. Posteriormente se presentan los resultados de haber ensayado cada prototipo, estos resultados son tabulados y graficados para tener una visión más amplia de cada uno de ellos, que permita compararlos entre sí y discutir sobre las características y propiedades que han adquirido con el reforzamiento propuesto por este trabajo.

5.1 HISTORIA

5.1.1 PÓRTICO VACÍO (PV)

El ensayo aplicado en el pórtico vacío se realizó en el rango elástico, esto ya que únicamente se buscaba obtener datos para la calibración del modelo matemático en SeismoStruct.

Previamente se realizó el modelo matemático con valores de materiales teóricos, para así tener una idea del comportamiento de este pórtico. Se observó que la curva de capacidad mantenía su rango lineal hasta aproximadamente una carga lateral de $P = 70 [kN]$ y un desplazamiento de $\delta = 15 [mm]$, correspondiente a una deriva de $\Delta = 0.625 \%$. Cumpliendo con lo programado en el protocolo carga y asegurando estar en el rango elástico del pórtico, se alcanzó una carga máxima de $P = 59.9 [kN]$ con un desplazamiento de $\delta = 12.66 [mm]$, correspondiente a una deriva de $\Delta = 0.53 \%$. La cual era el objetivo propuesto en el protocolo de carga. Al terminar el ensayo el pórtico no sufrió ningún daño visual, (Ver **Figura 120**).



Figura 120. Ensayo de pórtico vacío.
Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.2 PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM)

El objetivo de este ensayo es determinar el comportamiento del prototipo (PM) en el rango elástico y generarle un daño moderado al panel de relleno para que este sea reforzado mediante un enchape. De esta manera los resultados obtenidos serán útiles para comparar el comportamiento del prototipo PM con los demás prototipos ensayados en este proyecto.

El ensayo realizado sobre el pórtico con panel de relleno se realizó conforme al protocolo de carga descrito en el punto 3.3.1. En esta ocasión se llegó a una carga máxima de $P_{MAX} = 183.1 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento $\delta = 13.83 [mm]$ ($\Delta = 0.58\%$) que es la deriva máxima del ensayo.

5.1.2.1 Sin Daño

Entre los ciclos 1 y 6 no se presentó ningún tipo de daño como agrietamientos o desprendimientos en la mampostería, de igual manera el pórtico no presenta ningún daño en las conexiones ni en la integridad de las columnas y la viga. La carga máxima dentro de este intervalo de ciclos la alcanzó en el ciclo 4 con un valor de carga $F_{MAX} = 55.6 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} =$

1.86 [mm] ($\Delta_{MAX} = 0.078\%$) . El pórtico al final de los ciclos considerados “sin daño” terminó como se muestra en la **Figura 121**.



Figura 121. Etapa “Sin daño” de pórtico con panel de relleno.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.2.2 Daño Leve

Desde el ciclo 7 al 13 se presenta un daño leve en la mampostería del prototipo (PM) con grietas que llegan hasta los 8 [mm] de grosor. El inicio de esta fase es a una carga de $F_{MAX} = 67,53 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 2.46 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.10\%$) y llega a una carga máxima en el ciclo 12 de $F_{MAX} = 106.4 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 4.5 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.19\%$), manteniéndose aun en rango lineal y sin presentar fallas en la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño leve” terminó como se muestra en la **Figura 122**.



Figura 122. Etapa “Daño Leve” de pórtico con panel de relleno.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.2.3 Daño Moderado

Los ciclos del 14 al 19 se consideraron de daño moderado, las grietas se incrementan considerablemente en las diagonales de la mampostería superando los 2 [mm] y con máximos de 2.5 [mm] de grosor. También existen pequeños desprendimientos. El inicio de esta fase es a una carga de $F_{MAX} = 132.8 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 6.33 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.26\%$) y llega a una carga máxima en el ciclo 18 de $F_{MAX} = 183.1 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 13.83 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.58\%$), mostrando una ligera transición del rango elástico al plástico y sin presentar fallas en la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño moderado terminó como se muestra en la **Figura 123**.



Figura 123. Etapa “Daño Moderado” de pórtico con panel de relleno.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.3 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO. (E1)

El ensayo adoptado para el pórtico con reforzamiento de mampostería sin previo daño se realizó de acuerdo con especificaciones del FEMA 461, este indica llevar al espécimen hasta su colapso o a una deriva considerable. En esta ocasión se alcanzó carga máxima de $P_{MAX} = 636.43 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento $\delta = 17.61 [mm]$ ($\Delta = 0.73\%$) y una deriva máxima del $\Delta_{MAX} = 5.36\%$.

5.1.3.1 Sin Daño

Los ciclos del 1 al 4 fueron considerados sin daño ya que no se observó ninguna grieta en el muro. Se evidenció que el prototipo no tuvo ningún tipo de daño hasta antes del ciclo número 4, alcanzó una carga $F_{MAX} = 232.26 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 0.89 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.037\%$). El pórtico al final de los ciclos considerados “sin daño” terminó como se muestra en la **Figura 124**.



Figura 124. Etapa “Sin daño” de pórtico reforzado con daño previo de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.3.2 Daño Leve

Los ciclos del 5 al 8 se consideraron de daño leve ya que aquí inició la formación de grietas pequeñas a lo largo de las diagonales principales, grietas de hasta 0.5 [mm] de grosor. El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 232.26 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 0.89 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.037\%$) y termina con una carga $F_{MAX} = 335.02 [kN]$ desplazamiento de $\delta_{MAX} = 2.7 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.11\%$), manteniéndose aun en rango lineal. En la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes no se evidencia ningún tipo de falla. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño leve” terminó como se muestra en la **Figura 126**, también se observan grietas como se muestra en la **Figura 125**.

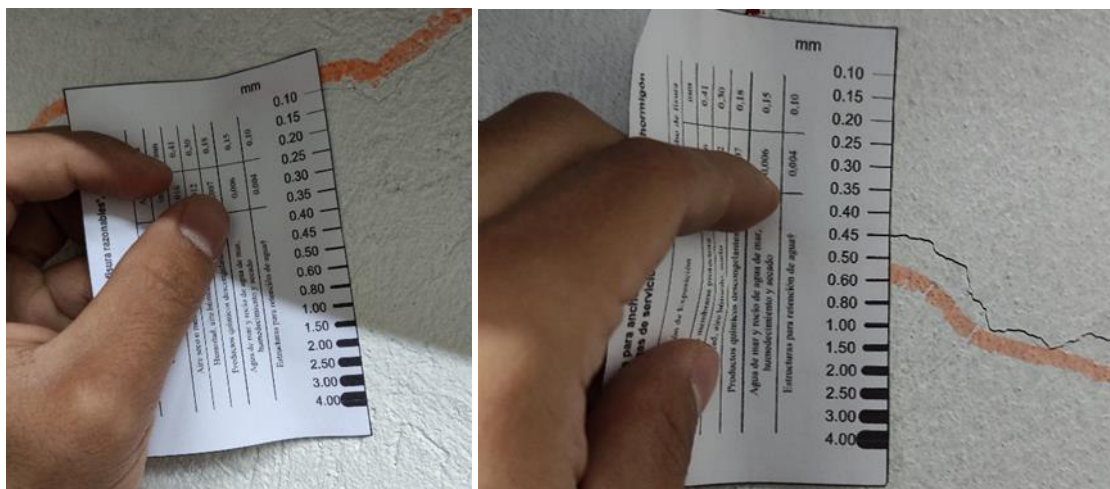


Figura 125. Daño leve, formación de primeras grietas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

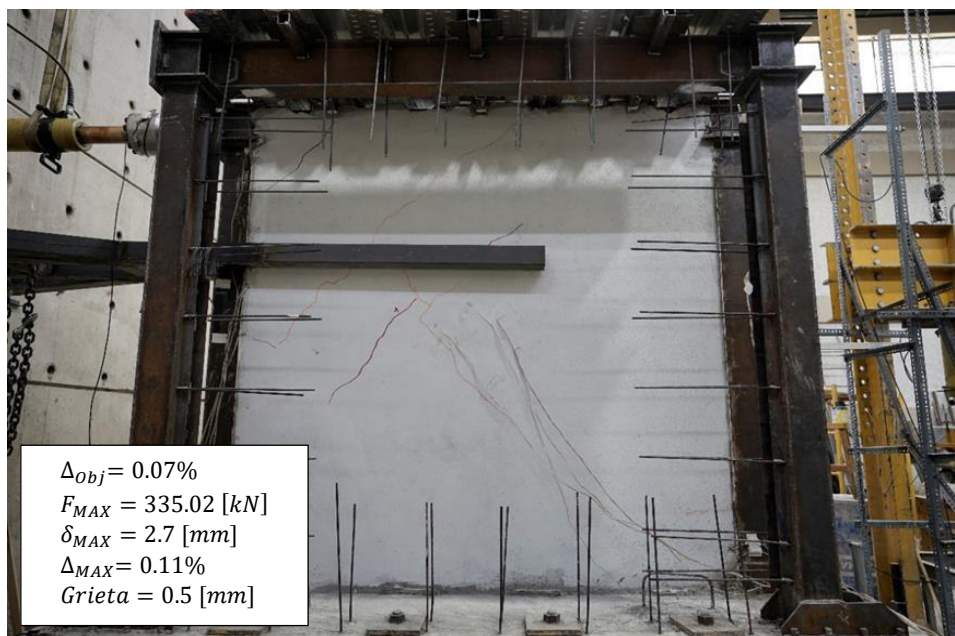


Figura 126. Imagen al final de "Daño Leve".

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.3.3 Daño Moderado

Los ciclos del 9 al 14 se consideraron de daño moderado, las grietas se incrementan en toda el área, grietas existentes aumentan su tamaño en las diagonales principales y nuevas grietas se distribuyen uniformemente. El tamaño de grieta máximo fue de 0.8 [mm] de grosor. Además, se evidencia el fenómeno de aplastamiento en las esquinas. El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 335.02 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 2.7 [mm]$ ($\Delta_{MAX} =$

0.11%) y termina con una carga $F_{MAX} = 442.19 [kN]$ desplazamiento de $\delta_{MAX} = 4.8 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.2\%$), manteniéndose aun en rango lineal con leves señales de plasticidad. En la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes no se evidencia ningún tipo de falla. En la **Figura 127** se puede visualizar el aplastamiento en las esquinas, grietas de mayor tamaño en la **Figura 128** y al final de los ciclos considerados "daño moderado" terminó como se ve en la **Figura 129**.



Figura 127. "Daño Moderado" Aplastamiento en las esquinas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 128. "Daño Moderado" Aparición y aumento de tamaño de grietas.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 129. Imagen al final de "Daño Moderado"

5.1.3.4 Daño Extenso

Los ciclos del 15 al 18 se consideraron de daño extenso, las grietas se siguen incrementan en toda el área, grietas existentes aumentan aún más su tamaño, se puede visibilizar un desprendimiento leve del mortero. El tamaño de grieta máximo fue de 1 [mm] de grosor. Además, el fenómeno de aplastamiento en las esquinas produce el primer desprendimiento de mortero. El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 442.19 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 4.8 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.2\%$) y termina con una carga $F_{MAX} = 578.06 [kN]$ desplazamiento de $\delta_{MAX} = 9.01 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.375\%$), se evidencia claramente el ingreso total al rango plástico, y toda esta fase se desarrolla dentro de este rango. Por los valores obtenidos en la modelación previa, se espera que pronto alcance su capacidad máxima. En la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes no se evidencia ningún tipo de falla. El pórtico al final de los ciclos considerados "daño extenso" terminó como se muestra en la **Figura 130**.

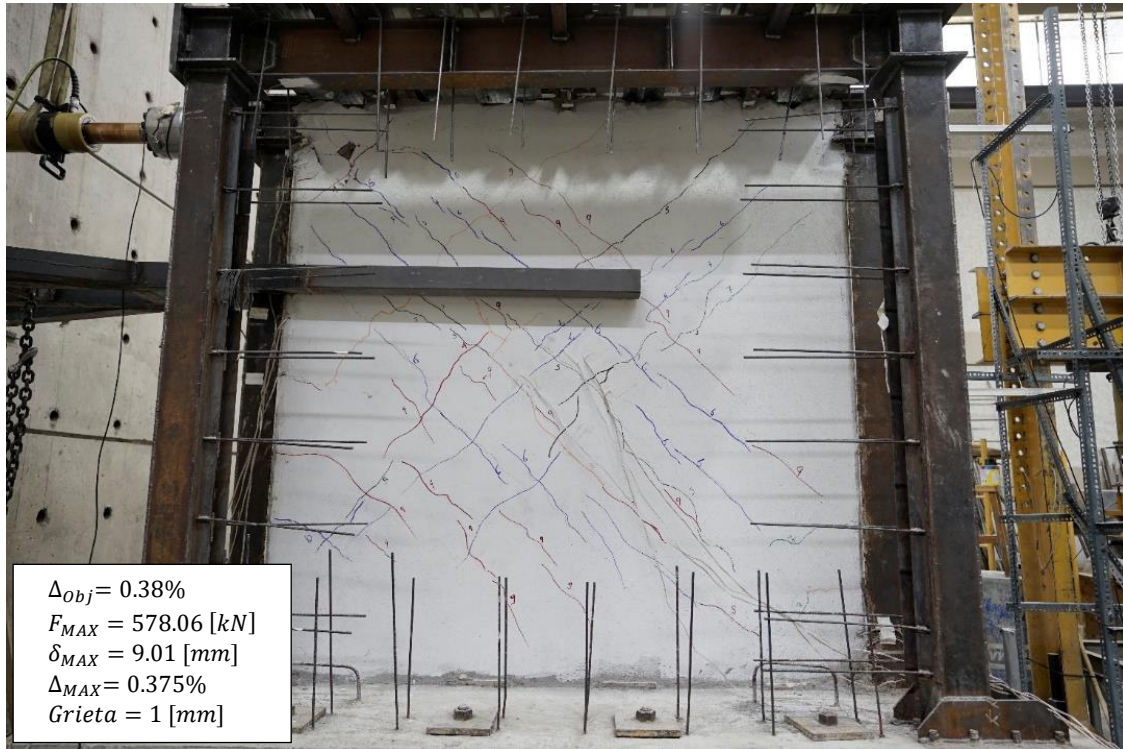


Figura 130. Imagen al final de "Daño Extenso"

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.3.5 Daño Completo

Los ciclos del 19 al 21 se consideraron de daño completo, las grietas alcanzan su tamaño máximo y el desprendimiento del mortero es total, progresivo de acuerdo con la deriva del pórtico, se puede evidenciar puntos de falla de la malla electrosoldada en el centro del panel, falla dada por corte. El desprendimiento es mínimo comparado con un panel relleno únicamente de mampostería. Se alcanza la capacidad máxima del pórtico y los elementos de acero fluyen, se evidencia bulbos de fluencia en columnas. El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 578.06 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 9.01 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.375\%$) y termina con una carga $F_{MAX} = 636.43 [kN]$ desplazamiento de $\delta_{MAX} = 128.74 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 5.36\%$), esta fase se desarrolla dentro del rango plástico, una vez alcanzado su capacidad el pórtico se deforma con cargas inferiores. En la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes no se evidencia ningún tipo de falla. Cabe señalar que para alcanzar este daño el ensayo se hizo

monotónico, debido a problemas con equipos de laboratorio. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño completo” terminó como se ve en la **Figura 133**.

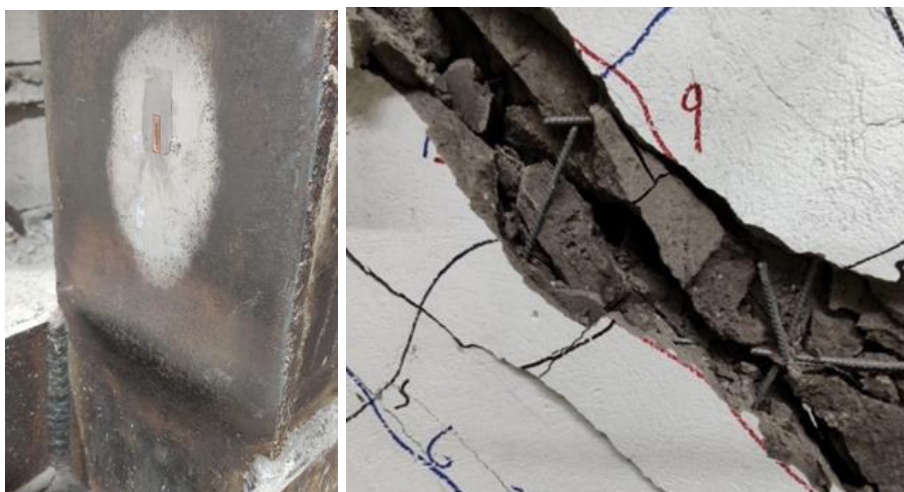


Figura 131. Fluencia de acero en base de columna y Rotura de malla electrosoldada en diagonal principal - centro de panel.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 132. Daño completo en enchape sin daño previo

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 133. Imagen al final de "Daño Completo"

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.4 PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO (E2)

El ensayo al pórtico con reforzamiento de mampostería con daño previo se realizó cumpliendo lo indicado por el FEMA 461, realizando el protocolo de carga especificado anteriormente y llevándolo al colapso hasta una deriva máxima de $\Delta_{MAX} = 6.83\%$. Además, se llevó a este prototipo a una carga máxima de $P_{MAX} = 521.87 [kN]$ con un desplazamiento lateral $\delta = 14.13 [mm]$ ($\Delta = 0.59\%$).

5.1.4.1 Sin Daño

El prototipo E2 se mantiene sin daño desde el ciclo inicial que es el ciclo 1, hasta el ciclo número 6. Durante este intervalo de ciclos no se detectó ningún tipo de agrietamiento o daño y se alcanzó una carga lateral máxima en la etapa de compresión del ciclo 6 de $F_{MAX} = 157,83[kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 0.97 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.04\%$). El pórtico al final de los ciclos considerados “sin daño” terminó como muestra en la **Figura 134**.

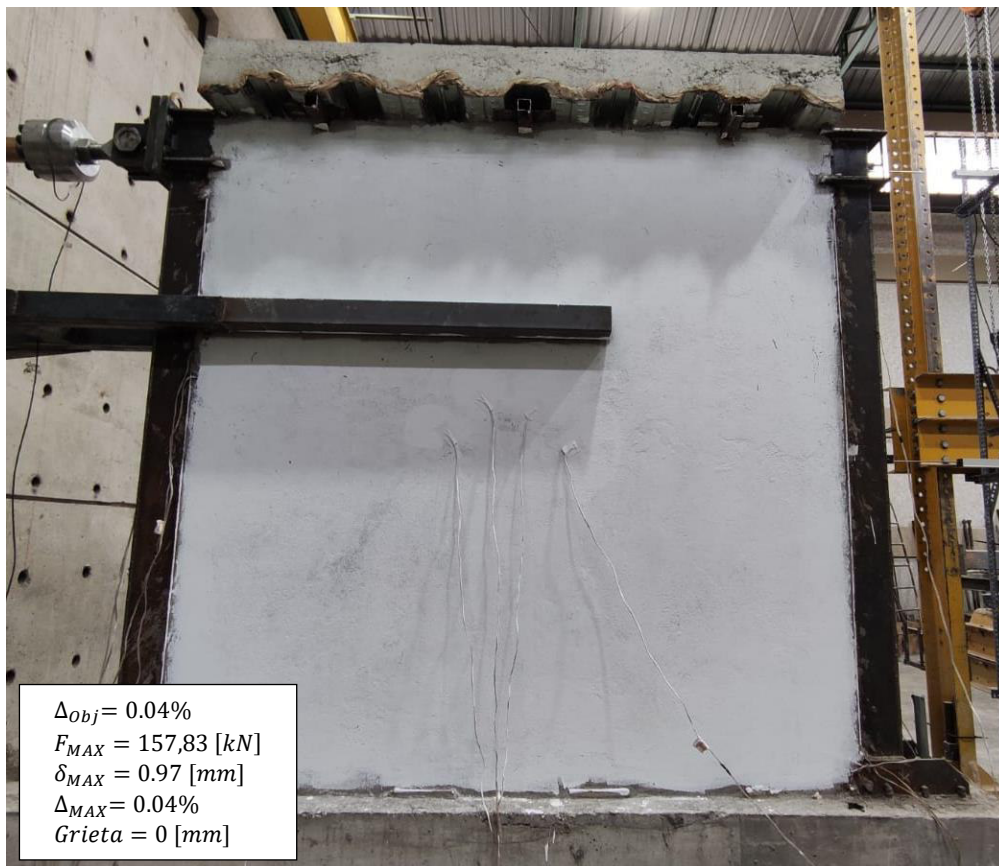


Figura 134. Etapa “Sin daño” de pórtico reforzado con daño previo de mampostería.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.4.2 Daño Leve

Entre los ciclos 7 y 12 los daños aparecen con grietas diagonales que incrementan su tamaño progresivamente hasta los 0.45 [mm]. Esta etapa inicia con una carga de $F_{MAX} = 207.51[kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 1.33 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.055\%$) y tiene su carga máxima en el ciclo 11 de $F_{MAX} = 295.88 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} =$

2.57 [mm] ($\Delta_{MAX} = 0.107\%$). Cabe recalcar que en esta etapa el prototipo se mantiene en el rango lineal y no presenta ningún tipo de falla en las uniones de la malla-columna, conexión viga-columna, placa base ni anclajes. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño leve” terminó como lo muestra la **Figura 135**. Las grietas observadas se muestran en la **Figura 136**.



Figura 135. Imagen al final de “Daño Leve”.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

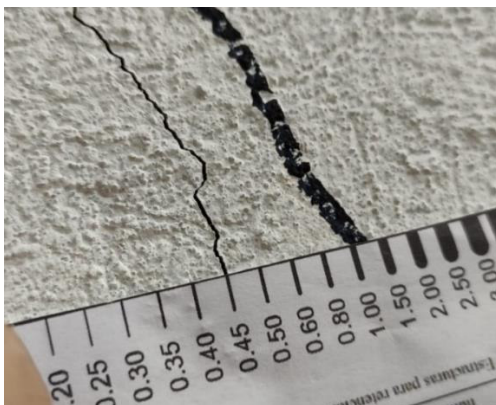


Figura 136. Formación de primeras grietas “Daño Leve”.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.4.3 Daño Moderado

Desde el ciclo 13 al ciclo 16 se presenta un daño moderado en el prototipo con fisuras que llegan a un ancho de 0,8 [mm] y cierto desprendimiento de hormigón no confinado en una de las diagonales de la parte posterior del prototipo. Esta fase inicia con una carga lateral de $F_{MAX} = 341.6$ [kN] correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 3.61$ [mm] ($\Delta_{MAX} = 0.15\%$) y termina con una carga máxima en el ciclo 16 $F_{MAX} = 411.10$ [kN] desplazamiento de $\delta_{MAX} = 5.33$ [mm] ($\Delta_{MAX} = 0.21\%$). Después de que el prototipo se encuentre afectado con un daño moderado se mantiene en el rango elástico y no presenta fallas en la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes. La **Figura 137** muestra los primeros desprendimientos de mortero, al final de los ciclos considerados “daño moderado” el prototipo terminó como se muestra en la **Figura 138**.



Figura 137. Desprendimiento de mortero no confinado.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 138. Imagen al final de “Daño Moderado”

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.4.4 Daño Extenso

Los ciclos del 17 al 20 se consideraron de daño extenso, las grietas se siguen incrementan en toda el área, grietas existentes aumentan aún más su tamaño, se puede visibilizar desprendimiento de mortero en los dos lados de la pared reforzada. El tamaño de grieta incrementa considerablemente superando el 1 [mm] durante los ciclos 17 y 18; y acercándose a los 2 [mm] en los ciclos 19 y 20 en donde el desprendimiento de hormigón ya es progresivamente más grave. El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 460.68 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 7.02 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.29\%$) y tiene su carga máxima en el ciclo 19 de $F_{MAX} = 519.68 [kN]$ desplazamiento de $\delta_{MAX} = 10.29 [mm]$ ($\Delta_{MAX} =$

0.43%). El pórtico al final de los ciclos considerados “daño extenso” terminó como se muestra en la **Figura 139**.

En esta etapa del ensayo el pórtico ya se encuentra en el rango elástico, sin embargo, al igual que en las anteriores etapas de daño tampoco se evidencian fallas en la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes.



Figura 139. Imagen al final de “Daño Extenso”.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.1.4.5 Daño Completo

Los ciclos del 23 al 53 se lleva al prototipo hasta obtener el máximo tamaño de grietas con desprendimiento grave del mortero confinado, también se puede evidenciar al igual que con el pórtico reforzado sin daño previo la generación de

puntos de falla de la malla electrosoldada en el centro del panel, falla dada por corte. En esta etapa se alcanza la capacidad máxima del prototipo y los elementos y los elementos estructurales como las columnas de acero fluyen en muchos en ciertos casos hasta llegar a la rotura (inicialmente se evidencia bulbos de fluencia en columnas que al final del ensayo terminan fracturados). El inicio de esta fase se da a una carga $F_{MAX} = 521.87 [kN]$ correspondiente a un desplazamiento de $\delta_{MAX} = 14.13 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 0.589\%$) que será la capacidad máxima alcanzada por el pórtico, a partir de esta el pórtico se deforma hasta los $\delta_{MAX} = 163.9 [mm]$ ($\Delta_{MAX} = 6.83\%$) con una disminución de las cargas que llegan hasta $F_{MAX} = 131.93 [kN]$ al final del ensayo con el desplazamiento antes mencionado. Esta fase se desarrolla dentro del rango plástico sin embargo en la unión malla-pórtico, conexión viga-columna, placa base y anclajes no se evidencia ningún tipo de falla. El pórtico al final de los ciclos considerados “daño completo” terminó como se muestra en la **Figura 142**.

Cabe señalar que para alcanzar este daño el ensayo los ciclos 19, 20 y 21 no completaron el desplazamiento en tracción correspondiente al protocolo de carga, debido a que los equipos del laboratorio llegaron a su capacidad máxima y no pudieron ofrecer mayor carga de tensión, sin embargo las carga en compresión si se dio de acuerdo al protocolo y después de alcanzar la carga máxima en el ciclo 21, las sollicitaciones a tensión fueron menores y los equipos fueron capaces nuevamente de acoplarse al protocolo desde el ciclo 22 hasta el final del ensayo.



Figura 140. Rotura de acero en base de columna.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 141. Rotura de malla electrosoldada en diagonal principal - centro de panel.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)



Figura 142. Imagen al final de "Daño Completo"

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En ensayos previos se observó que, al trabajar con fuerzas laterales altas, existe una inestabilidad torsional en los pórticos ensayados, debido a que, en sistemas estructurales completos, las losas y vigas juegan el papel de arrioste lateral para dichos pórticos. Por tanto, se vio la necesidad de incluir un tipo de arrioste con estas características. Con las limitaciones económicas y de laboratorio se optó por colocar un riel de acero a 60 [cm] de la viga. Este riel no presenta ninguna influencia representativa para los ensayos, ya que actúa únicamente en la fluencia del sistema, cabe recalcar que únicamente fue utilizado para E1 y E2.

5.2 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.2.1 PÓRTICO VACÍO (PV)

El punto de control de la deformación horizontal para cumplir con el protocolo de carga propuesto fue en el LVDT número 3 ubicado en la parte superior del pórtico como se muestra en la **Figura 143**.

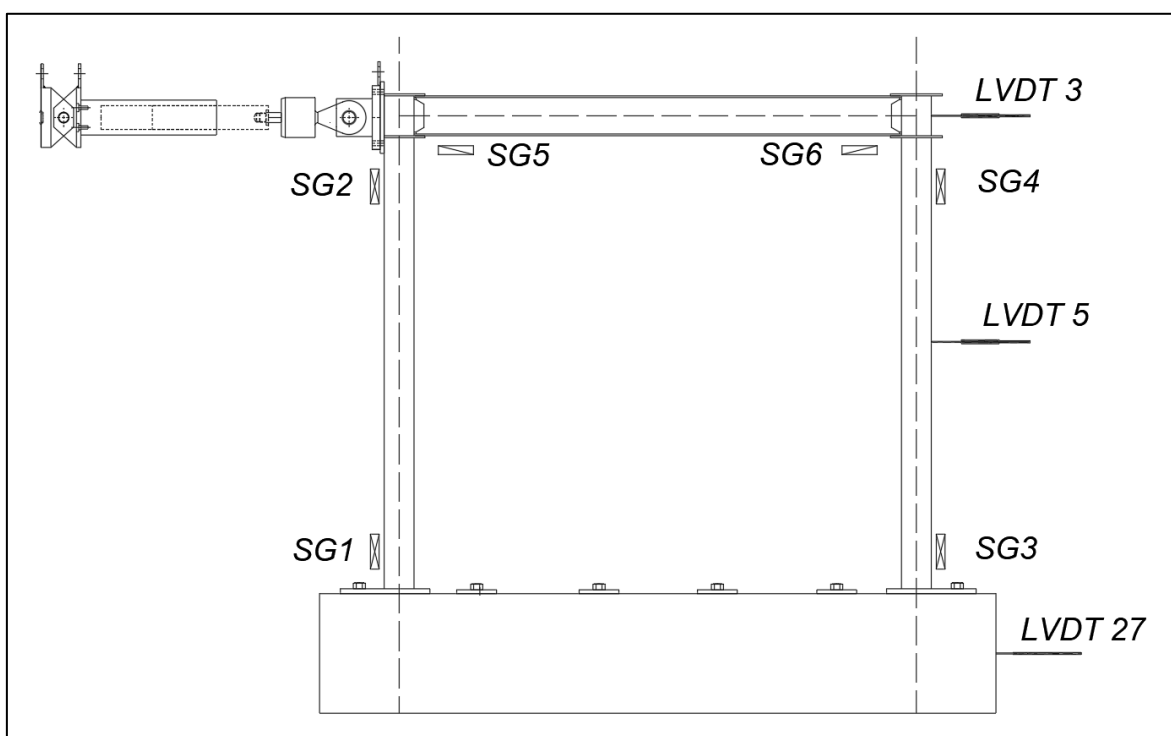


Figura 143. Ubicación de strain gauges pórtico vacío (PV).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.1.1 Curvas LVDT. (PV)

A continuación, en la **Figura 144** y **Figura 145** se muestran las curvas de histéresis obtenidas para el punto de control superior LVDT 3 y para el punto de control medio LVDT 5.

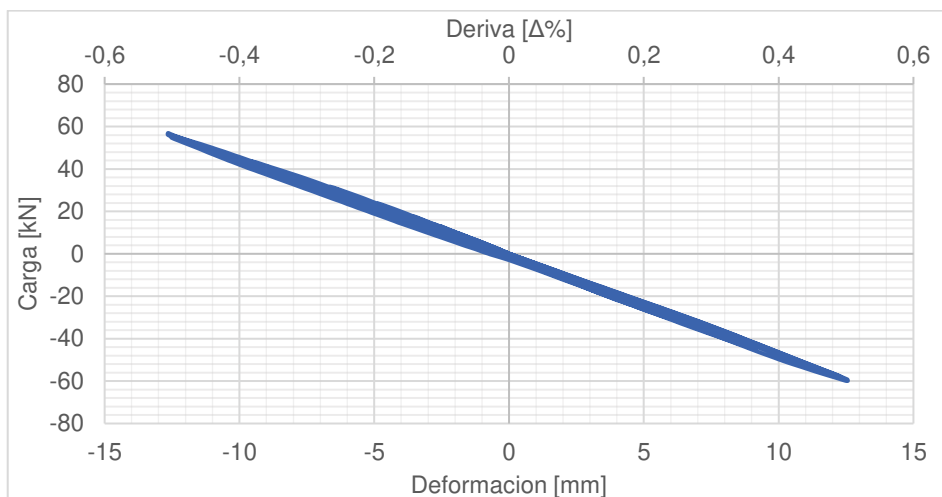


Figura 144. Curva de histéresis LVDT 3 (Superior).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

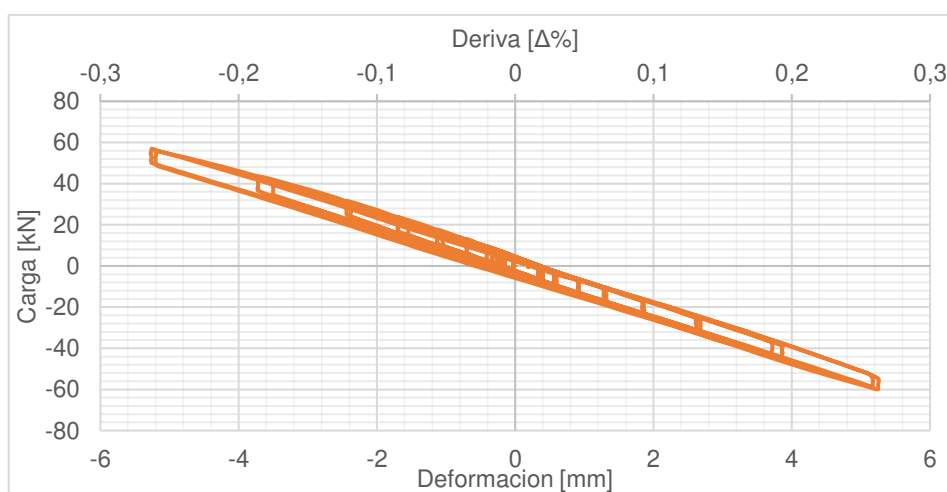


Figura 145. Curva de histéresis LVDT 5. (Medio)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.1.2 Curvas strain gauges (PV)

La **Figura 143** muestra la ubicación de los seis strain gauges colocados estratégicamente en el pórtico, a continuación, en la **Figura 146** se muestra las curvas de histéresis de cada uno de ellos.

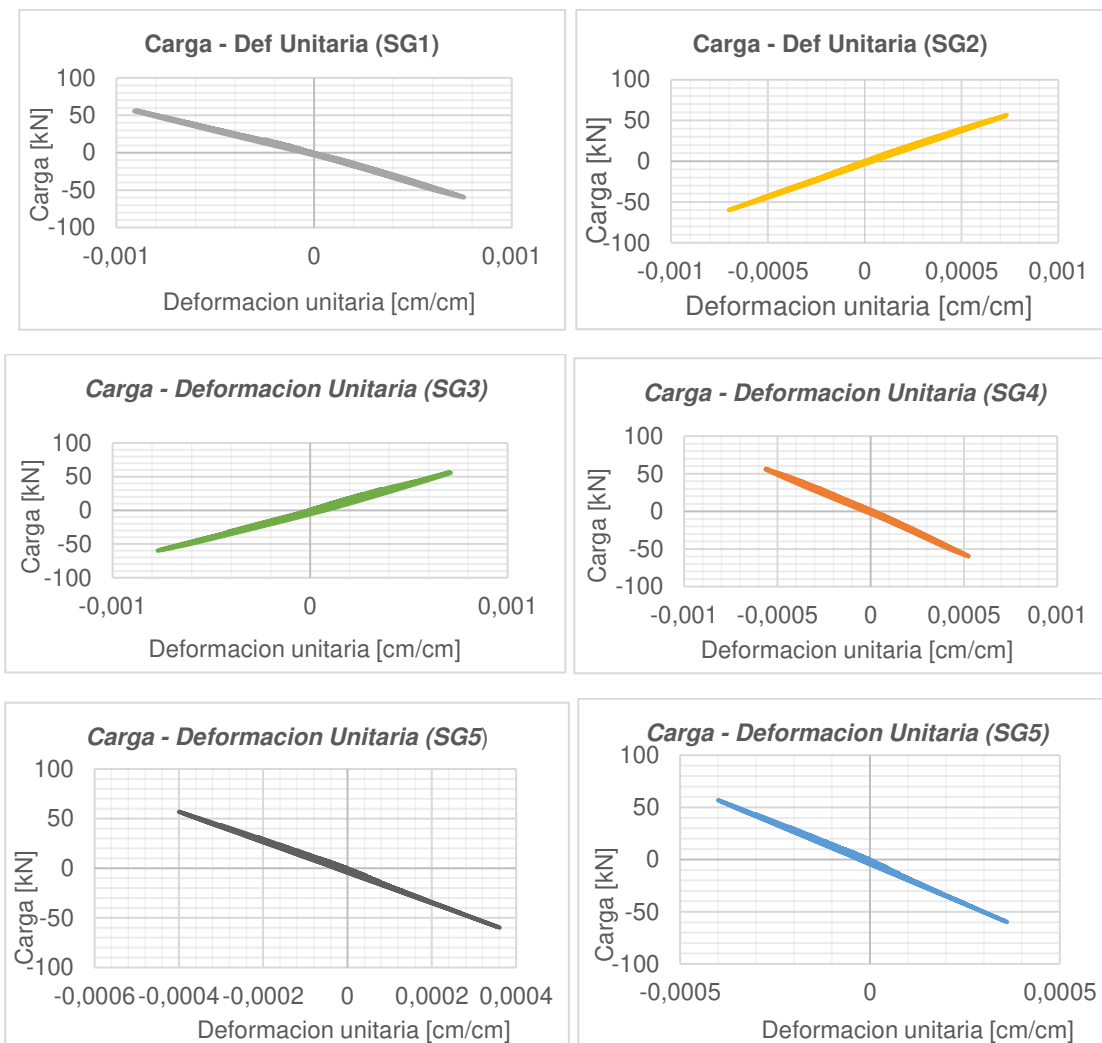


Figura 146. Curvas de histéresis Strain gauges (PV).

Con el fin de mostrar gráficamente los desplazamientos por cada ciclo del ensayo, se ha realizado la **Figura 147**.

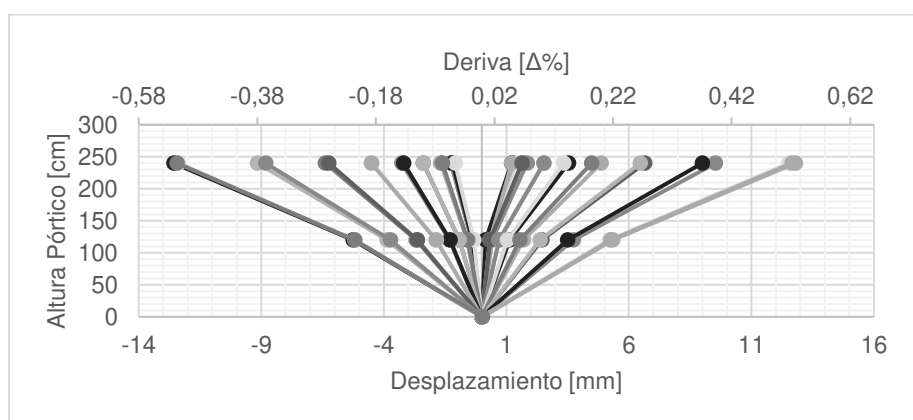


Figura 147. Desplazamiento de pórtico en cada ciclo a lo largo de su altura. (PV)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Tabla 32.

Deformaciones unitarias y esfuerzos máximos en pórtico vacío.

	SG 1	SG 2	SG 3	SG 4	SG 5	SG 6
Def Unitaria	0,000911	0,0007334	0,000772	0,0005634	0,0003996	0,0004865
Esfuerzo [Kg/cm2]	1912,26	1540,14	1621,2	1183,14	839,16	1021,65
	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	FLUYE	FLUYE	FLUYE	FLUYE	FLUYE	FLUYE

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Tabla 32** indica que el mayor esfuerzo ocurrió en el strain gauge número uno, el cual está ubicado en la base de la columna izquierda. Mas tomando en cuenta que se trata de un acero A36 con un $F_y = 248$ [MPa], se concluye que efectivamente el ensayo fue realizado en el rango lineal.

Luego de haber procesado datos los cuales se presentan en el ANEXO 5 TABLAS, **Tabla 60**, se procedió a realizar los gráficos de, curva histerética, curva de capacidad, degradación de rigidez y disipación de energía (Ver **Figura 148**, **Figura 149**, **Figura 150**, **Figura 151** y **Figura 152**).

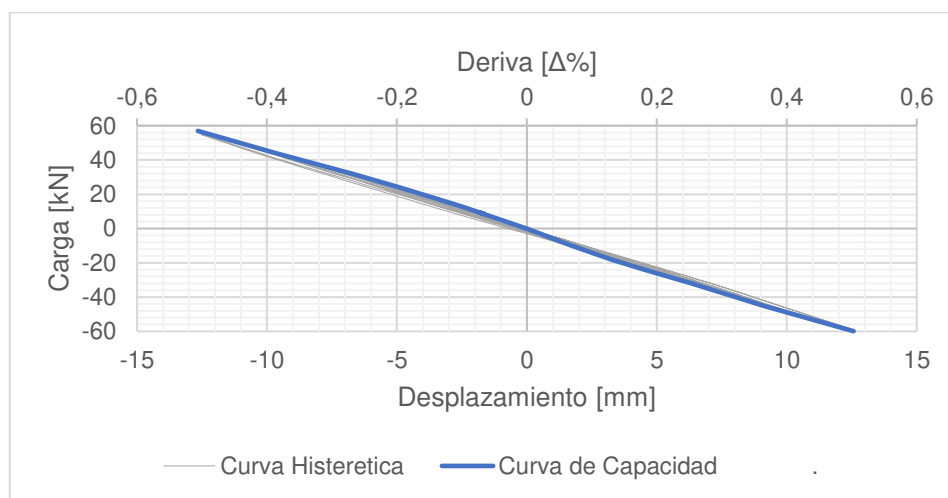


Figura 148. Sobreposición curva de histéresis - curva capacidad

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

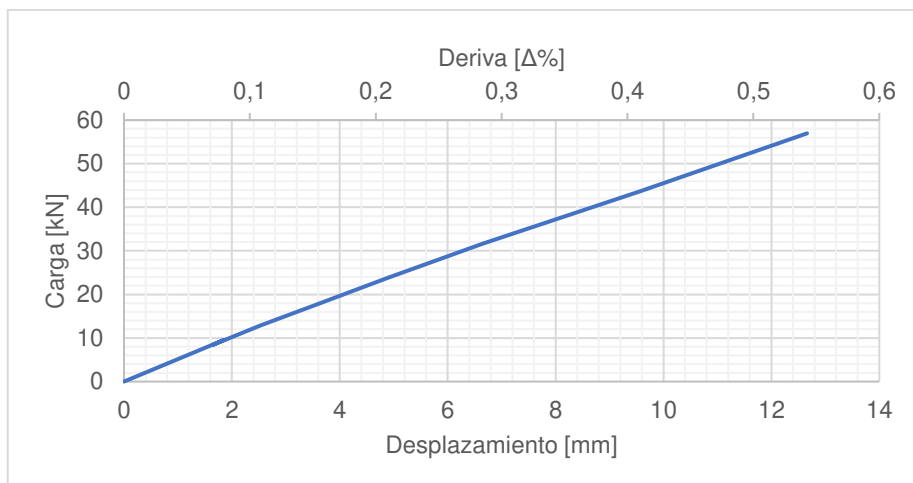


Figura 149. Curva de capacidad de pórtico vacío.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.1.3 Evaluación de la resistencia y Rigidez.

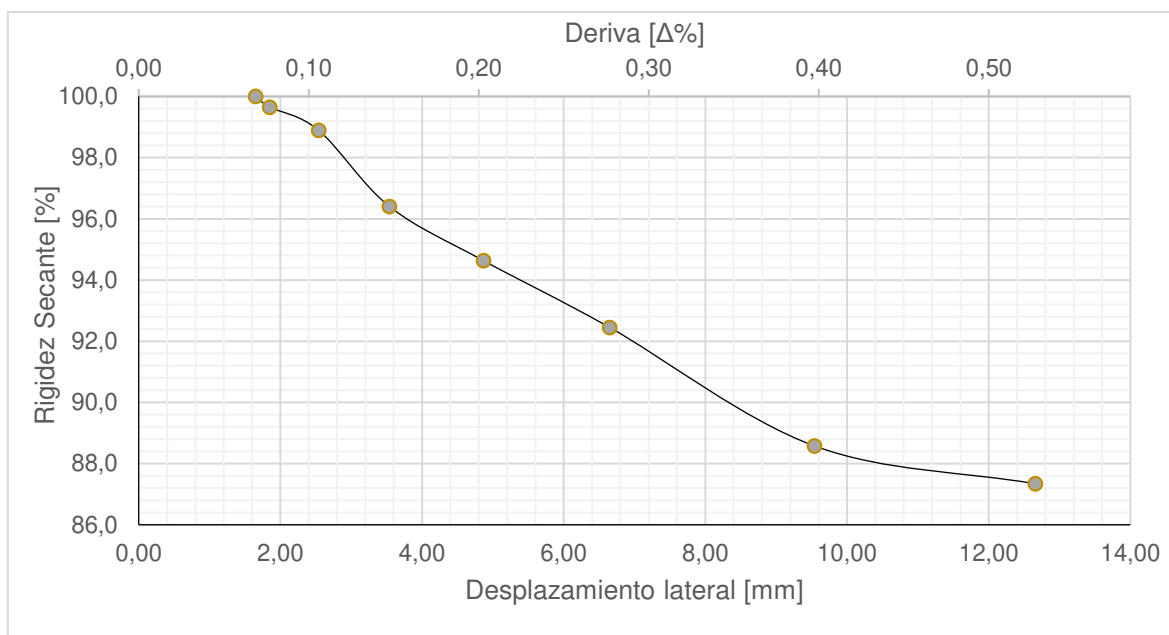


Figura 150. Degradación de rigidez PV.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Se observa que al término del ensayo la rigidez del pórtico se ha reducido en aproximadamente un 13%, y este se mantiene dentro del rango elástico.

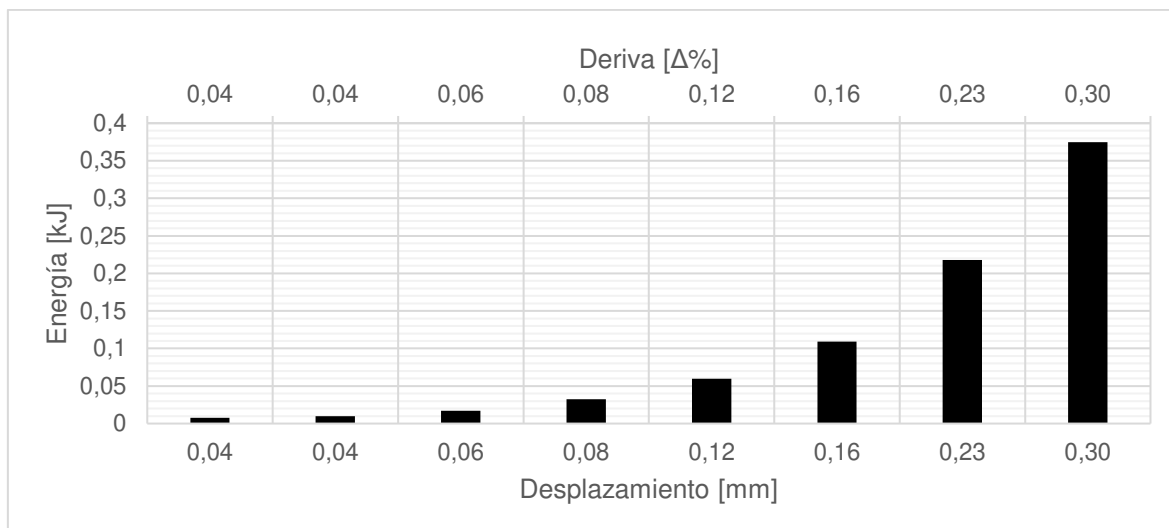


Figura 151. Energía disipada en PV.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Se observa que la disipación es mínima debido a que el ensayo se realizó únicamente en el rango elástico.

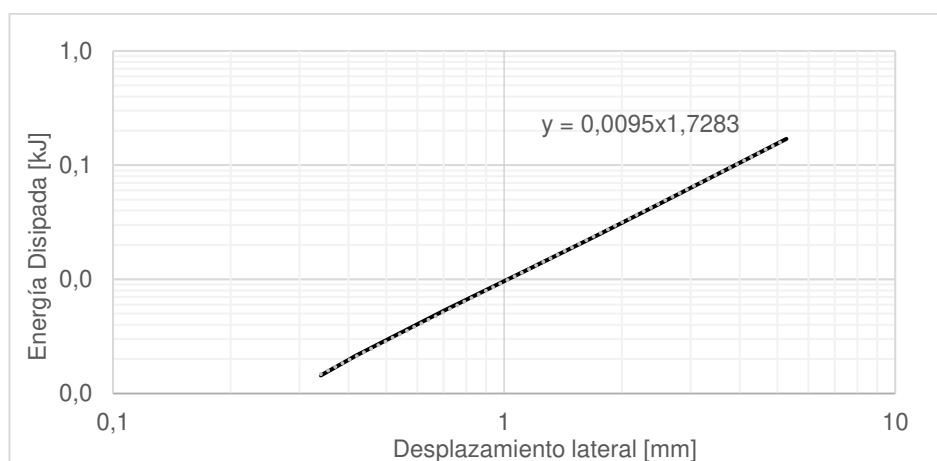


Figura 152. Modelo pseudo matemático degradación de rigidez PV.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Este modelo se denomina pseudo-matemático ya que solo se toma en cuenta la parte lineal, dado que el ensayo fue realizado en este rango. Es necesario obtener datos de degradación de rigidez en el rango plástico para obtener un modelo matemático más exacto.

Los cálculos realizados para obtener los resultados mostrados se encuentran en ANEXO

TABLAS, **Tabla 60**, **Tabla 64** y **Tabla 68**.

5.2.2 PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM)

El punto de control de la deformación horizontal para cumplir con el protocolo de carga propuesto fue en el LVDT número 3 ubicado en la parte superior del pórtico como se muestra en la **Figura 153**.

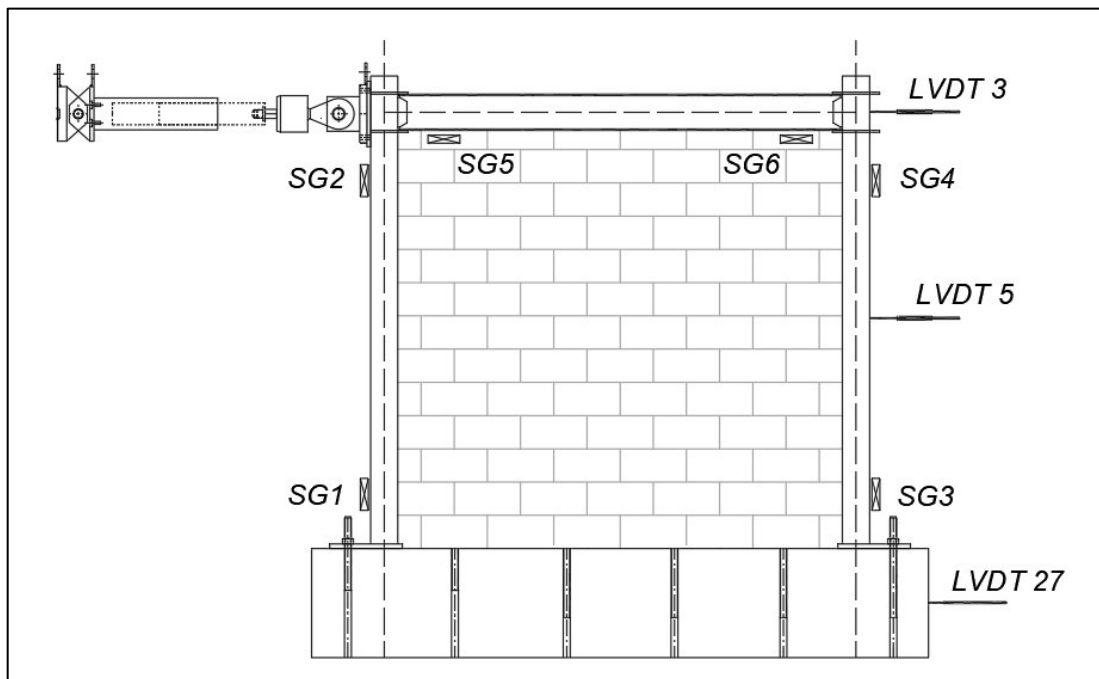


Figura 153. Ubicación de strain gauges en pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.2.1 Curvas LVDT. (PM)

Para el ensayo se colocaron 3 LVDT, uno en la cimentación para controlar que no exista ningún desplazamiento en la losa (LVDT 27), y dos en el pórtico, uno a 1,2 [m] desde la placa base del pórtico y el otro a 2,4 [m] desde la placa base del pórtico. El ensayo fue controlado con las deformaciones obtenidas del LVDT 3. A continuación en la **Figura 154** se muestran sus curvas de histéresis.

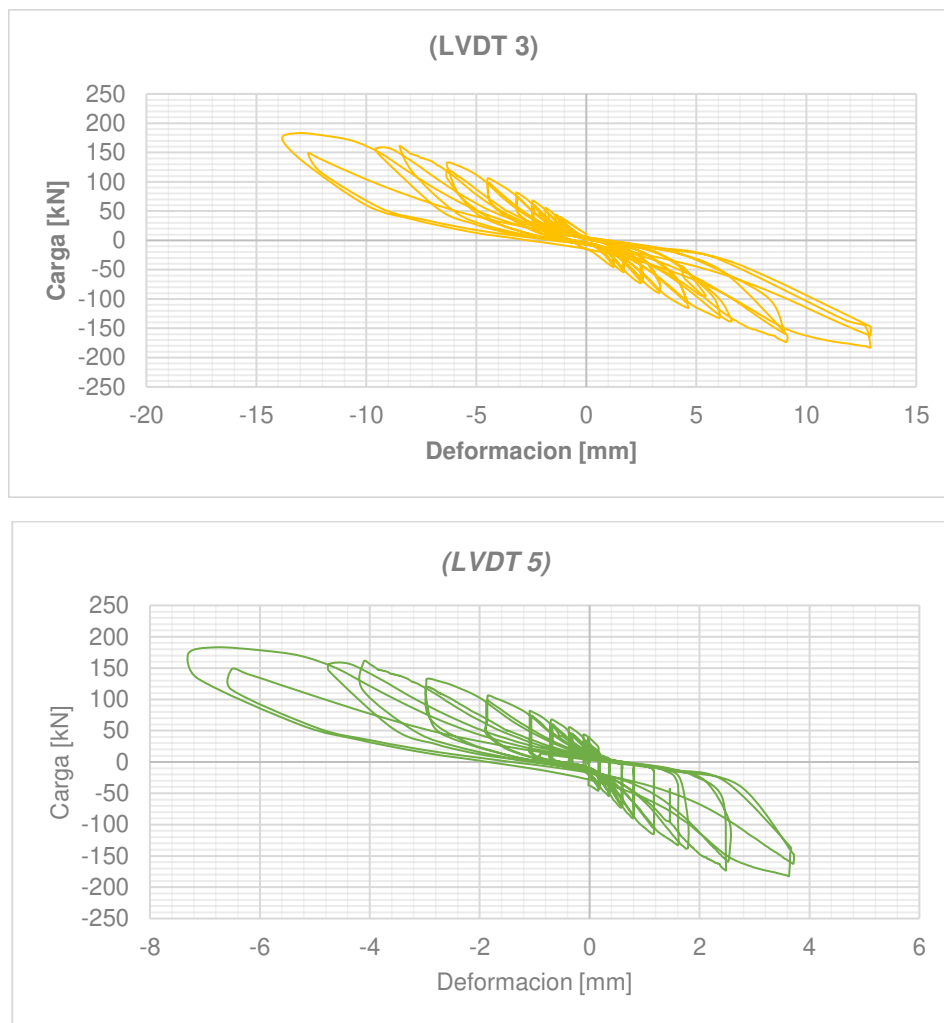


Figura 154. Curvas de histéresis correspondientes a LVDT 3 y 5 PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.2.2 Curvas strain gauges. (PM)

Los gráficos de Carga lateral vs deformación unitaria de la **Figura 155** muestran que ninguno de los strain gauges superan la deformación unitaria de $\pm 0,001265$, que es la que corresponde a la fluencia del acero a 248 [MPa]. El strain gauge SG1 ubicado en la base de la primera columna es aquel que registra la mayor deformación unitaria con un valor de 0,00111 [mm/mm] que corresponde a un esfuerzo de 217,71 [MPa], de lo que se puede concluir que el acero del pórtico se mantuvo en el rango elástico durante todo el ensayo como era previsto, pero con una concentración de esfuerzos de tensión alta en la zona inferior de la columna izquierda.

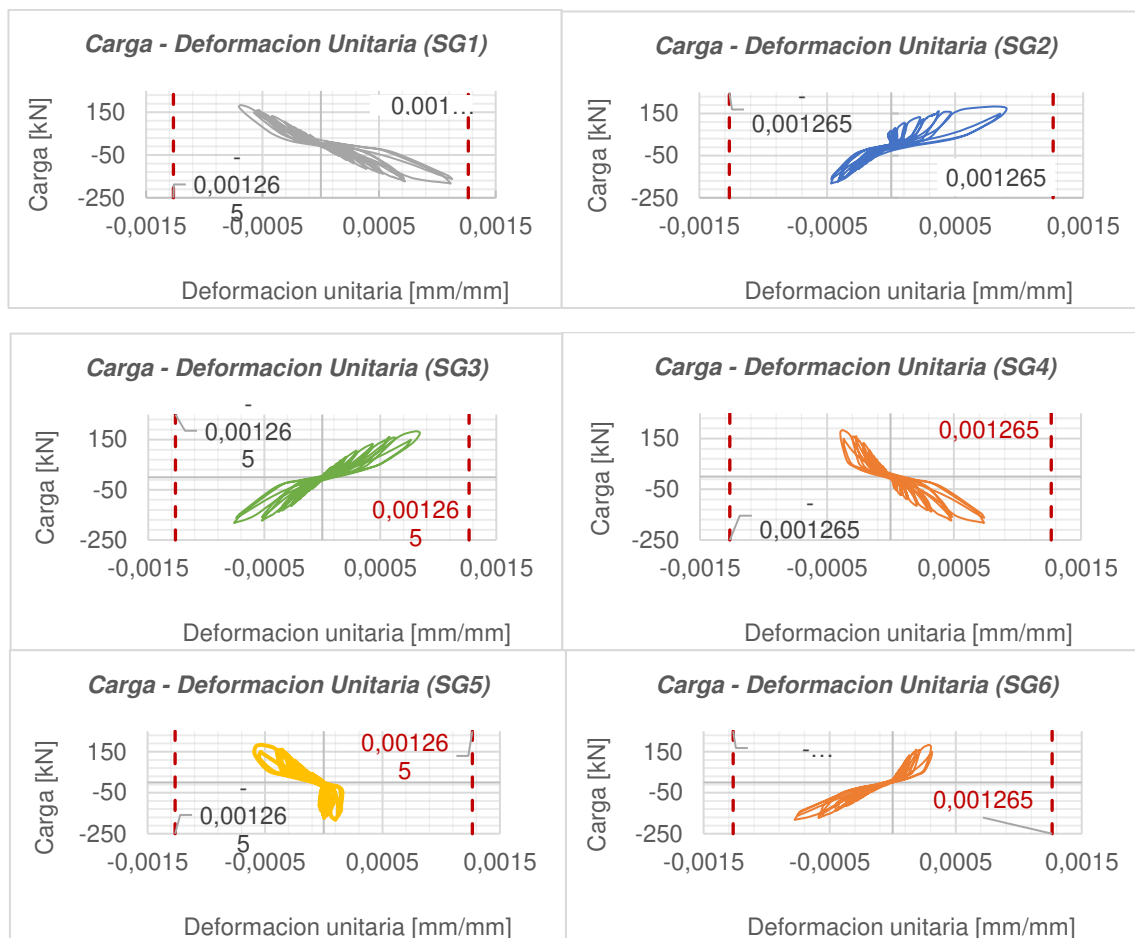


Figura 155. Curvas de histéresis correspondientes a strain gauges en pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.2.3 Protocolo experimental de carga.

El ensayo se controló por desplazamientos de acuerdo con el protocolo de carga expuesto en la sección 3.3.1 buscando llevar al prototipo PM a una deriva objetivo $\Delta m = 0.5\%$. A partir de este se obtiene un comportamiento histerético del prototipo equilibrado. La **Figura 156** muestra el protocolo de carga real aplicado.

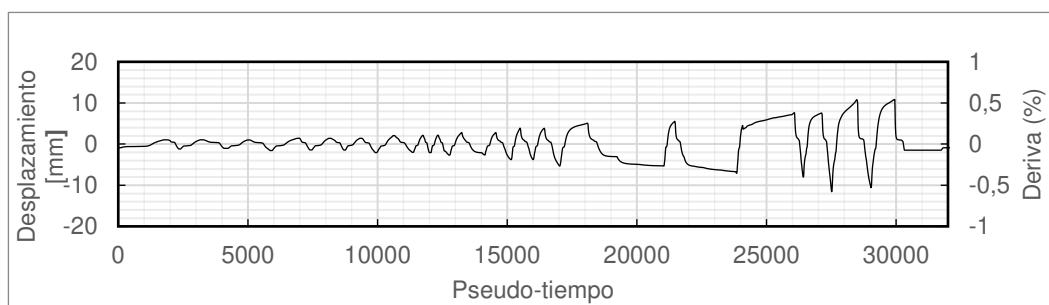


Figura 156. Protocolo de carga aplicado al prototipo PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El Pórtico con panel de relleno alcanzó el daño moderado a una carga máxima de 183.1 [kN] con un desplazamiento de 13.83 [mm], que representa el 0.576% de la deriva del prototipo en la dirección de empuje del gato hidráulico; y en la dirección de tracción del gato hidráulico alcanzó una carga máxima de 181.9 [kN] con un desplazamiento de 12.92 [mm], que corresponde al 0.538% de la deriva. En la **Figura 157** se observa el comportamiento de histéresis carga-desplazamiento lateral del prototipo PM (Pórtico relleno con mampostería).

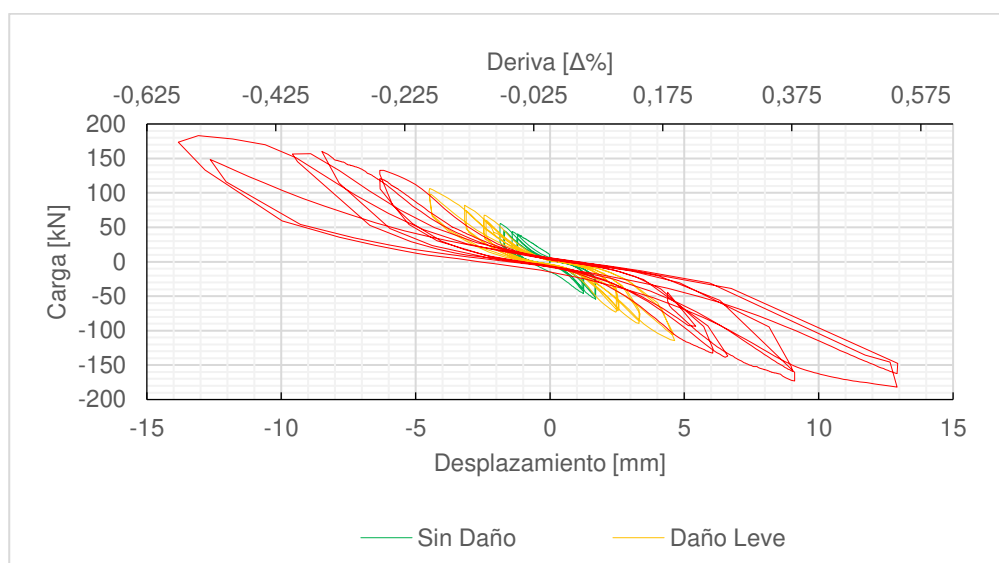


Figura 157. Respuesta Histórica PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Con el fin de mostrar gráficamente los desplazamientos por cada ciclo del ensayo, se ha realizado la **Figura 158**.

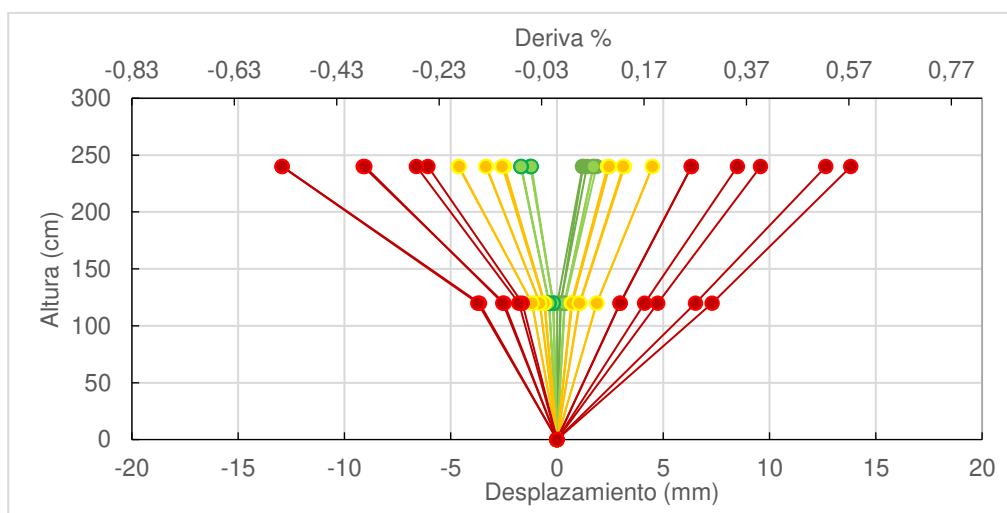


Figura 158. Desplazamiento lateral de pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El ensayo cíclico permite determinar la curva de capacidad experimental del pórtico relleno de mampostería, en donde existen reducciones considerables de la pendiente desde un inicio sin mostrar una pendiente constante en rango elástico que permita identificar el límite elástico de forma clara. (Ver **Figura 159**)

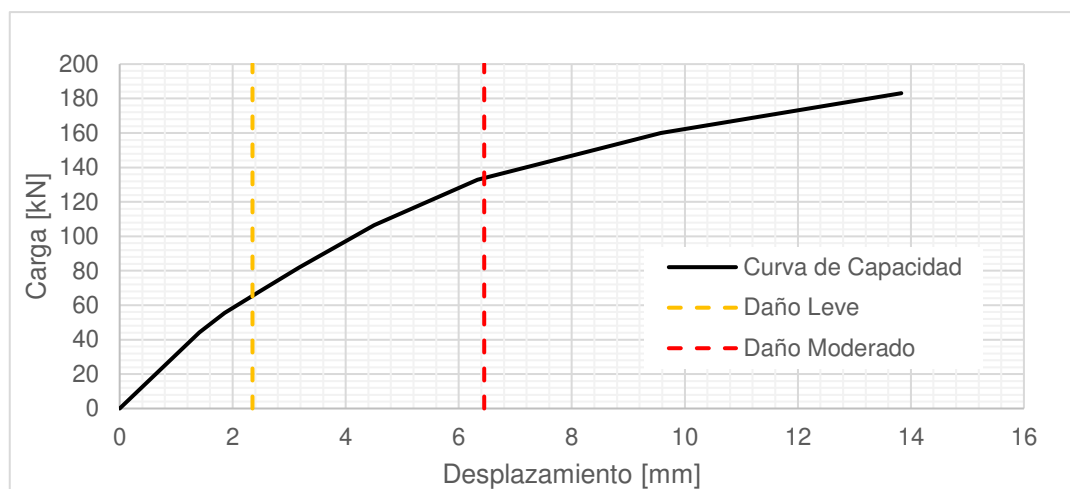


Figura 159. Curva de capacidad experimental PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.2.4 Evaluación de la resistencia y rigidez.

Se ha podido observar que en el ciclo 7 a una deriva $\Delta m = 0.103\%$ $\delta = 2.47$ [mm] a una carga de 76.19 [kN] comienza un agrietamiento progresivo acompañado de una disminución progresiva de la rigidez en el marco relleno, sin embargo, es en el ciclo 14 a una deriva de $\Delta m = 0.275\%$ aplicando una carga lateral de 138.59 [kN], que se distingue un mayor aumento de rigidez mayor y por tanto una disminución mayor de la pendiente de la curva de capacidad del marco relleno. Es a partir de este ciclo en donde el daño ya es moderado con grietas mayores a 1mm que el prototipo entra en el rango elástico con una disminución de la rigidez como se muestra en la **Figura 160**.

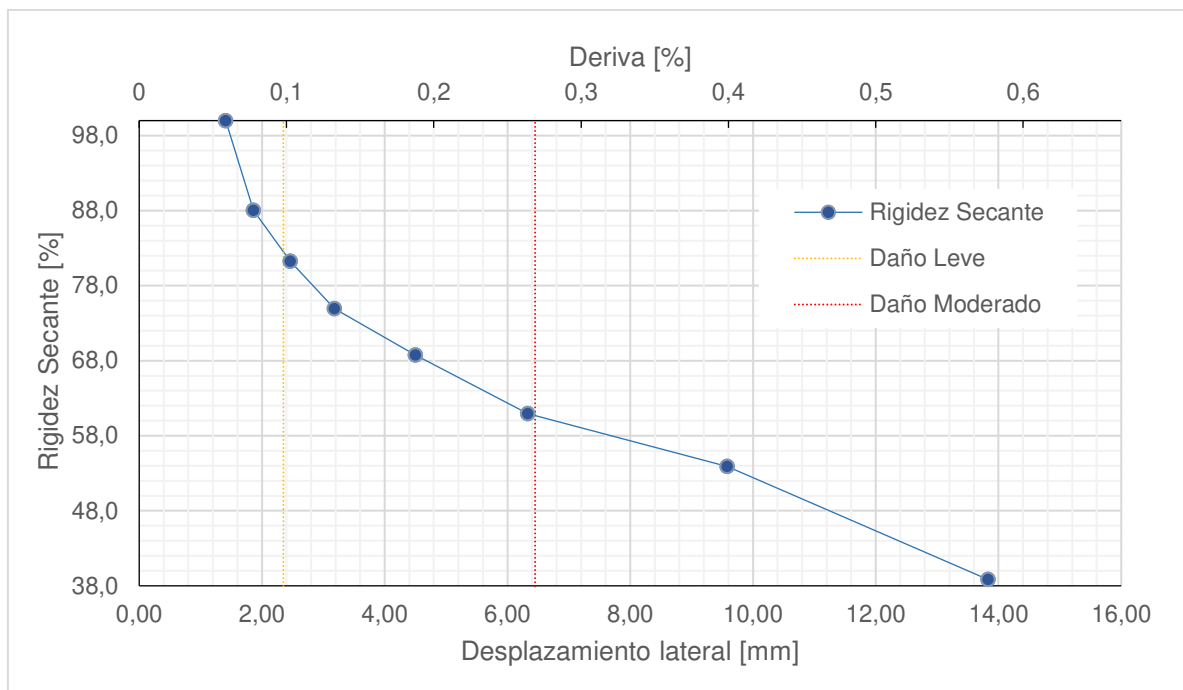


Figura 160. Gráfico de rigidez relativa-desplazamiento para pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La energía disipada a través del comportamiento histerético es determinada como el área bajo la curva de la gráfica carga lateral-desplazamiento en cada ciclo. En la **Tabla 60** se muestra la energía disipada promedio de cada ciclo de carga controlado por cada control de deriva, de esta se puede observar que la energía disipada en el ciclo 19, que es el último ciclo es de $E_d=13,83\text{kJ}$. (Ver **Figura 161**)

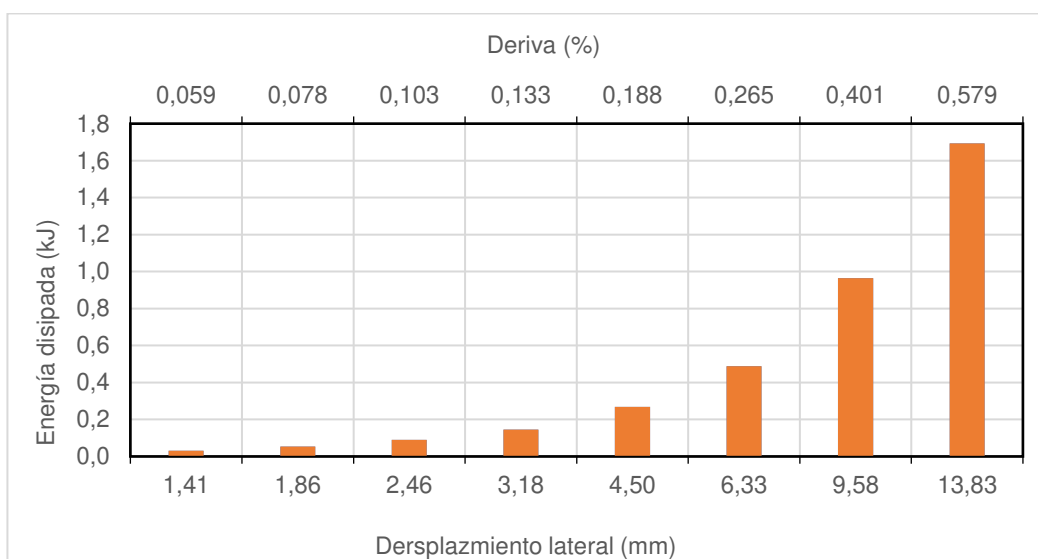


Figura 161. Energía disipada para cada ciclo de carga en pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Además, se ha realizado un gráfico de desplazamiento lateral vs energía disipada para obtener una ecuación empírica, en la **Figura 162** se puede observar esta relación en un gráfico log-log en base 10.

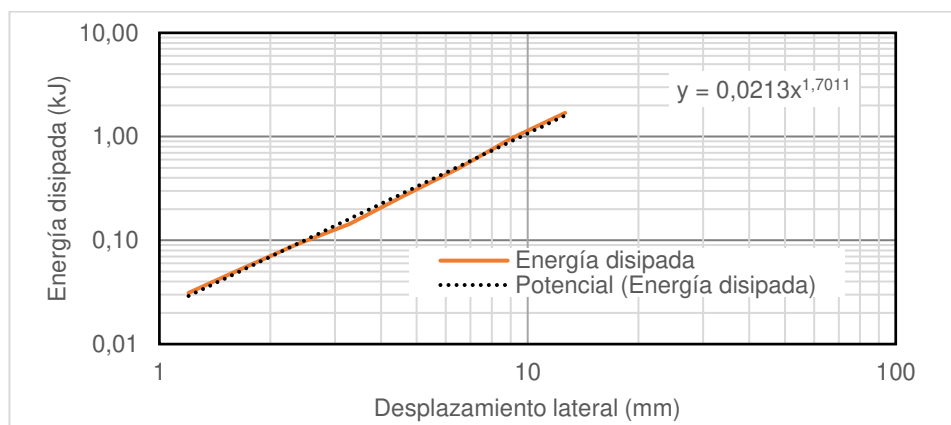


Figura 162. Curva log-log en base 10 de energía disipada por pórtico PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los cálculos realizados para obtener los resultados mostrados se encuentran en ANEXO

5

TABLAS, **Tabla 61**, **Tabla 65** y **Tabla 69**.

5.2.3 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO. (E1)

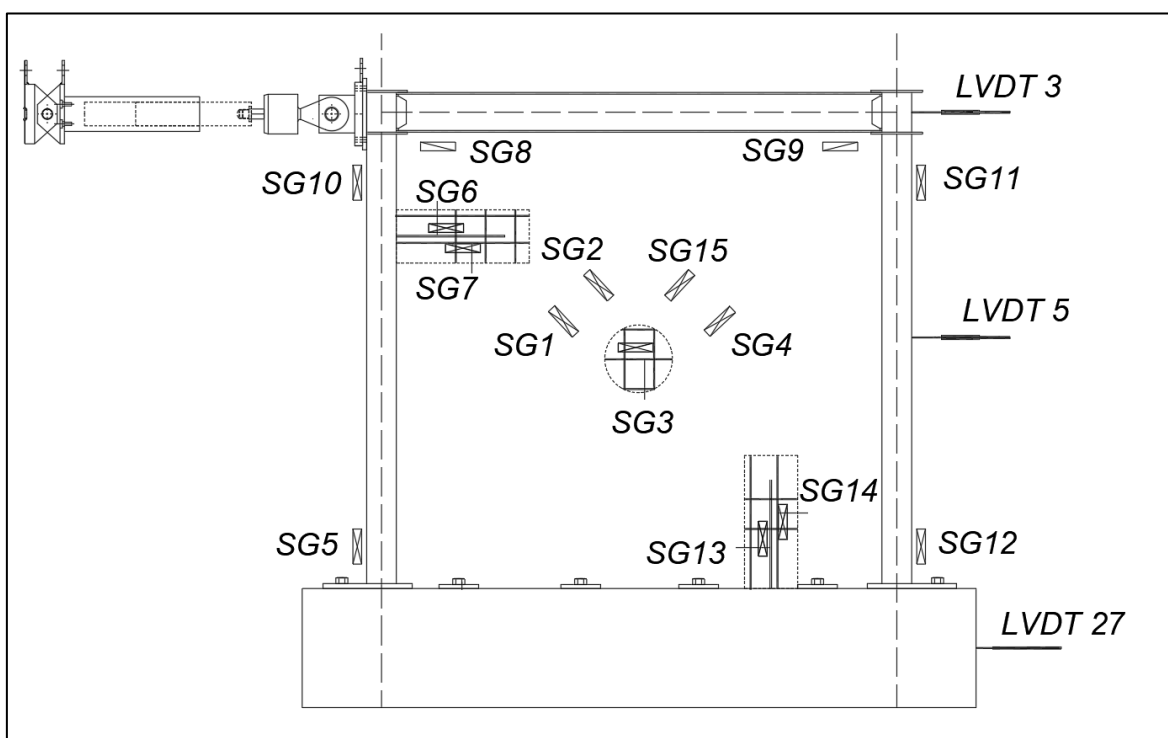


Figura 163. Ubicación de strain gauges y LVDT en (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El punto de control de la deformación horizontal para cumplir con el protocolo de carga propuesto fue en el LVDT número 3 ubicado en la parte superior del pórtico como se muestra en la **Figura 163**.

5.2.3.1 Curvas LVDT. (E1)

Las curvas de histéresis para LVDT 3 y LVDT 5 se muestran en la **Figura 164**.

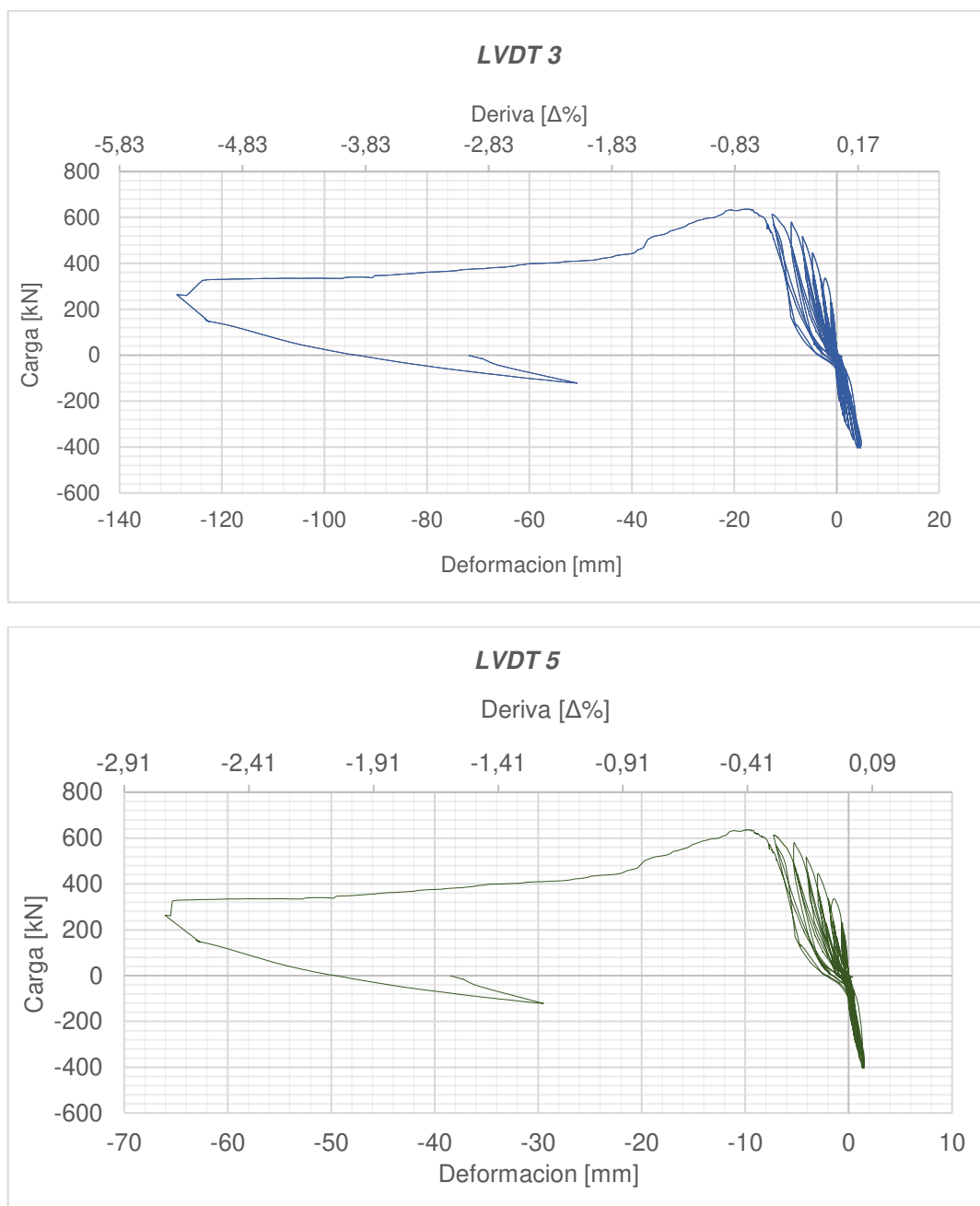


Figura 164. Curvas de histéresis enchape sin daño previo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.3.2 Curvas strain gauges. (E1)

Las curvas de histéresis unitaria para strain gauges colocados se muestran en **Figura 165**.

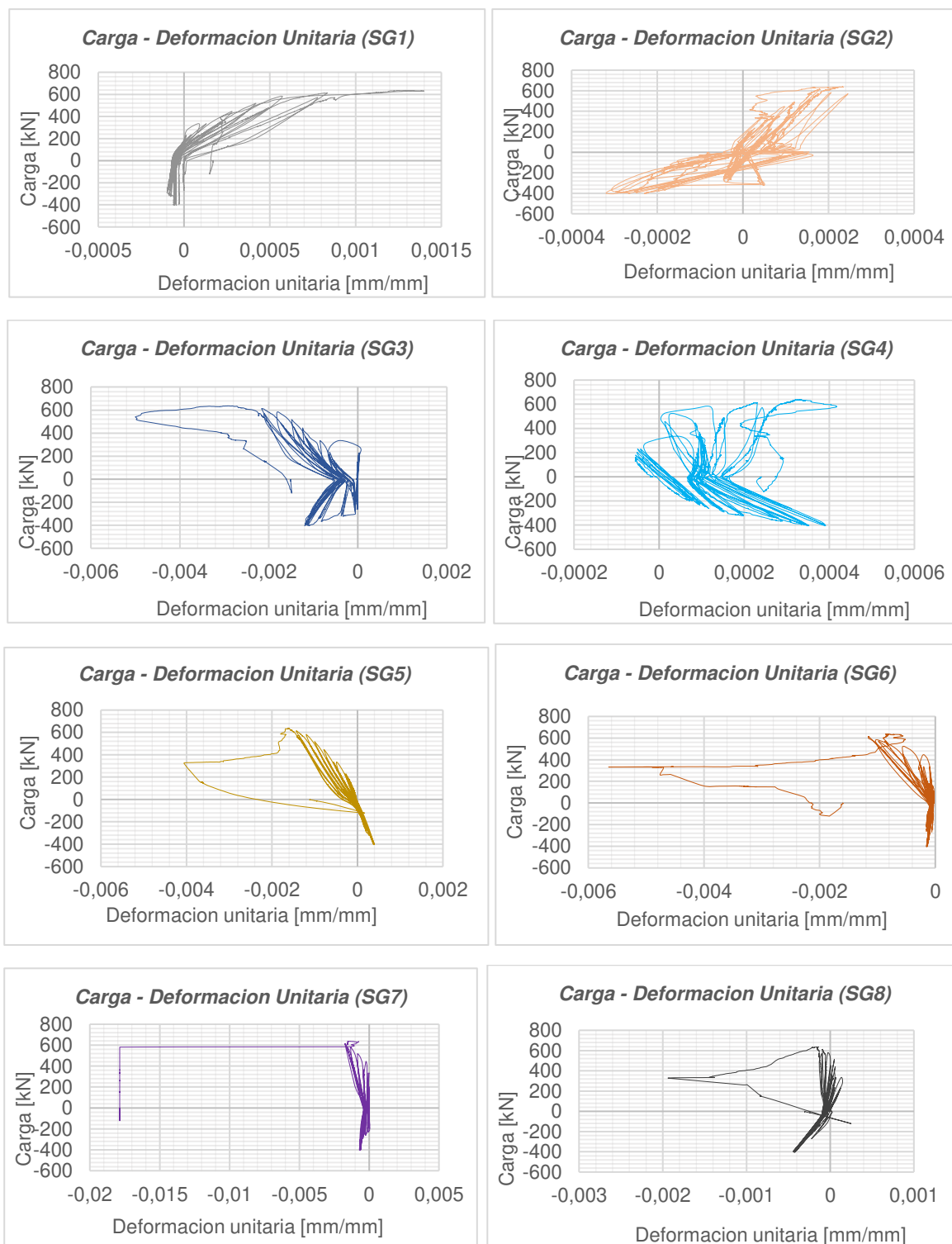


Figura 165. Resultados de strain gauges (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.3.3 Protocolo experimental de carga.

El protocolo de carga programado se realizó con varias dificultades técnicas a continuación en la **Figura 166** se presenta el protocolo real experimentado.

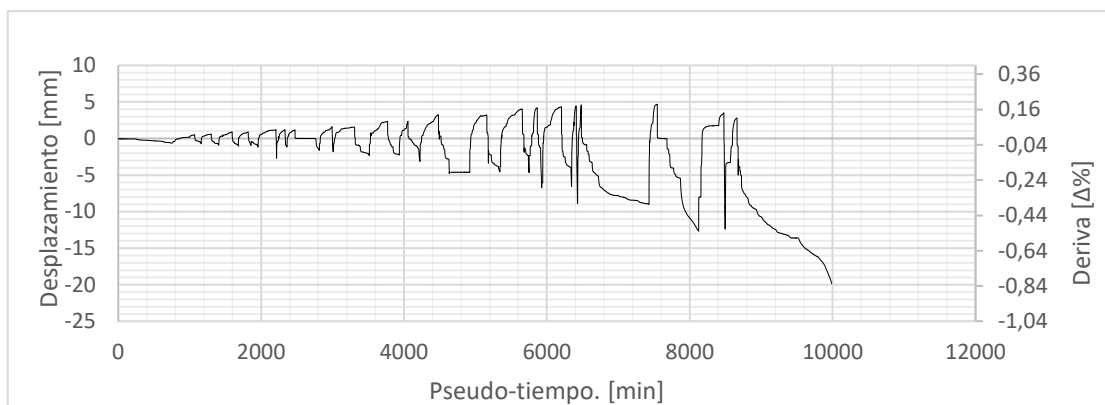


Figura 166. Protocolo experimental de carga.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

El daño del enchape se calificó de acuerdo con el tamaño de grietas, porcentaje de área cubierta por grietas y por desprendimiento de mortero y mampuestos. En la sección 5.1.2 se explica claramente los niveles de daño. En la **Figura 167** se observa la curva de histéresis obtenida diagramada en diferentes colores dependiendo del nivel de daño. Por cuestiones visuales se decidió no graficar la curva completa.

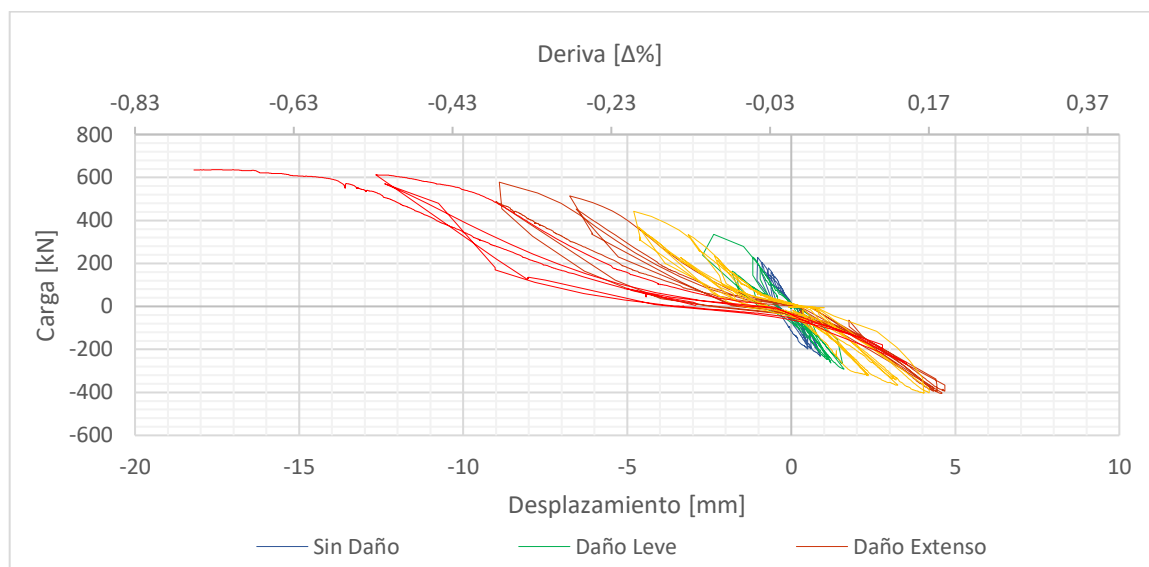


Figura 167. Curva de histéresis con nivel de daño. (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

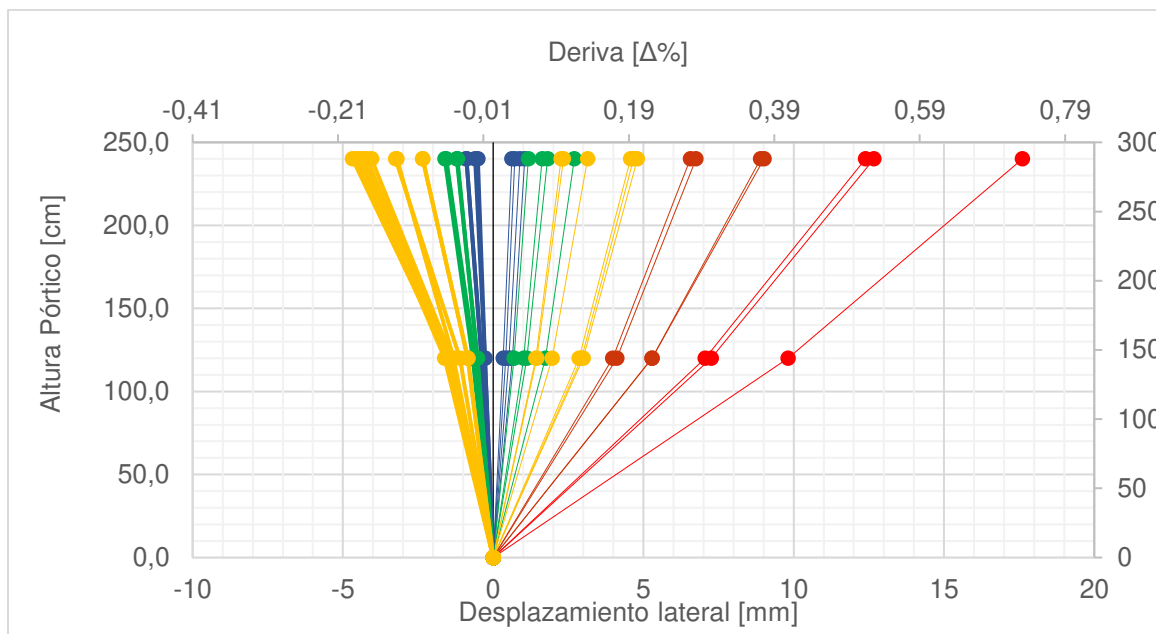


Figura 168. Desplazamiento de pódico en cada ciclo a lo largo de su altura. (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Debido a problemas con el equipo de laboratorio, solo fue posible alcanzar la capacidad máxima del prototipo en una sola dirección (Compresión de gato hidráulico).

Tabla 33.

Fluencia de fluencia según strain gauges colocados.

	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6	SG7	SG8
Ciclo	21	-	21	-	19	21	21	21
Carga Lateral [kN]	633,99		603,8		537,32	445,13	583,14	376,03
Def Lateral [mm]	-18,67		-14,52		-9,85	-39,62	-27,51	-70,17

La ubicación de strain gauges se puede observar en la **Figura 163**, cada uno de estos están ubicados en elementos diferentes con el objetivo de determinar la fluencia de estos elementos. En la **Tabla 33** se observa el número de ciclo en el que estos elementos fluyeron, además se observa la carga lateral y deformación horizontal correspondiente. El orden de fluencia observado fue el siguiente, strain gauge #5 correspondiente a la base de columna izquierda, SG3, SG1, SG7, SG6, y por último SG8 correspondiente a la viga en su extremo izquierdo. En la **Figura 169** se observa gráficamente el instante en donde se produce la fluencia de cada elemento.

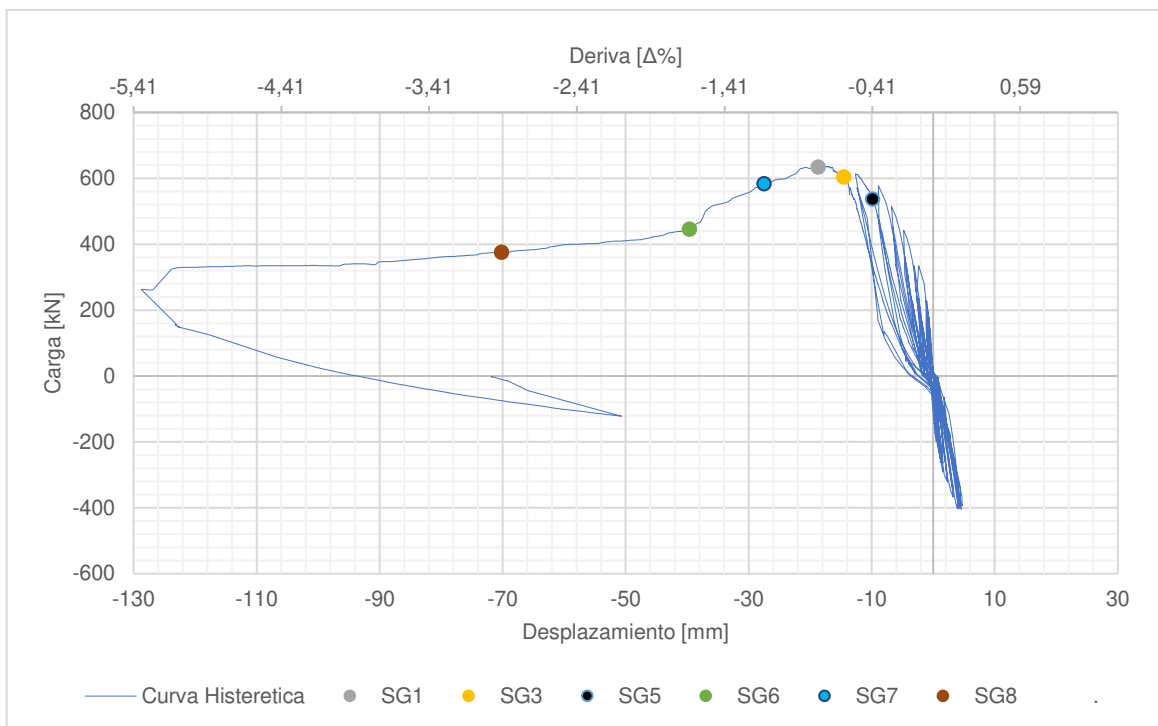


Figura 169. Orden de fluencia de elementos. (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Con el previo procesamiento de datos se procede realizar la envolvente de la curva de histéresis y la curva final de capacidad, (Ver **Figura 170** y **Figura 171**).

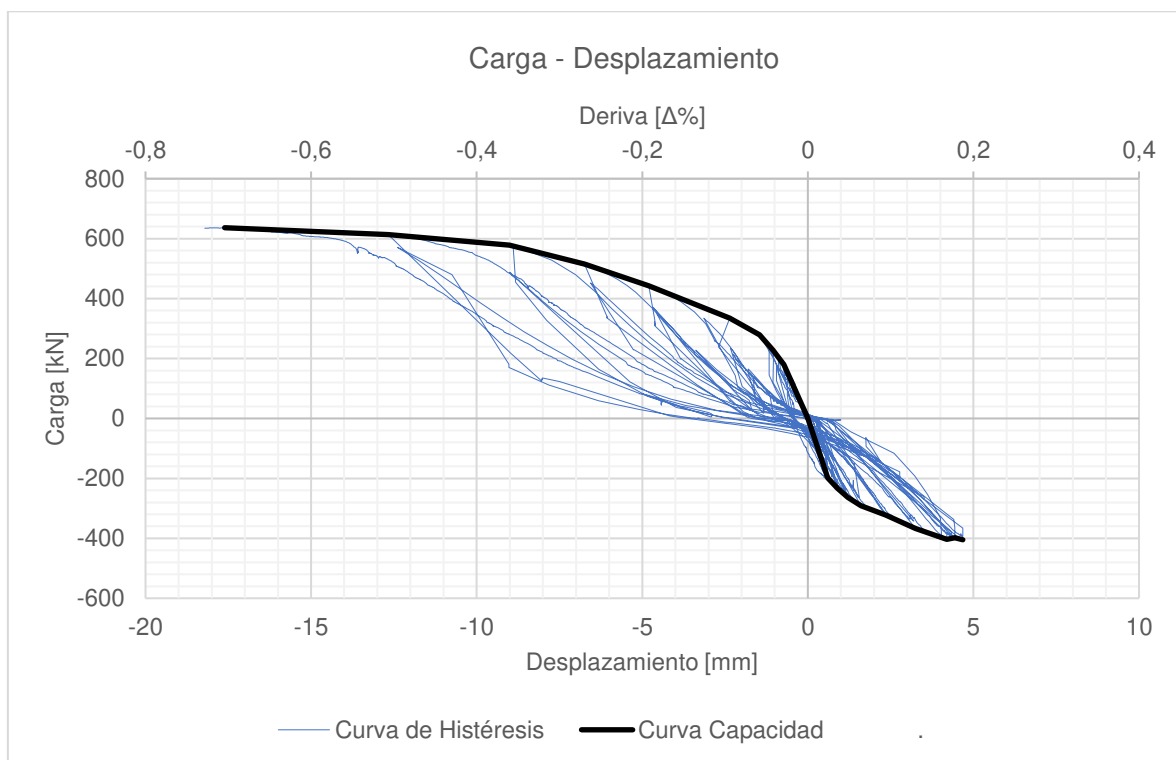


Figura 170. Envoltura de curva de histéresis. (Curva de capacidad bidireccional)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

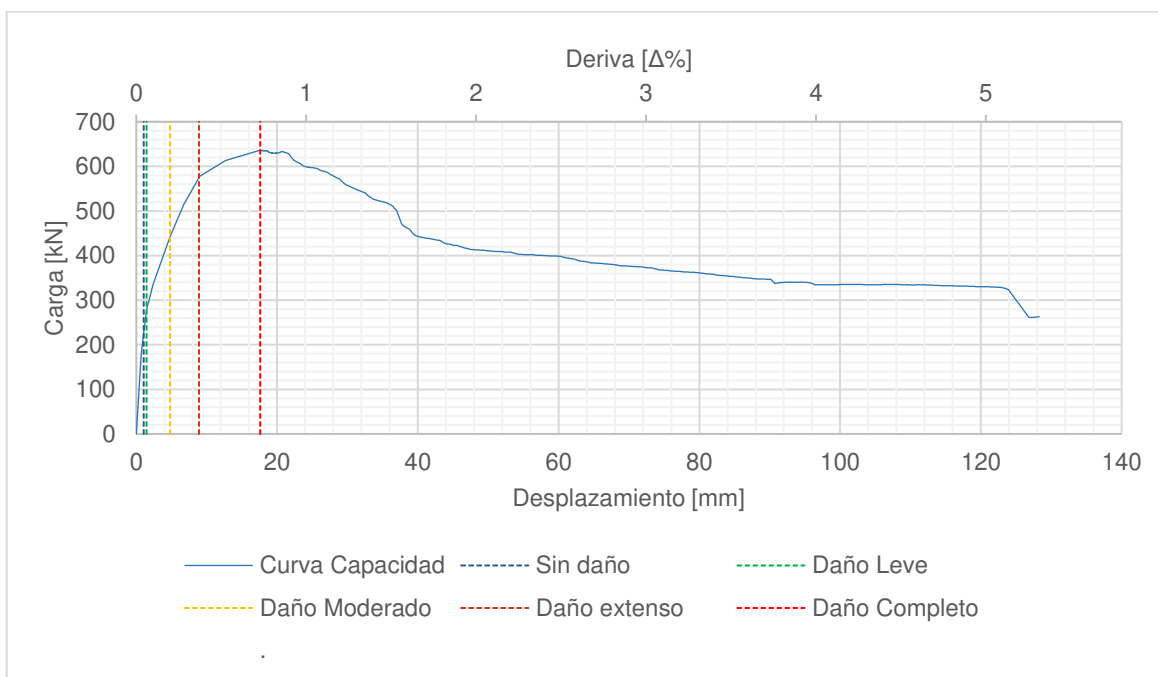


Figura 171. Curva de capacidad unidireccional (Compresión del gato) E1

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.3.4 Evaluación de la resistencia y rigidez.

La capacidad máxima lateral se consiguió en el ciclo N°44, alcanzando una carga máxima de 636.43 [kN] y un desplazamiento de $\delta = 17.41$ [mm] correspondiente a una deriva del $\Delta\% = 0.73\%$, hasta este punto su rigidez inicial se degradó como se muestra en la **Figura 172**.

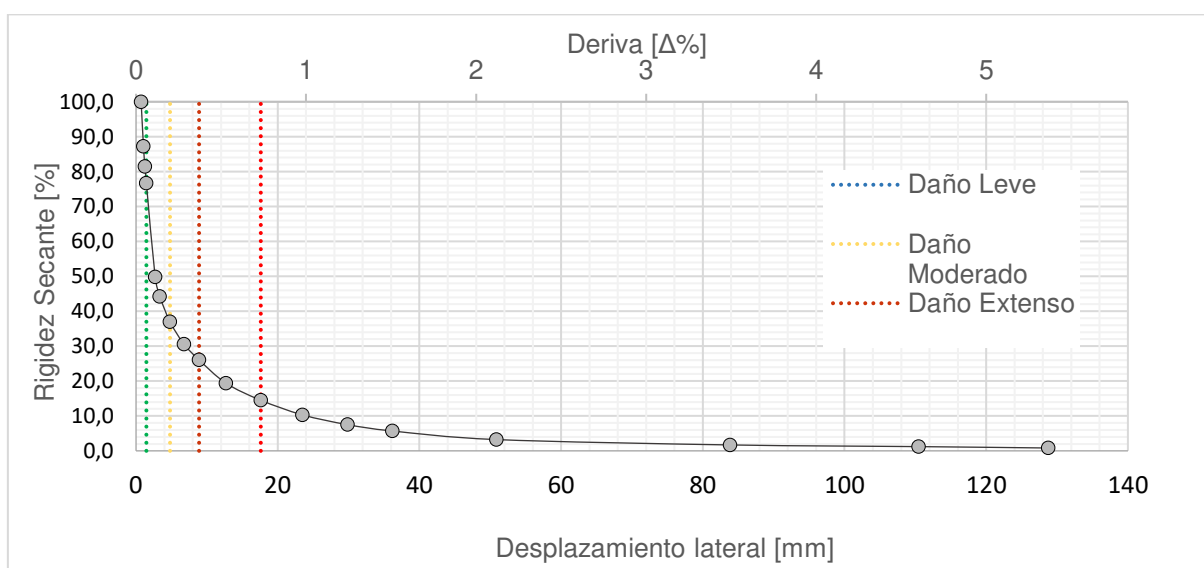


Figura 172. Degradación de la rigidez. (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Dado que existió problemas con equipos de laboratorio, para alcanzar el daño completo del prototipo en esta parte se realizó un ensayo monotónico, por lo que para el cálculo de disipación de energía se tomaron varios puntos medios antes de llegar a su desplazamiento máximo, (Ver **Figura 173**).

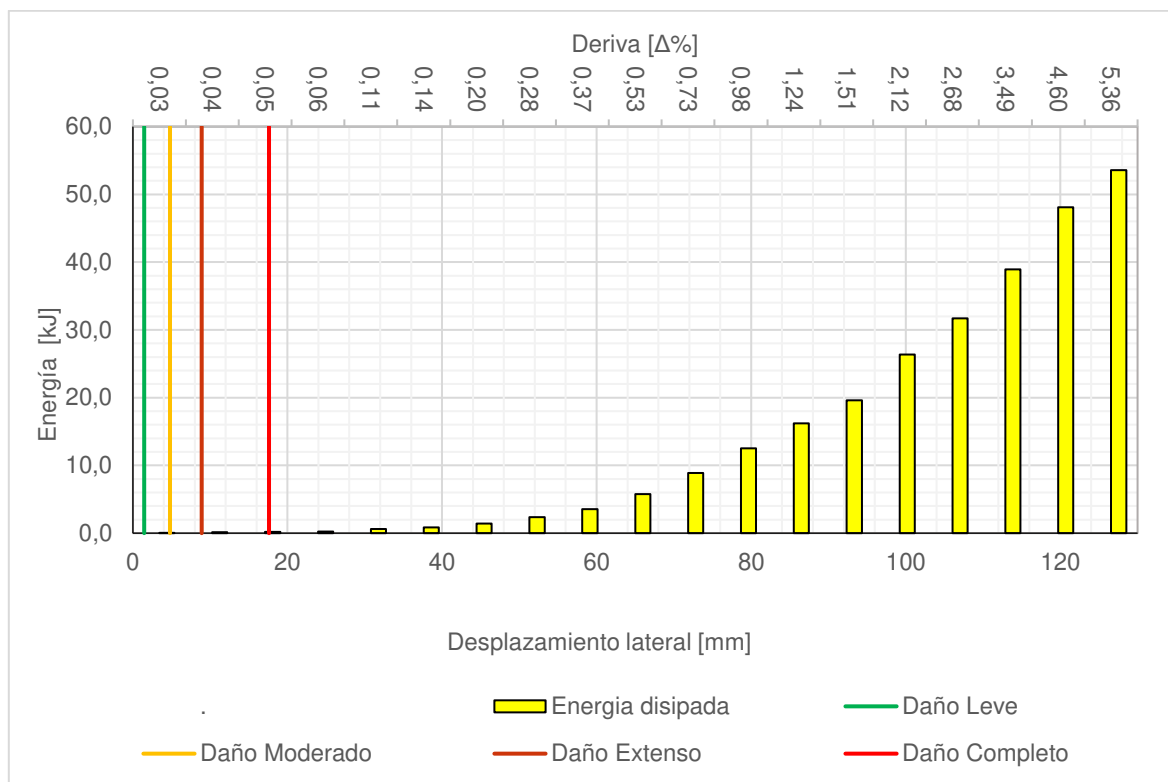


Figura 173. Energía disipada por cada ciclo.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En este gráfico se observa que la energía disipada para el rango elástico es mínima (1.43 KJ) apenas el 2.66% del total de la energía disipada, la gran mayoría de energía disipada se encuentra una vez el prototipo alcanzó su carga máxima (fluencia).

Además, se ha realizado un gráfico de desplazamiento lateral vs energía disipada para obtener una ecuación empírica, en la **Figura 174** se puede observar esta relación en un gráfico log-log en base 10.

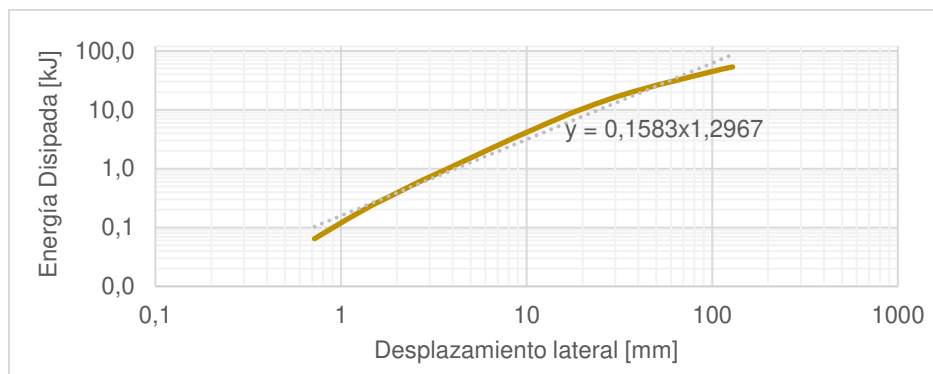


Figura 174. Modelo matemático de disipación de energía. (E1)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los cálculos realizados para obtener los resultados mostrados se encuentran en ANEXO 5

TABLAS, **Tabla 62**, **Tabla 66** y **Tabla 70**.

5.2.4 PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO (E2)

La ubicación de los LVDTs y strain gauges utilizados para el ensayo del prototipo E2 (enchapado después de haber generado un daño moderado en la mampostería) se encuentran representados en la **Figura 175**

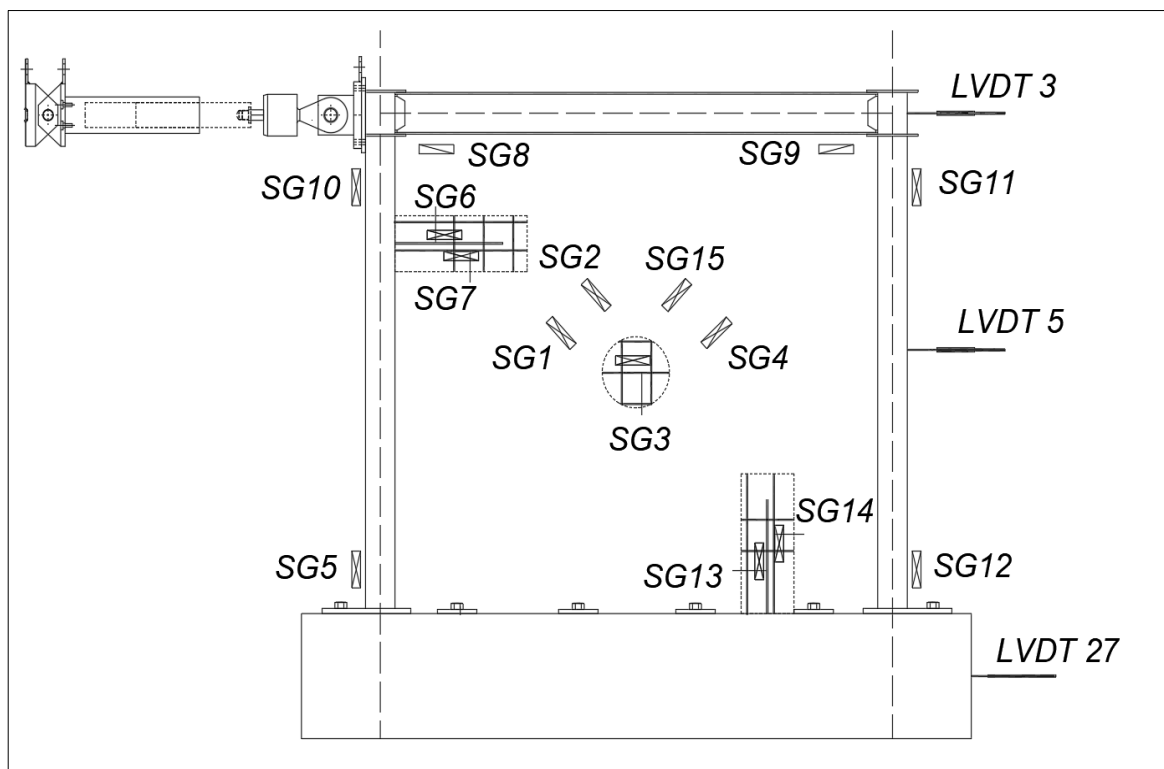


Figura 175. Ubicación de strain gauges y LVDT en (E2)

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Al igual que los demás ensayos mencionados en este trabajo, se utiliza el LVDT número 3 para controlar las deformaciones de acuerdo con el protocolo de carga asignado para este ensayo. En la **Figura 176** se muestran las curvas de histéresis para los dos puntos de control, LVDT 3 y LVDT 5.

5.2.4.1 Curvas LVDT. (E2)

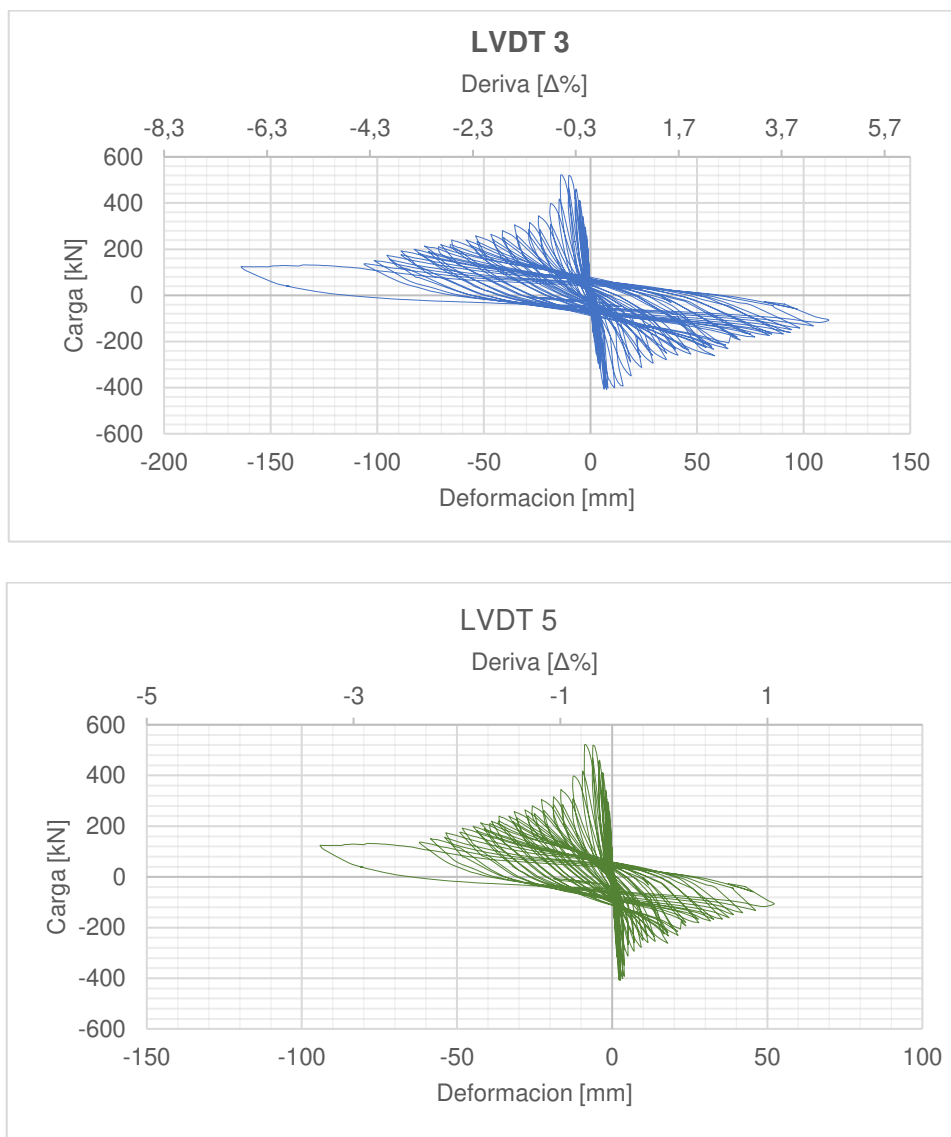
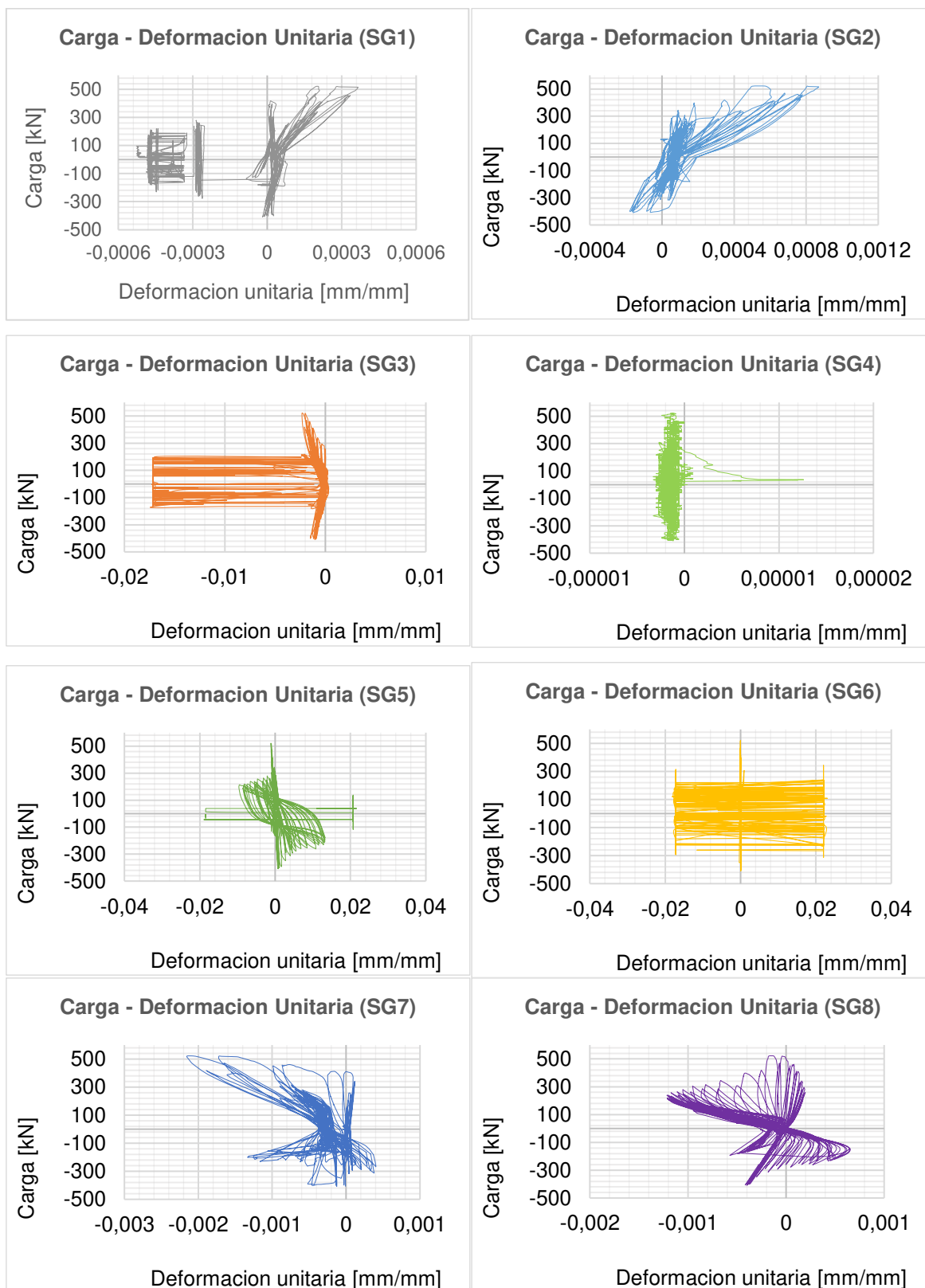


Figura 176. Curvas de histéresis en LVDTs de enchape sin daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Las curvas correspondientes a strain gauges para E2 se muestran en la **Figura 177**.

5.2.4.2 Curvas strain gauges. (E2)



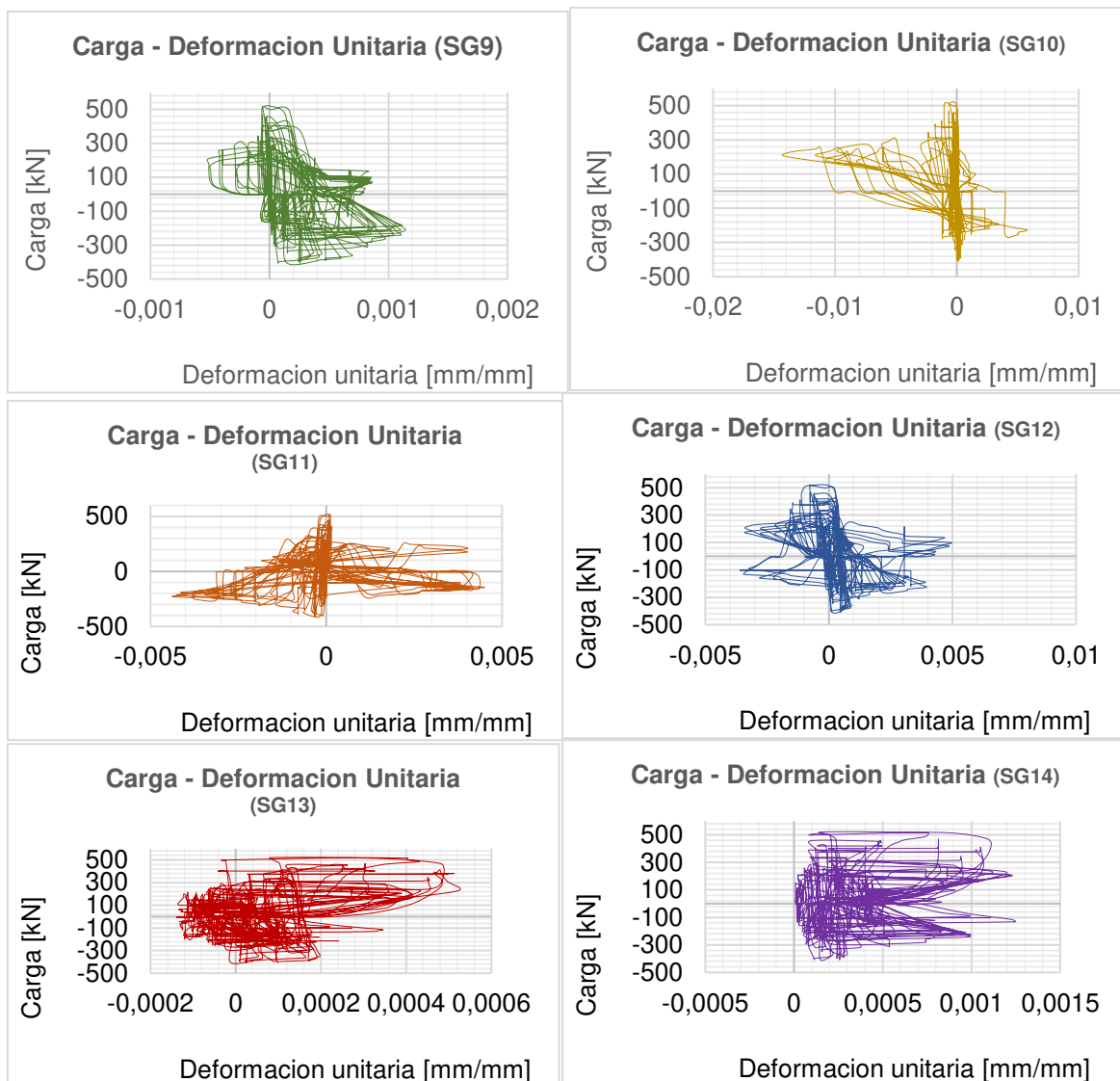


Figura 177. Resultados de strain gauges (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.4.3 Protocolo experimental de carga.

El protocolo de carga se realizó de acuerdo con lo especificado en la sección 3.3.3. En el protocolo de carga real que se muestra en la **Figura 178** se puede observar a mitad del ensayo ciertos descansos en los desplazamientos máximo de cada ciclo, estos descansos se hicieron en los puntos en donde se comienzan a aparecer las fisuras hasta llegar a la capacidad máxima, y son necesarios para medir e identificar grietas al final de cada ciclo.

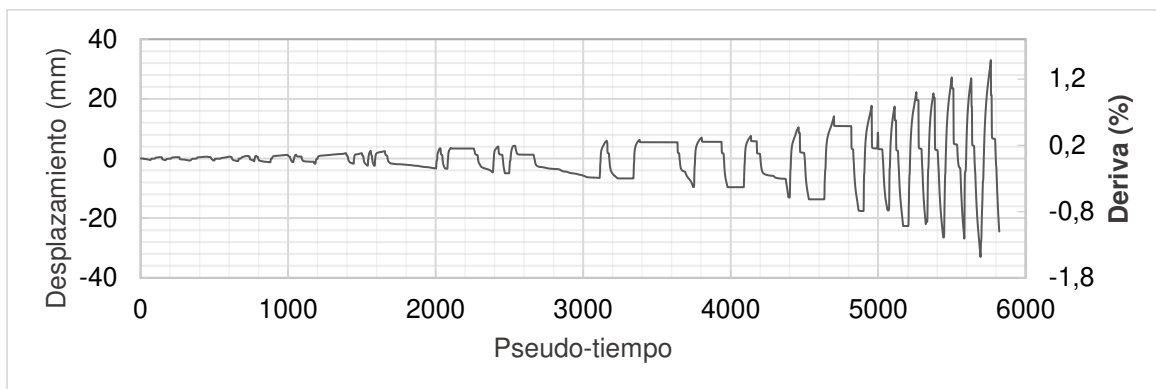


Figura 178. Protocolo experimental de carga (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Se calificó el nivel de daño de acuerdo con el tamaño de grietas, porcentaje de área cubierta por grietas y por desprendimiento de mortero y mampuestos como en los anteriores casos de estudio. La **Figura 179** muestra la curva de histéresis correspondiente al ensayo en el prototipo *E2*, coloreada de acuerdo con el nivel de daño que presenta en cada ciclo.

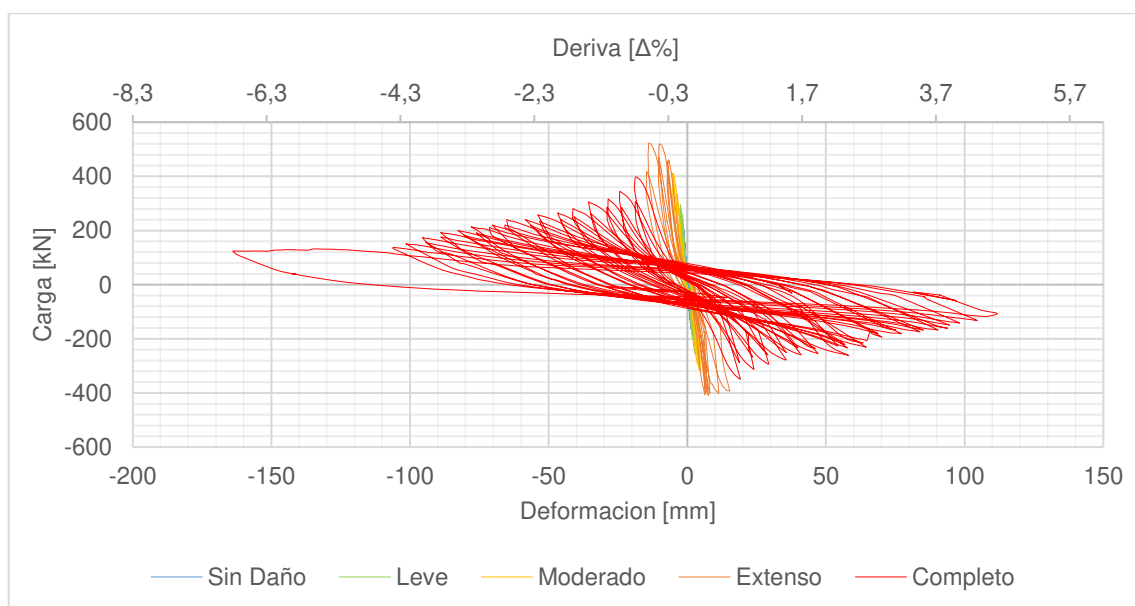


Figura 179. Curva de histéresis con nivel de daño (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

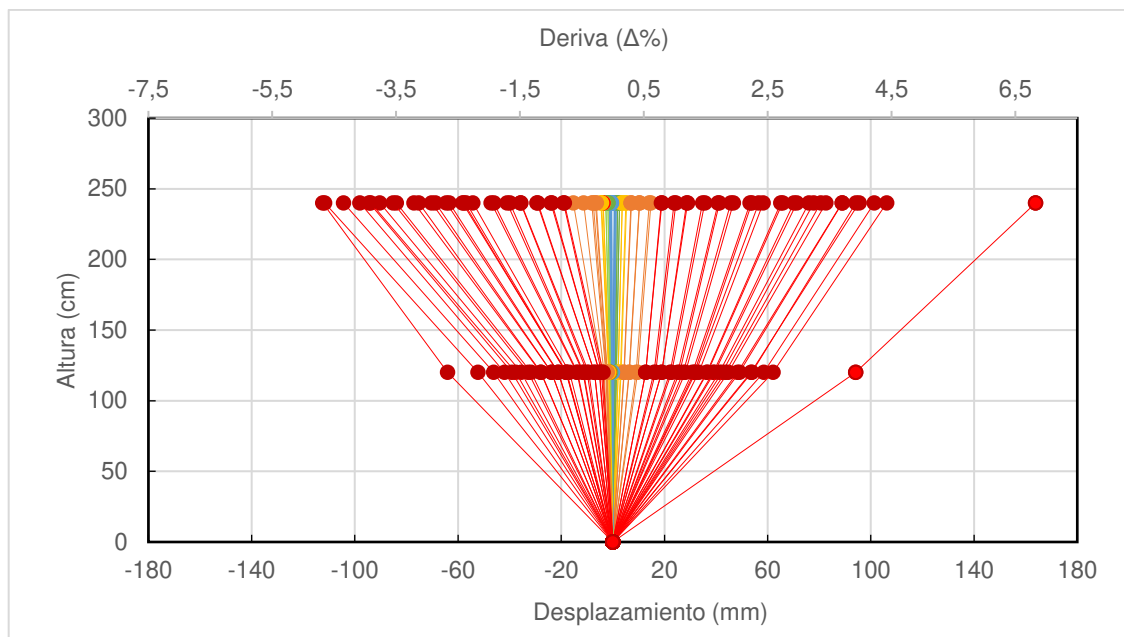


Figura 180. Desplazamiento de pórtico en cada ciclo a lo largo de su altura (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Tabla 34.

Tabla de fluencia según strain gauges colocados.

	SG1	SG2	SG3	SG4	SG5	SG6	SG7	SG8
Ciclo	-	-	43	-	22	24	-	37
Carga Lateral [kN]			212.94		-360.31	-52.38		239.42
Def Lateral [mm]			-77.87		12.03	3.74		-58.32

	SG9	SG10	SG11	SG12	SG13	SG14	SG15
Ciclo	-	22	23	23	-	-	-
Carga Lateral [kN]		306.86	-276.08	191.83			
Def Lateral [mm]		-11.33	13.57	-9.66			

Al final en ensayo en el pórtico *E2* fueron 7 de los 15 strain gauges los que detectaron fluencia, especialmente en el acero de los elementos estructurales, malla y los chicotes de conexión entre malla y estructura. En la **Tabla 34** se muestran cuales strain gauges detectaron fluencia, en que ciclo lo hicieron, deformación y carga que lo hicieron (Un esquema del orden de fluencia de los strain gauges se encuentra en la **Figura 181**. Fluencia de elementos en Curva de Histéresis (E2).). De la tabla se puede observar que la cronología en la que fluyeron es la siguiente: *SG10, SG5, SG12, SG11, SG6, SG8* y finalmente el *SG3*.

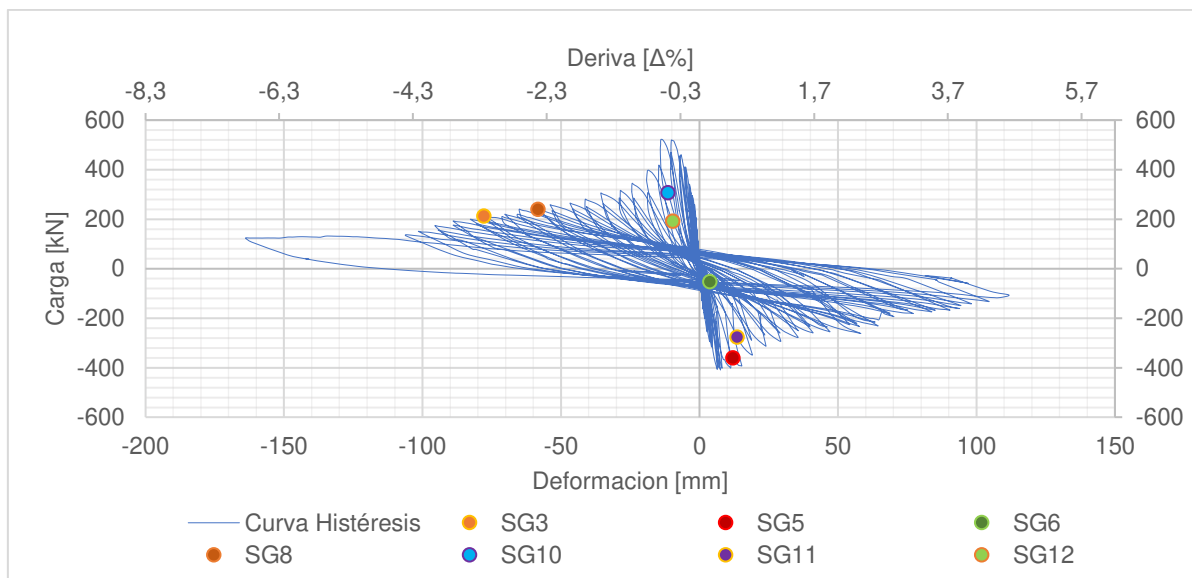


Figura 181. Fluencia de elementos en Curva de Histéresis (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

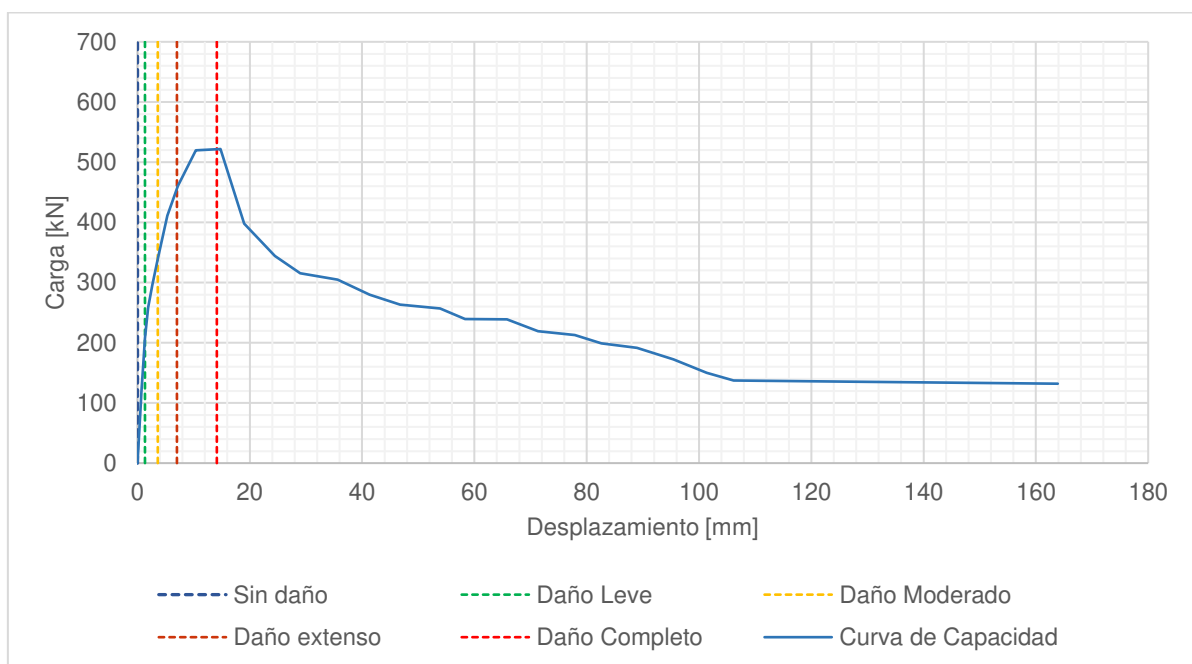


Figura 182. Curva de Capacidad unidireccional con carga en compresión (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.2.4.4 Evaluación de la resistencia y rigidez.

El pórtico enchapado con daño previo consiguió llegar a su carga máxima $P = 521.87$ [kN] en el ciclo #21 a un desplazamiento de $\delta = 14.13$ [mm] que corresponde a una deriva del $\Delta\% = 0.59\%$. Cuando el pórtico llegó a su carga máxima su rigidez se había degradado de acuerdo con la **Figura 183**.

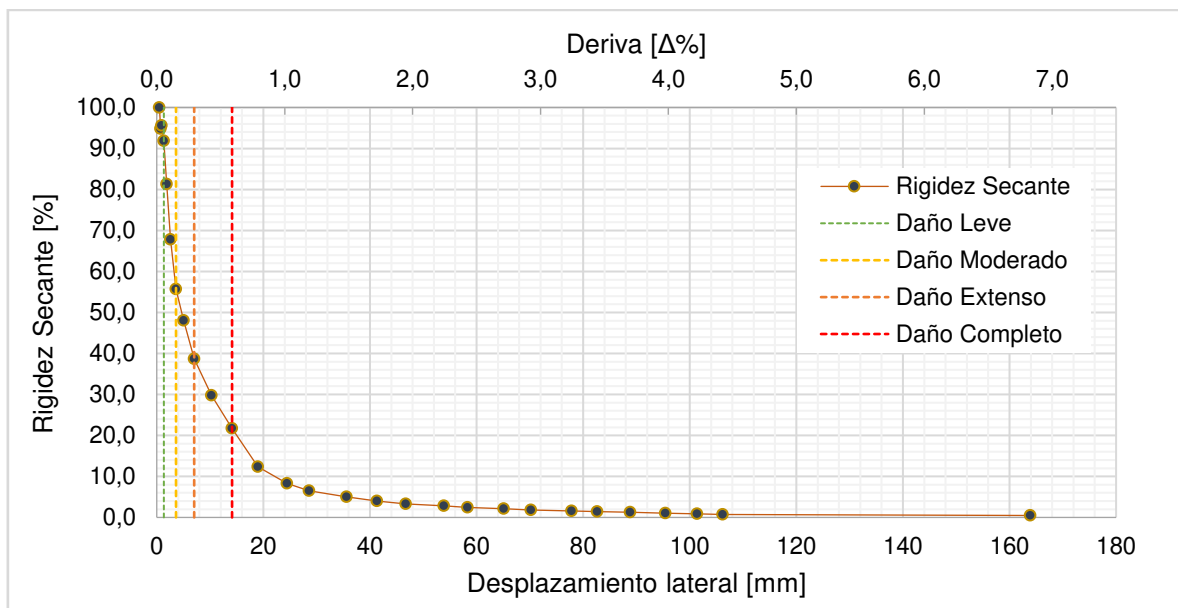


Figura 183. Degradación de Rigidez (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La energía disipada en kJ se encuentra determinada para cada ciclo en la **tabla 50**, de esta se puede observar que en el rango elástico la energía disipada es pequeña de aproximadamente ($2.19 kJ$) que es el 5.94% de la energía disipada en el ciclo final del ensayo (Ver **Figura 184**). Es por esta razón que este tipo de estructuras se diseñan para trabajar en el rango lineal, pero por resistencia, mas no por ductilidad.

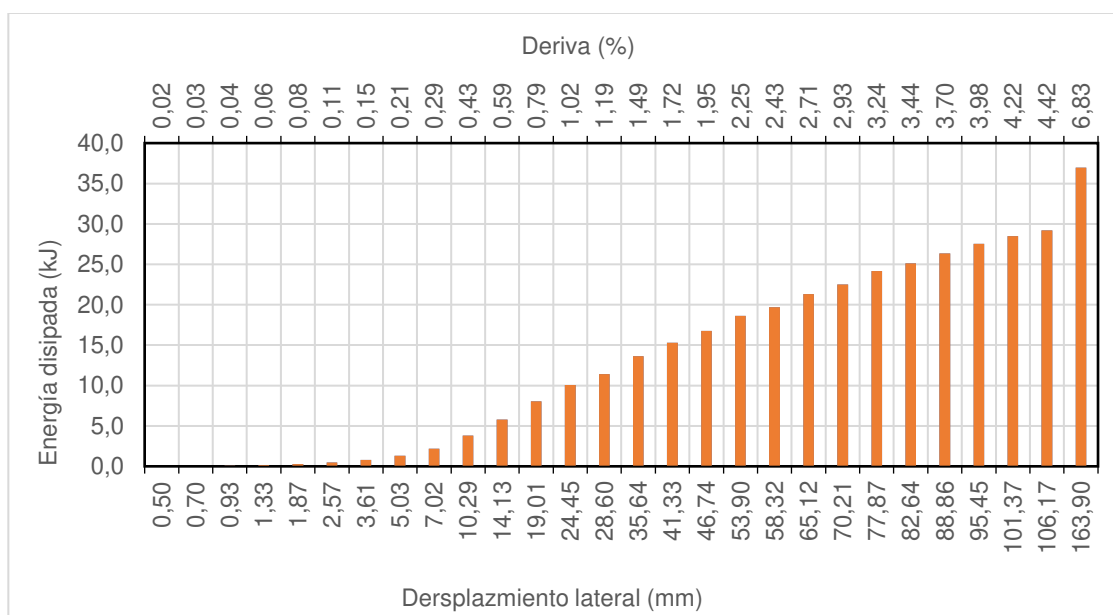


Figura 184. Energía disipada por cada ciclo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Además, se ha realizado un gráfico de desplazamiento lateral vs energía disipada para obtener una ecuación empírica, en la **Figura 185** se puede observar esta relación en un gráfico log-log en base 10.

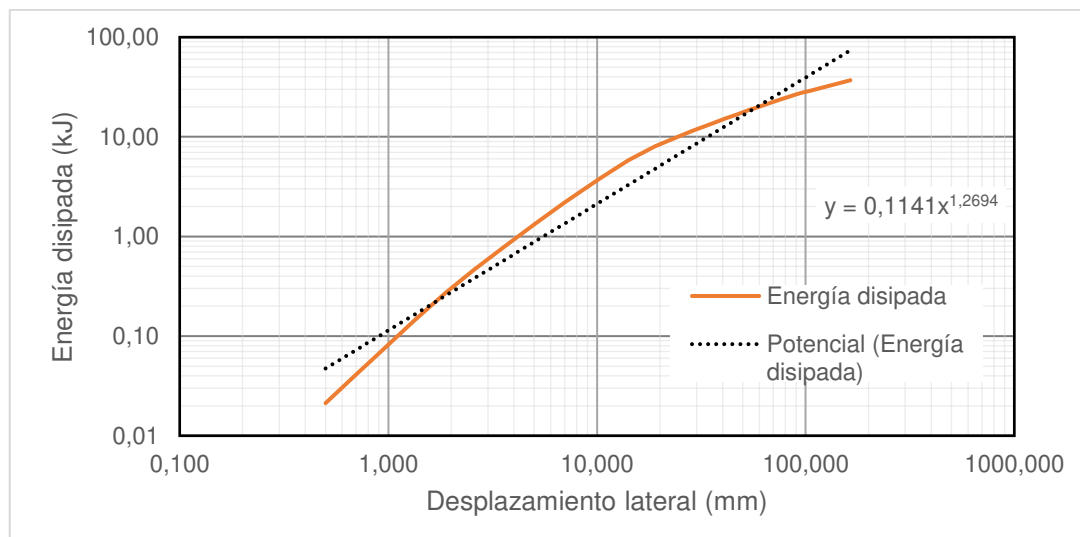


Figura 185. Modelo Matemático de disipación de energía (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los cálculos realizados para obtener los resultados mostrados se encuentran en ANEXO 5 TABLAS, **Tabla 63**, **Tabla 67** y **Tabla 71**

5.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

La rigidez, resistencia y capacidad para disipar energía han sido recopiladas y comparadas en esta sección. Además, mediante el uso del equipo “TROMINO BLU” se ha determinado las frecuencias y períodos fundamentales de los cuatro prototipos de este estudio que también son sometidos a comparación para su posterior discusión.

5.3.1 RESISTENCIA Y RIGIDEZ

Las curvas de capacidad de los cuatro casos en estudio se observan en la **Figura 186**, se evidencia que el pórtico vacío PV por la inclinación de su curva, presenta la menor rigidez, cabe recalcar que para este caso se trabajó en rango lineal, por lo que según modelos matemáticos alcanzaría su capacidad máxima de aproximadamente 110 [kN] a un desplazamiento $\delta = 27$ [mm].

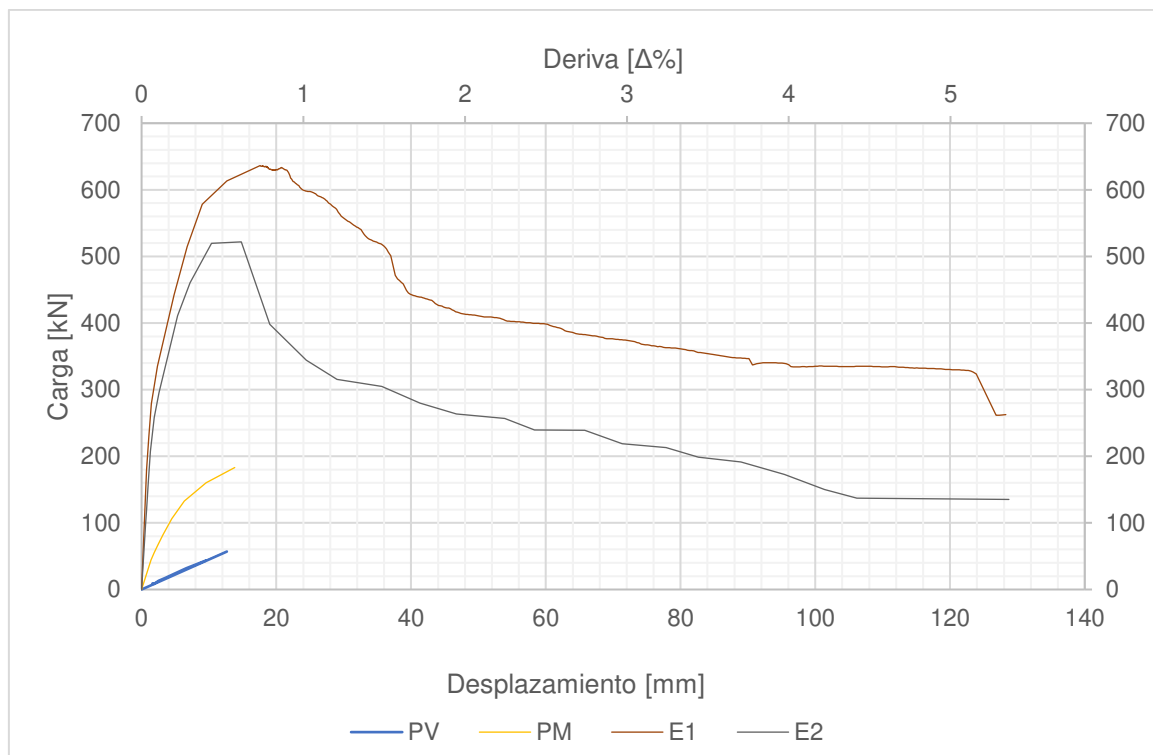


Figura 186. Comparación de curvas de capacidad. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

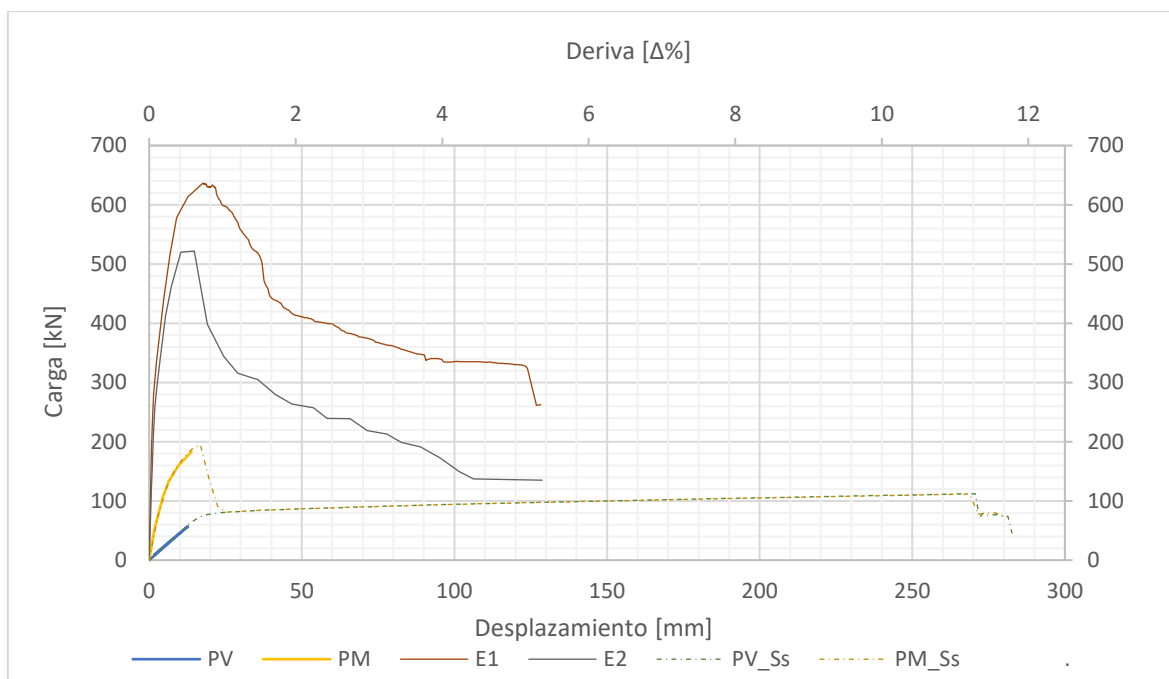


Figura 187. Comparación de curvas de capacidad. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1), Enchape con daño previo (E2), Modelo matemático de PV realizado en SeismoStruct (PV_Ss) y Modelo matemático de PM realizado en SeismoStruct (PM_Ss).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la **Figura 187** se grafica adicional a las curvas de capacidad obtenidas experimentalmente, las curvas calibradas obtenidas mediante el software SeismoStruct, para el pórtico vacío (PV) y pórtico con mampostería (PM), ya que estas no fueron llevadas al colapso experimentalmente. En la figura antes mencionada se evidencia la ductilidad presentada por el pórtico vacío (PV), y la disminución de esta en los prototipos con reforzamiento. Se observa que PM inicialmente alcanza una rigidez y resistencia elevada en comparación con PV original, fruto de la inclusión del panel de mampostería, mas, una vez destruidos estos paneles, el comportamiento regresa al de PV.

Tabla 35.

Comparación de rigidez secante calculada a $\delta = 1.2$ [mm] para PV, PM, E1, E2.

	[kN/m]	Relación $\left(\frac{k_j}{k_i}\right)$			Incremento $\left(\Delta kp\% = \frac{kp_j - kp_i}{kp_i}\right)$		
		PM	E2	E1	PM	E2	E1
PV	24911	1.3	6.3	8.15	32.8%	526%	714%
PM	33082	1,0	4,7	6,1	-	372%	513%
E2	156022	-	1,0	1,3	-	-	30%
E1	202952	-	-	1,0	-	-	-

Tabla 36.

Comparación de carga máxima para PV, PM, E1, E2.

	[kN]	Relación $\left(\frac{P_j}{P_i}\right)$			Incremento $\left(\Delta P\% = \frac{P_j - P_i}{P_i}\right)$		
		PM	E2	E1	PM	E2	E1
PV	110	1,9	4,7	5,8	91%	374%	479%
PM	210	1,0	2,5	3,0	-	148%	203%
E2	521,8	-	1,0	1,2	-	-	22%
E1	636,4	-	-	1,0	-	-	-

El pórtico con mampostería PM, presenta una rigidez de 2.1 veces la rigidez del pórtico vacío PV medida a $\delta = 1,2$ [mm], este incremento de rigidez $\left(\Delta kp = \frac{kp_{PM} - kp_{PV}}{kp_{PV}}\right)$ representa 113% de la rigidez del pórtico vacío (kp_{PV}). En este caso se llegó al límite plástico obteniendo una carga de 183.1 [kN] con un desplazamiento de $\delta = 13.83$ [mm]. Se espera que la carga lateral aumente hasta llegar a ser el doble de la carga lateral soportada por PV, con la mitad del desplazamiento PV.

El enchape con daño previo de mampostería ($E2$), presenta una mayor rigidez respecto a PV y PM , $k_{p_{E2}} = 10 k_{p_{PV}}$ y $k_{p_{E2}} = 4.7 k_{p_{PM}}$, (La rigidez del enchape con daño previo es 10 veces la rigidez de pórtico vacío (PV) y 4.7 veces la de pórtico con mampostería (PM)), este incremento de rigidez respecto a PV representa 903% de la rigidez del pórtico vacío ($\Delta kp = \frac{k_{p_{E2}} - k_{p_{PV}}}{k_{p_{PV}}}$) y 372% de la rigidez del pórtico con mampostería ($\Delta kp = \frac{k_{p_{E2}} - k_{p_{PM}}}{k_{p_{PM}}}$). La capacidad máxima de $E2$ fue de $P = 521.8 [kN]$, lo cual representa 4.7 veces la capacidad de (PV) Y 2.5 veces la capacidad de (PM). El incremento de carga representa un 374% respecto a PV ($\Delta P = \frac{P_{E2} - P_{PV}}{P_{PV}}$) y un 148% respecto PM ($\Delta P = \frac{P_{E2} - P_{PM}}{P_{PM}}$).

El enchape sin daño previo de mampostería ($E1$), presenta una mayor rigidez respecto $E2$, por lo tanto, también para los casos previos, la rigidez del enchape sin daño previo es 1.3 veces la rigidez del enchape con daño ($E2$), este incremento representa el 30% de la rigidez del $E2$ ($\Delta kp = \frac{k_{p_{E1}} - k_{p_{E2}}}{k_{p_{E2}}}$). La capacidad máxima de $E1$ fue de $P = 636.4 [kN]$, lo cual representa 1.2 veces la capacidad de ($E2$). El incremento de carga representa un 22% respecto a $E2$ ($\Delta P = \frac{P_{E1} - P_{E2}}{P_{E2}}$).

Tabla 37.

Desplazamientos horizontales para una misma carga.

	Carga [kN]	Desplazamiento [mm]	Deriva [$\Delta\%$]	% Incremento
PV	43,53	9,54	0,3975	5612
PM	44,17	1,41	0,0588	829
E2	44	0,26	0,0108	153
E1	44	0,17	0,0071	100

En la **Tabla 37** se pueden observar los desplazamientos obtenidos experimentalmente para cada prototipo ante cargas laterales similares. Esta tabla da una idea alternativa de la rigidez de cada prototipo. Si tomamos como dato de comparación el desplazamiento para $E1$ (0.17 [mm]), observamos que $E2$ se desplaza 1.52 veces más, PM 8.3 veces más y PV 56 veces más que $E1$.

En la **Figura 188** se observa las respectivas curvas de rigidez para los dos casos comparables E1 y E2, estas curvas representan la manera como la rigidez de cada prototipo se va degradando de acuerdo con el desplazamiento lateral.

- El enchape sin daño previo de mampostería (E1) con una carga máxima de $P_{MAX} = 636.4 [kN]$ y una deriva del 0.7%, alcanzó una degradación de rigidez hasta un $\frac{k_P}{k_{P1}} = 16\%$.
- El enchape con daño previo de mampostería (E2) con una carga máxima alcanzada de $P_{MAX} = 521.87[kN]$ y una deriva del 0.6%, alcanzó una degradación de rigidez hasta un $\frac{k_P}{k_{P1}} = 22\%$

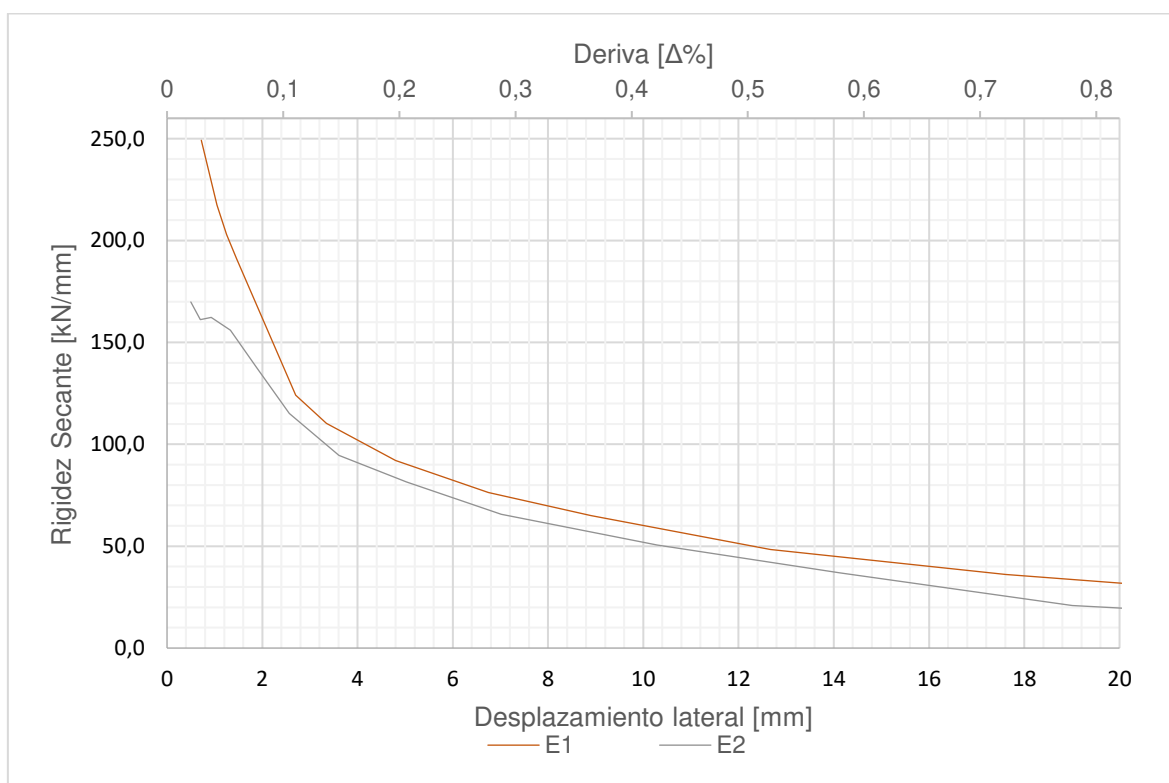


Figura 188. Comparación de curvas de degradación de rigidez Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los enchapes E1 y E2 presentan un comportamiento general similar en lo que a degradación de rigidez respecta, aunque en rango elástico E1 presenta una mayor degradación de rigidez (en la **Figura 188** se puede observar como en la parte inicial de la curva la pendiente es más inclinada en el caso de E1), esta se debe a que la rigidez secante de E1 al inicio del ensayo es 1.3 veces la de E2.

5.3.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

La **Figura 189** muestra que la mayoría de energía disipada se da en el rango plástico en *E1* y *E2* ya que en estos se les llevó a una deriva superior a $\Delta = 5\%$, sin embargo, el tipo de sistema constructivo usado para los prototipos *E1* y *E2* está concebido para fallar por resistencia, lo que supondría que la deriva máxima a la que los prototipos trabajen no supera el $\Delta = 0.7\%$ (Deriva a la que alcanzan su resistencia máxima) donde la disipación de energía es mínima. El prototipo *PV* en cambio, funciona como un sistema en donde la falla se produce por ductilidad, disipando una gran cantidad de energía en el rango plástico; cuando a este se le incluye un panel de relleno el comportamiento cambia radicalmente, incrementando su resistencia y rigidez hasta que se da la destrucción de panel de relleno, posteriormente el comportamiento se asemeja al de *PV* siempre y cuando no colapse. Por esta razón se muestran por separado *PM* y *PV* en la **Figura 190** tomando datos obtenidos mediante el software SeismoStruct, ya que como se mencionó anteriormente, estos prototipos no alcanzaron su capacidad máxima.

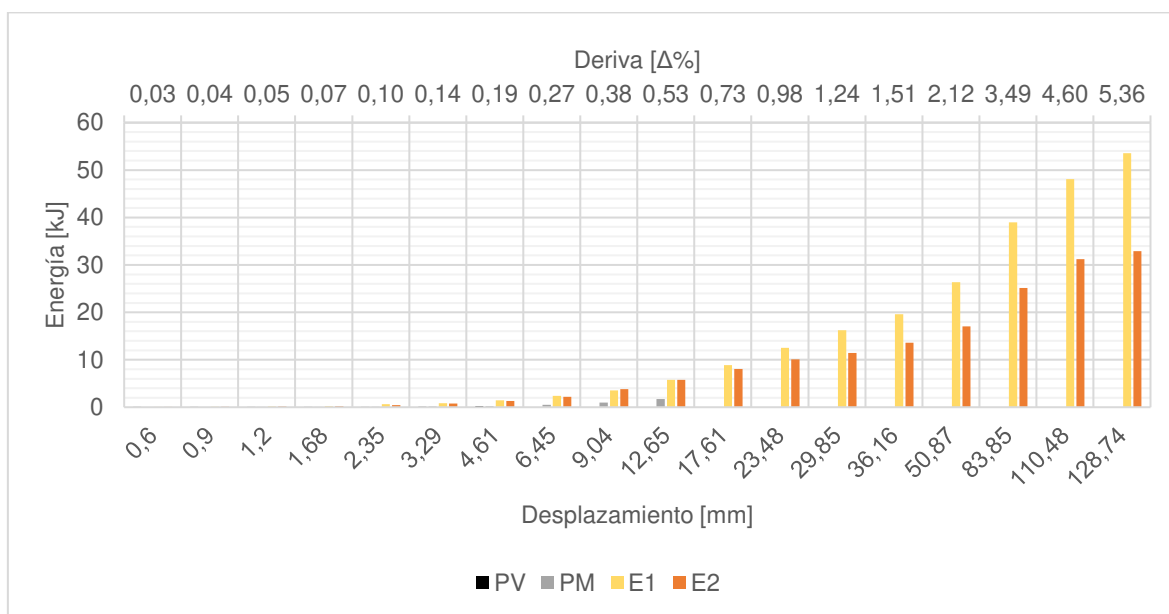


Figura 189. Comparación energía disipada. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

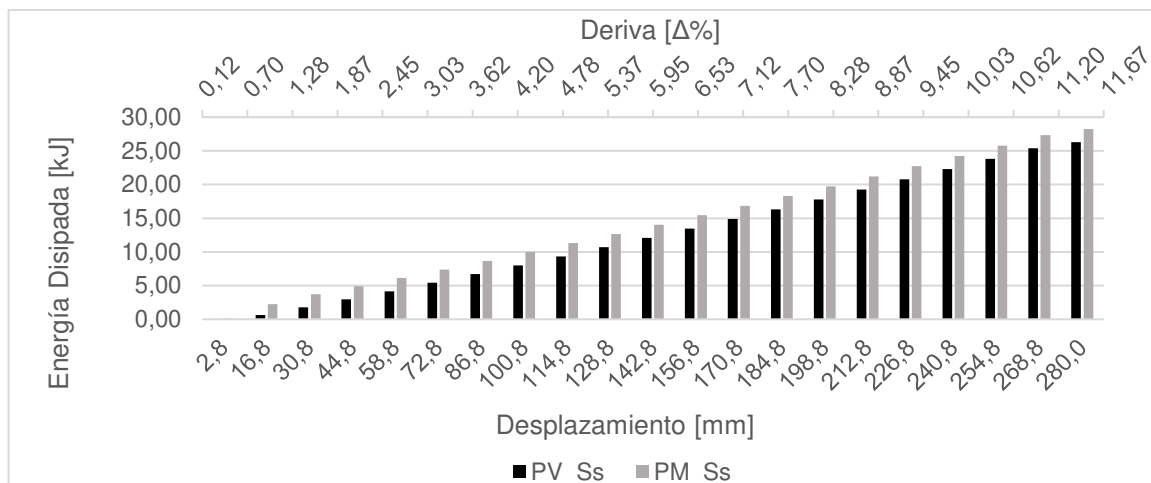


Figura 190. Comparación energía disipada. Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Figura 190** muestra la energía disipada por parte de *PV* y *PM* para sus modelos matemáticos, llevados al colapso. Por parte de *PV* se observa una disipación de energía y un desplazamiento muy grandes, pero con resistencia baja, (esperados por el tipo de sistema estructural empleado), según el modelo matemático se alcanzaría 26.31 [kJ] de energía disipada. El pórtico relleno de mampostería muestra un valor final de disipación de energía mayor 28.25 [kJ], esto gracias al panel. Este incremento de 1.94 [kJ] representa un 7.37[%] de la energía disipada por *PV*. El panel de relleno entrega rigidez a *PV* por un corto tiempo, cuando la capacidad de este panel ha sido sobrepasada, el comportamiento vuelve a ser el de *PV* (Dúctil), pero dejando graves daños materiales o generando fenómenos como pisos blandos que a su vez producen el colapso de viviendas que utilizan este tipo de sistemas constructivos.

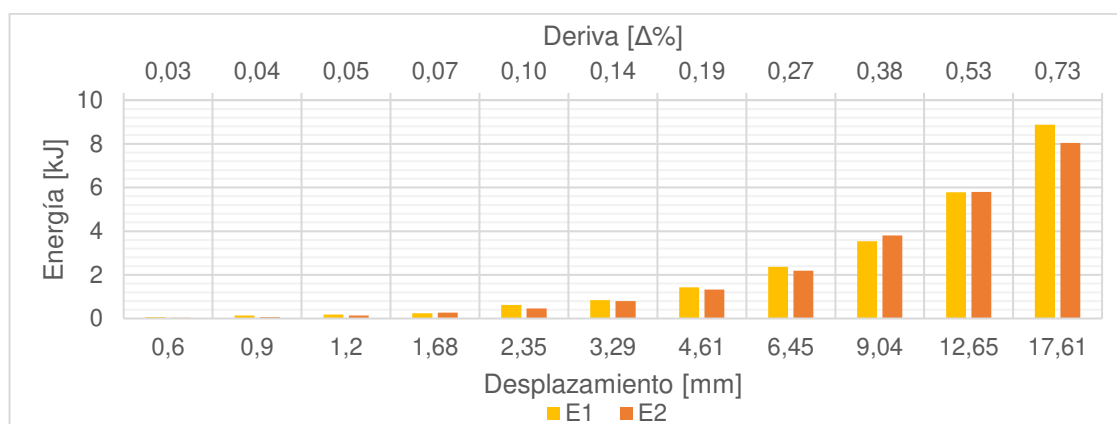


Figura 191. Comparación energía disipada. Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la **Figura 191** se observa una disipación de energía similar entre $E1$ y $E2$ hasta terminar su rango elástico y llegar a sus resistencias máximas. Durante este periodo la energía disipada es relativamente baja si se toma en cuenta la energía disipada total que se muestra en la **Figura 189**, esto podría significar un inconveniente si se está realizando un diseño por ductilidad, pero los sistemas propuestos se diseñan por resistencia y son capaces de soportar las fuerzas generadas por altas aceleraciones sísmicas en el rango elástico.

Si se compara la energía disipada de un sistema estructural de pórticos (Diseño por ductilidad) 28.25 [kJ] y un sistema estructural compuesto por reforzamientos tipo enchape (Diseño por resistencia) 8.87 [kJ], se observa que la disipación de energía en un diseño por resistencia es mucho menor. En este caso a pesar de que el diseño por ductilidad absorbe 3.2 veces más energía que el diseño por resistencia, presenta graves problemas de resistencia, columna corta, grandes desplazamientos, daños materiales por desprendimiento de mampostería y posterior formación de pisos blandos. Por otra parte, el diseño por resistencia ($E1$) alcanza una capacidad inmensamente superior respecto a PV, con desplazamientos mínimos, sin daños materiales y corrigiendo la formación pisos blandos.

A continuación, en la **Figura 192** se presentan todos los modelos matemáticos obtenidos para los diferentes ensayos.

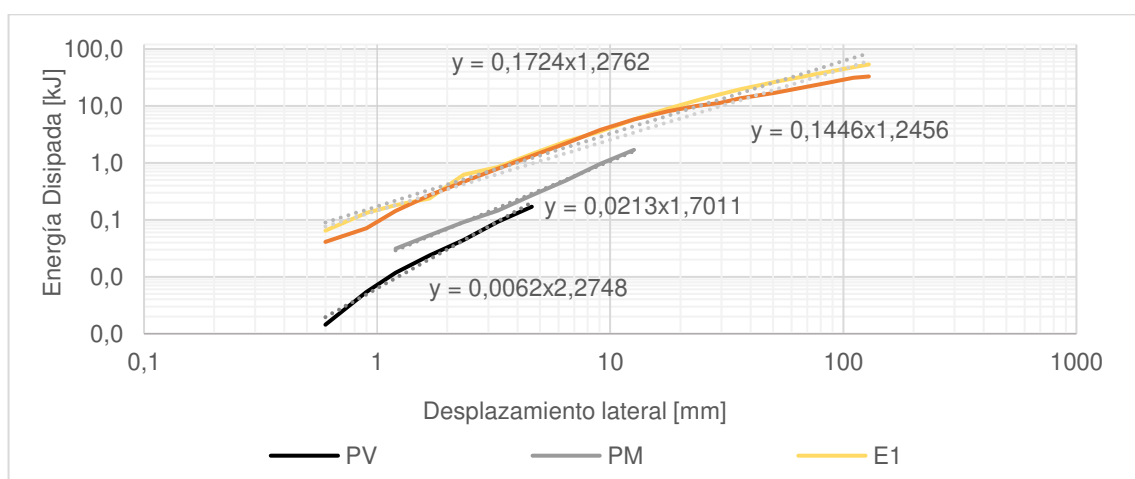


Figura 192. Modelo matemático de Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

5.3.3 FRECUENCIAS Y PERÍODOS FUNDAMENTALES

Mediante el uso del equipo “TROMINO BLU” de la marca MOHO se pudo medir las vibraciones ambientales y determinar las frecuencias y períodos fundamentales de los cuatro prototipos de este estudio. Los datos se recopilaban tanto en el sentido longitudinal como el transversal, antes y después de que cada prototipo se ensaye.

En la **Tabla 38** y **Tabla 39** se muestran las frecuencias y períodos fundamentales en el sentido longitudinal y transversal de los cuatro prototipos ensayados.

- Para el pórtico vacío (*PV*) los períodos fundamentales en el sentido longitudinal antes y después del ensayo varían en un 5%, mientras que en el sentido transversal la variación es de alrededor del 3%. Esta diminuta variación constata que el ensayo se realizó completamente en el rango elástico. También para el caso de (*PV*) los períodos fundamentales longitudinales antes del ensayo ($T_{PV\alpha_l} = 0.075 [s]$) y después del ensayo ($T_{PVd_l} = 0.079 [s]$) representan un 55% y 57% de los períodos fundamentales transversales antes y después del ensayo ($T_{PV\alpha_t} = 0.135 [s]$; $T_{PVd_t} = 0.139 [s]$).
- En el caso del pórtico con mampostería (*PM*) solo se obtuvieron los datos después del ensayo. Al finalizar el ensayo el período fundamental longitudinal ($T_{PMd_l} = 0.053 [s]$) representan el 67% del período en sentido longitudinal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVd_l} = 0.079 [s]$). Con respecto a los períodos en el sentido transversal sucede lo contrario de tal forma que el período transversal del pórtico con mampostería es mayor ($T_{PMd_t} = 0.155 [s]$) y representa el 112% del período transversal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVd_t} = 0.139 [s]$).
- Los períodos del pórtico enchapado sin daño previo (*E1*) son menores con respecto a los obtenidos en (*PV*) y (*PM*) debido a la rigidez adicional que el enchapado le proporciona. Antes del ensayo el período fundamental longitudinal ($T_{E1\alpha_l} = 0.015 [s]$) representan el 20% del período en sentido

longitudinal del pórtico vacío (*PV*) antes del ensayo ($T_{PVa_l} = 0.075 [s]$). Con respecto a los períodos en el sentido transversal el período del pórtico enchapado ($T_{E1a_t} = 0.098 [s]$) y representa el 72% del período transversal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVD_t} = 0.139 [s]$).

- Los períodos del pórtico enchapado sin daño previo (*E1*) son menores con respecto a los obtenidos en (*PV*) y (*PM*) debido a la rigidez adicional que el enchapado le proporciona. Antes del ensayo el período fundamental longitudinal ($T_{E1a_l} = 0.015 [s]$) representan el 20% del período en sentido longitudinal del pórtico vacío (*PV*) antes del ensayo ($T_{PVa_l} = 0.075 [s]$). Con respecto a los períodos en el sentido transversal el período del pórtico enchapado ($T_{E1a_t} = 0.098 [s]$) y representa el 72% del período transversal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVD_t} = 0.135 [s]$). Después del ensayo el período fundamental longitudinal ($T_{E1d_l} = 0.041 [s]$) representan el 52% del período en sentido longitudinal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVD_l} = 0.079 [s]$). Con respecto a los períodos en el sentido transversal después del ensayo, el período del pórtico enchapado ($T_{E1d_t} = 0.413 [s]$) y representa el 298% del período transversal del pórtico vacío (*PV*) después del ensayo ($T_{PVD_t} = 0.139 [s]$).
- En el pórtico enchapado con daño previo (*E2*) los períodos son similares a los del pórtico (*E1*) antes de realizarse el ensayo en el sentido longitudinal ($T_{E1a_l} = 0.015 [s]$; $T_{E2a_l} = 0.015 [s]$) y en el transversal ($T_{E1a_t} = 0.098 [s]$; $T_{E2a_t} = 0.112 [s]$). Sin embargo, después del ensayo el período fundamental longitudinal ($T_{E2d_l} = 0.073 [s]$) representan el 175% del período en sentido longitudinal del pórtico (*E1*) después del ensayo ($T_{E1d_l} = 0.041 [s]$). Con respecto a los períodos en el sentido transversal después del ensayo, el período del pórtico enchapado con daño ($T_{E2d_t} = 0.323 [s]$) y representa el 78% del período transversal del pórtico (*E1*) después del ensayo ($T_{E1d_t} = 0.413 [s]$). Esto es atribuible a que el ensayo de *E2* fue cíclico hasta el final y el ensayo para *E1* una vez alcanzada su capacidad máxima se convirtió en monotónico.

Tabla 38

Frecuencias y períodos fundamentales en sentido longitudinal de: Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Estado		Frecuencia Fundamental <i>Fe</i> (mas es mejor) (Hz)	Período Fundamental (menos es mejor) (s)
PV	antes del ensayo	13.3	0.075
PV	después del ensayo	12.62	0.079
PM	antes del ensayo	-	-
PM	después del ensayo	18.71	0.053
E1	antes del ensayo	65.96	0.015
E1	después del ensayo	24.12	0.041
E2	antes del ensayo	68.91	0.015
E2	después del ensayo	13.74	0.073

Tabla 39

Frecuencias y períodos fundamentales en sentido transversal de: Pórtico vacío (PV), Pórtico mampostería (PM), Enchape sin daño previo (E1) y Enchape con daño previo (E2).

Estado		Frecuencia Fundamental <i>Fe</i> (mas es mejor) (Hz)	Período Fundamental (menos es mejor) (s)
PV	antes del ensayo	7.4	0.135
PV	después del ensayo	7.21	0.139
PM	antes del ensayo	-	-
PM	después del ensayo	6.44	0.155
E1	antes del ensayo	10.23	0.098
E1	después del ensayo	2.42	0.413
E2	antes del ensayo	8.9	0.112
E2	después del ensayo	3.1	0.323

CAPÍTULO VI

CALIBRACIÓN DE MODELOS

6.1 CALIBRACIÓN DE CURVAS

6.1.1 PÓRTICO VACÍO (PV)

Esta modelación se realizó basándose en los elementos infrmFB que ofrece SismoStruct, el elemento es basado en fuerzas, capaz de modelar estructuras espaciales con no linealidades geométricas y de material, teniendo en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud de miembro y a través de la profundidad de la sección. Este elemento por sus características no es necesario ingresar la distancia a la cual se dio la rótula plástica, motivo por el cual se eligió para esta modelación. El ensayo de PV realizado en el Centro de Investigación de la Vivienda, únicamente se hizo en rango elástico, por tanto, no se pudo medir la distancia donde se dio la rótula plástica. Los valores mostrados en

ANEXO

5

TABLAS, **Tabla 72** son los valores utilizados para la calibración del modelo, en esta se muestra el parámetro, la unidad en la que están expresados, su valor y la referencia de donde fue obtenido.

La curva realizada en SeismoStruct fue ajustada a la experimental previamente obtenida en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV). (Ver **Figura 193** y **Figura 194**) Se obtuvo un ajuste realmente bueno, tanto en forma como valores de carga y deformación, según el modelo matemático en SeismoStruct se obtiene una carga máxima $P = 112.2 [kN]$ A una deformación máxima de $\delta = 27 [mm]$.

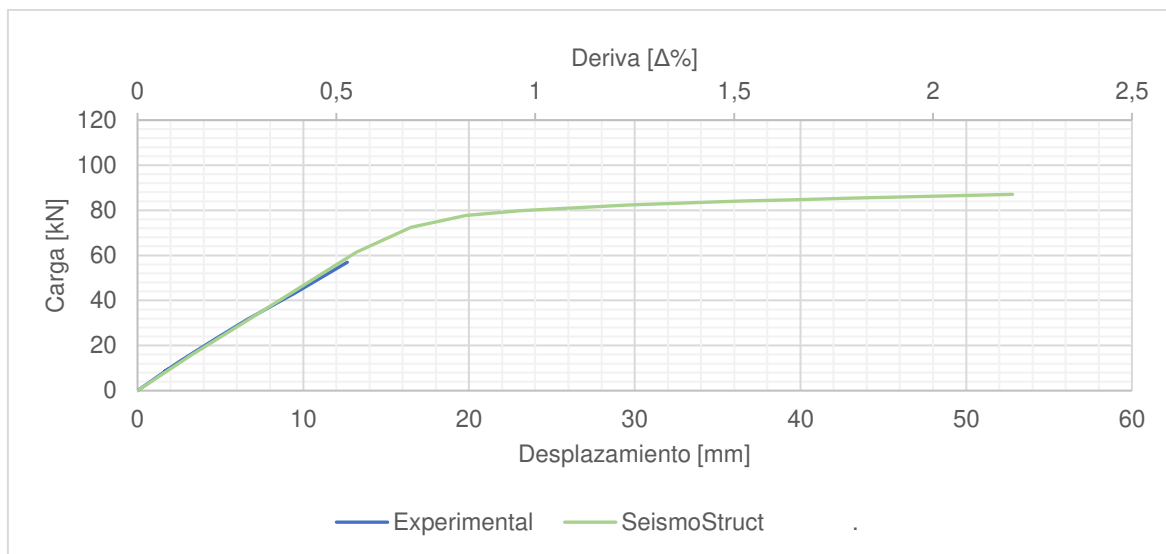


Figura 193. Comparación curva de capacidad de Pórtico vacío experimental Vs calibración SeismoStruct

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

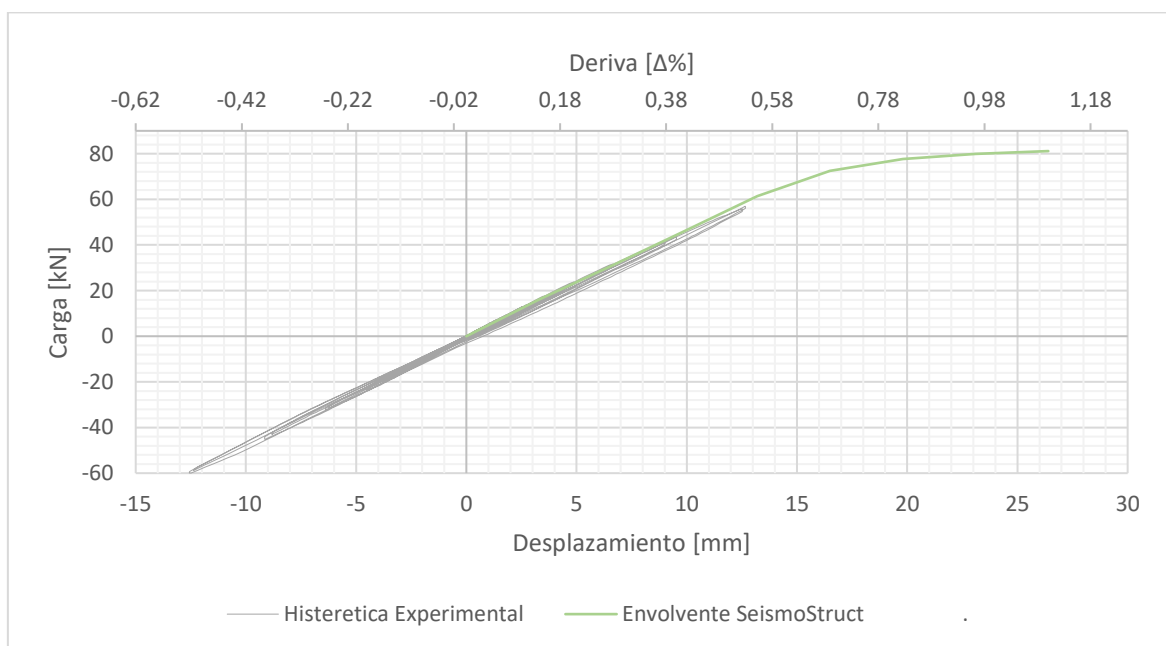


Figura 194. Superposición de curva de histéresis experimental y envoltura realizada en SeismoStruct para PV.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

6.1.2 PÓRTICO – PANEL DE RELLENO (PM).

Esta modelación se realizó basándose en los elementos infrmFB, para vigas y columnas, como se hizo en la anterior modelación, ya que en este ensayo tampoco se llegó al agotamiento, por tanto, no se pudo medir la distancia de la rótula plástica principalmente en columnas, parámetro muy importante para la

calibración. El elemento `infrmFB` ayuda a encontrar esta distancia internamente en su programación. Además de esto, se incluyó la mampostería mediante el elemento “inelastic infill panel” (`infill`), con la opción `inf_strut`. Se trata del modelo de puntales de relleno de mampostería, desarrollado y programado inicialmente por Crisafulli (1997) e implementado en SeismoStruct por Blandon (2005), para ser utilizado (casi exclusivamente) en asociación con el elemento de panel de relleno. Para caracterizar completamente esta curva de respuesta es necesario definir diecisiete parámetros. Los valores mostrados en ANEXO 5 TABLAS, **Tabla 73** son los valores utilizados para la calibración del modelo, en esta se muestra el parámetro, la unidad en la que están expresados, su valor, y la referencia de donde fue obtenido, cabe recalcar que para la obtención de varios de estos parámetros se realizaron varios ensayos en el Centro de investigación de la vivienda (CIV) y el Laboratorio de Ensayo de Materiales, Suelos y Rocas (LEMSUR).

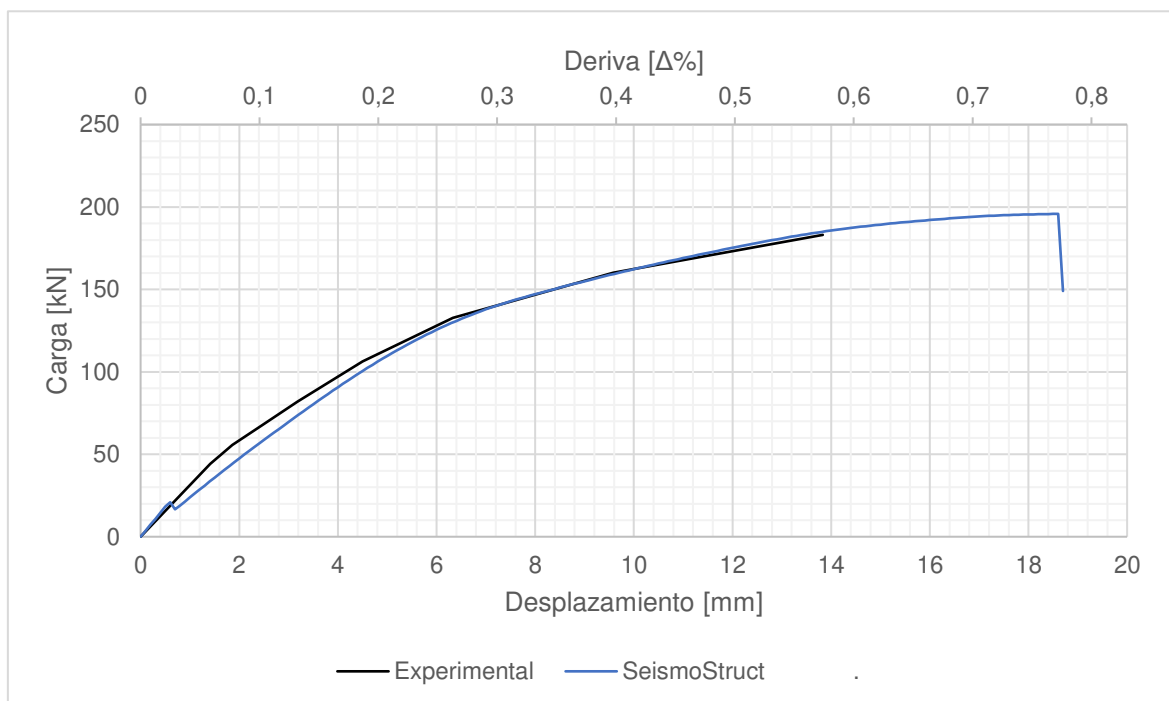


Figura 195. Comparación curva de capacidad de Pórtico mampostería experimental Vs calibración SeismoStruct.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

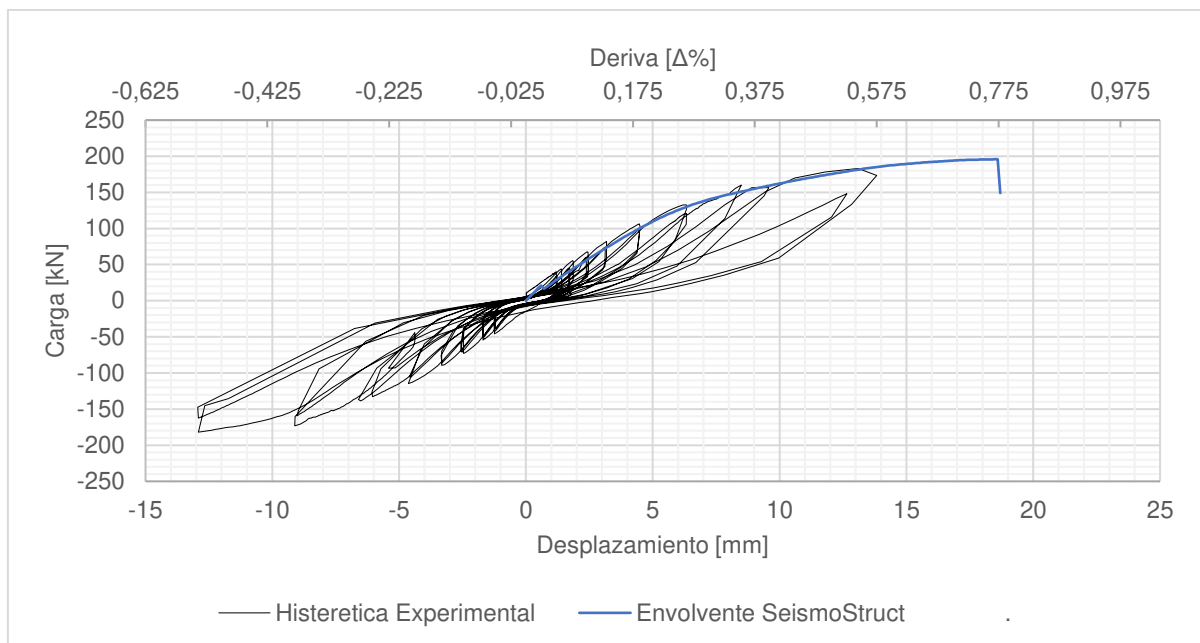


Figura 196. Sobreposición de curva de histéresis experimental y envolvente realizada en SeismoStruct para PM.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La curva realizada en SeismoStruct fue ajustada a la experimental previamente obtenida en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV). Se obtuvo un ajuste realmente bueno, tanto en forma como valores de carga y deformación, el principal ajuste se dio en deformaciones unitarias que controlan la forma de inicio y final de la curva, deformaciones unitarias de fluencia, últimas y residuales, el aporte de rigidez por parte de la pared, área de puntal, y demás datos geométricos obtenidos en ensayos (Ver **Figura 195** y **Figura 196**).

6.1.3 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO (E1).

Esta modelación se realizó basándose en los elementos `infrmFBPH`, para vigas, columnas y enchape, los cuales presentan la ventaja de reducción en el tiempo de análisis, localización manual de rótula plástica. En esta ocasión fue posible medir la distancia a la cual se dio dicha rótula plástica, tanto en columnas como en el muro tipo enchape. La rótula plástica en columnas se dio aproximadamente a 7.25% de su altura total, mientras que el muro tipo enchape se evidenció una falla por corte aproximadamente a 45 – 50% de su altura total. El grosor final del enchape fue de 8 [cm] y con un recubrimiento por lado de 1.5 [cm], se utilizó una

malla electrosoldada de $5\text{mm}@15\text{cm}$ y chicotes que cubran la demanda de acero de la malla, se utilizaron $\varnothing 8\text{mm}@30\text{cm}$.

Además de esto, se incluyó la mampostería mediante el elemento “inelastic infill panel” (infill), con la opción inf_strut como en PM, se respetó parámetros de resistencia calculados en laboratorio, más parámetros como deformaciones unitarias “ ϵ_2 ”, porcentaje de reducción del puntal, aporte del corte a la rigidez se cambiaron, con el objetivo de ajustar la curva de SeismoStruct a la curva experimental obtenida. El aporte de corte a la rigidez total disminuyó de 18% a 5%, ya que la rigidez obtenida al incluir un enchape se incrementa. El ajuste del modelo matemático vs el experimental se puede observar en la **Figura 197** y **Figura 198**.

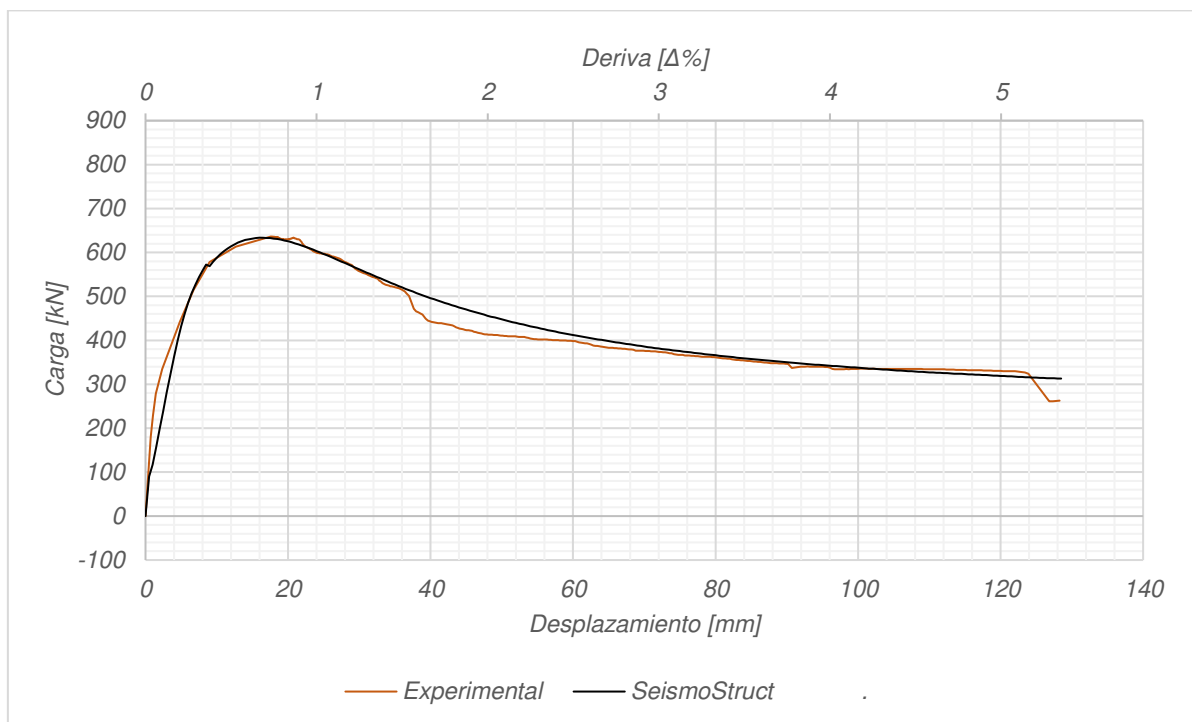


Figura 197. Comparación curva de capacidad de enchape sin daño previo experimental Vs calibración SeismoStruct

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

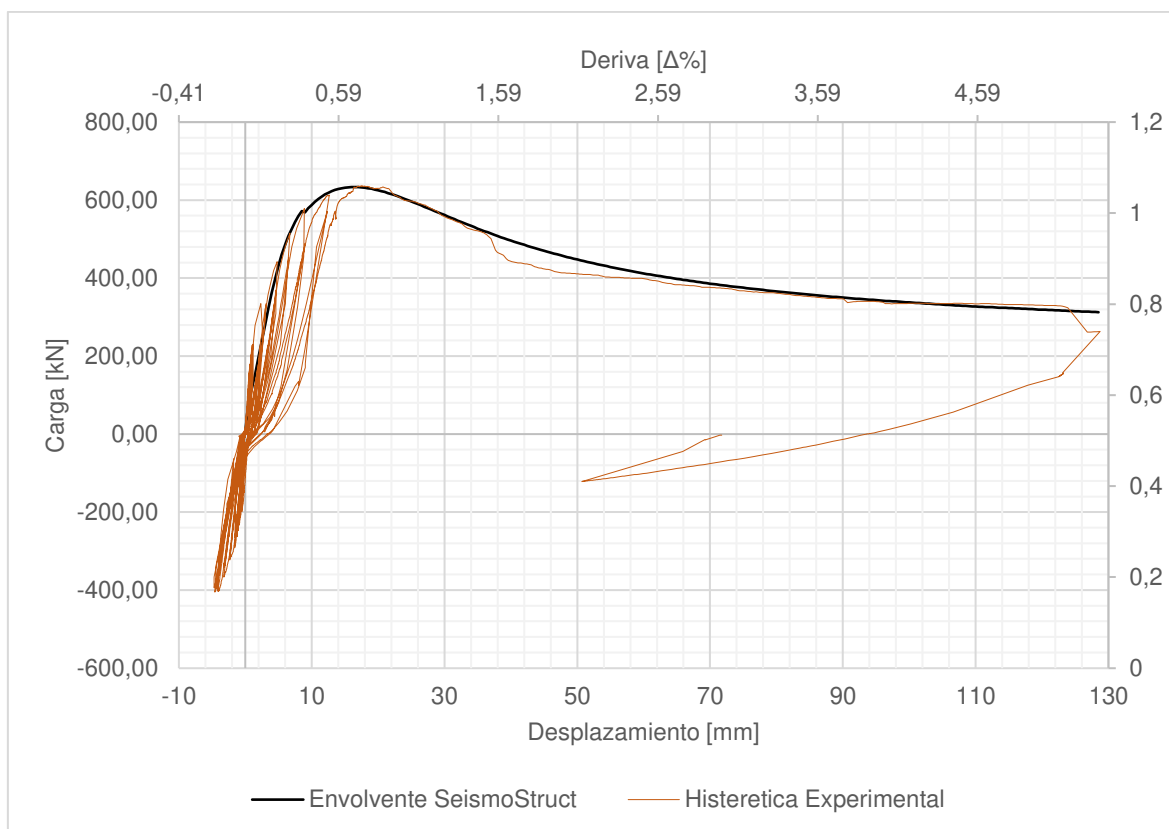


Figura 198. Sobreposición de curva de histéresis experimental y envolvente realizada en SeismoStruct para E1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La modelación de prototipo E2 no fue posible, ya que se necesita un estudio profundo en lo que tiene que ver con parámetros de caracterización de paneles de relleno con daño previo.

6.2 COMPARACIÓN MODELO VIVIENDA

Para evaluar la influencia del reforzamiento propuesto en este trabajo en una vivienda real, se modela la vivienda de la **Figura 211** y **Figura 212** con tres sistemas estructurales distintos, en donde el sistema estructural reforzado se modeló con dos disposiciones de refuerzo (una con un porcentaje bajo de paredes enchapadas y otro con el porcentaje sugerido por el Msc. Patricio Placencia). La modelación se realiza con la calibración mencionada en el Subcapítulo 6.1.

6.2.1 MODELO DE SISTEMA 1

El primer sistema utilizado para modelar la vivienda es un sistema de pórticos sin influencia de la mampostería, (Ver **Figura 199**).

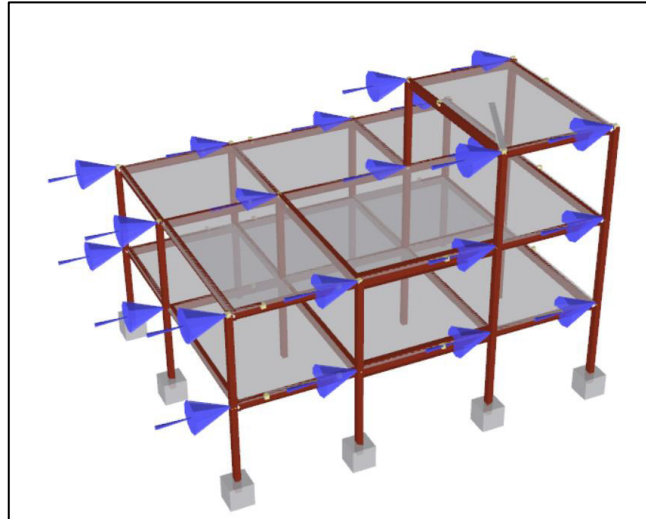


Figura 199. Esquema de análisis Pushover en modelo con pórticos (PV).

Fuente: SeismoStruct (2021)

6.2.2 MODELO DE SISTEMA 2

El segundo sistema es de pórticos incluyendo la influencia de la mampostería. (Ver **Figura 200**)

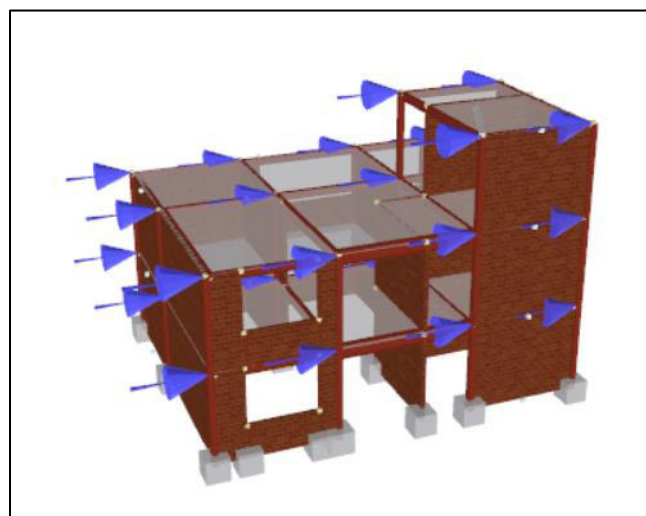


Figura 200. Esquema de análisis Pushover en modelo con pórticos y mampostería (PM).

Fuente: SeismoStruct (2021)

6.2.3 MODELO DE SISTEMA 3

6.2.3.1 PROPUESTA 1 DE REFORZAMIENTO

Para el tercer modelo se tiene dos propuestas, la primera propuesta de reforzamiento es con un área total baja de enchape. En este sistema estructural, al sistema de pórticos con mampostería, se le incluye el reforzamiento por enchape en paredes distribuidas en las dos direcciones conforme a la **Figura 201** y **Figura 202**.

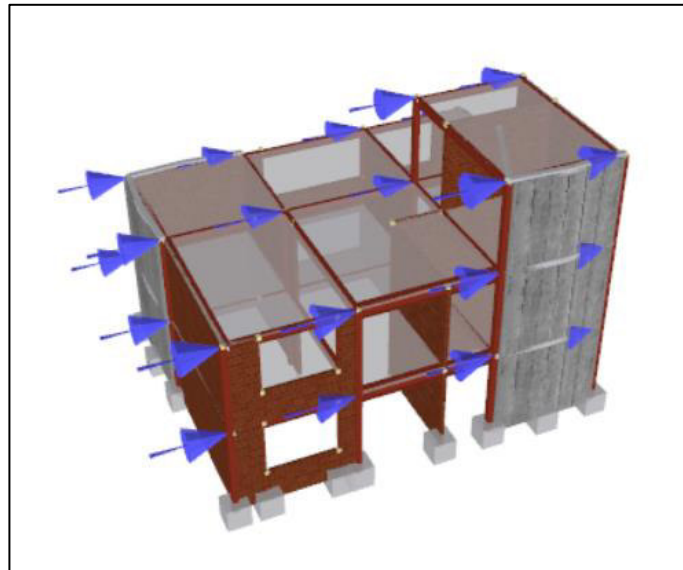


Figura 201. Esquema de análisis Pushover en modelo reforzado con enchape (E1-Propuesta 1).

Fuente: SeismoStruct (2021)

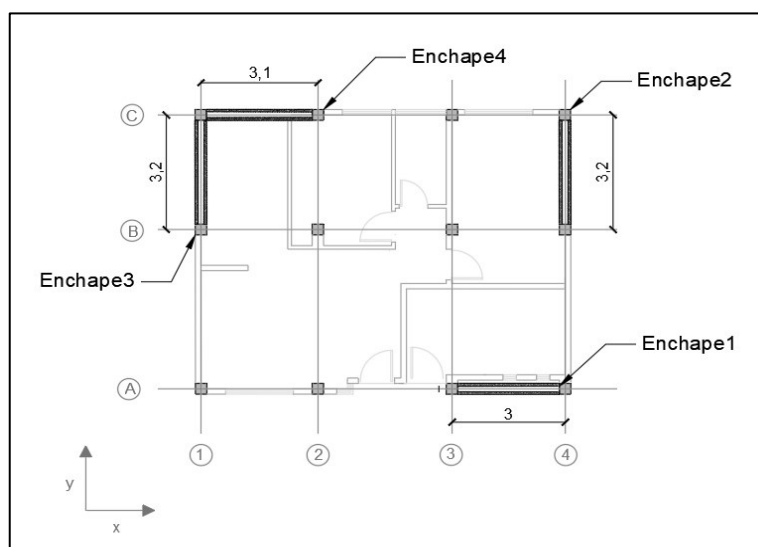


Figura 202. Esquema de ubicación de paredes enchapadas en planta de modelo enchape (E1-Propuesta 1).

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

Los enchapes 2 y 3 de este modelo se extienden a lo largo del eje “y” en los dos lados de las paredes asignadas en la **Figura 202** en la planta baja y primer piso, con una relación de aspecto de 1.5; mientras que los enchapes 1 y 4 se extiende a lo largo del eje “x” en los dos lados de la pared asignada en la **Figura 202** a lo largo de la planta baja, primer piso y en el caso del enchape 4 segundo piso. En total el área de paredes reforzadas representa un 28.54% del área total de paredes de la vivienda (Ver **Tabla 40**).

Tabla 40.

Tabla de áreas de paredes reforzadas – Propuesta 1.

	eje x	eje y
Área de Paredes [m ²]	102.96	132.48
Área de Paredes Reforzadas [m ²]	36.48	30.72
Porcentaje de Paredes Reforzadas [%]	35.43	23.2

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la **Tabla 41** y **Tabla 42** se muestra el total del área en planta enchapada, en esta ocasión se enchapo un área menor al 1% con el fin de comparar los resultados con el porcentaje recomendado por el MSc Patricio Placencia (entre 1.5-2% e inclusive más), ya que este reforzamiento tiene un bajo costo y al no llegar a comportarse como un muro de hormigón armado, se necesita de mayor número de paredes enchapadas.

Tabla 41

Tabla de área total de enchape en la dirección X – Propuesta 1

Porcentaje enchapado en planta – Dirección X	
Área [m ²]	72,96
L enchape [m]	6,10
A enchape [m ²]	0,49
% enchapado	0,67

Tabla 42

Tabla de área total de enchape en la dirección Y – Propuesta 1

Porcentaje enchapado en planta – Dirección Y	
Área [m ²]	72,96
L enchape [m]	6,40
A enchape [m ²]	0,51
% enchapado	0,70

6.2.3.2 PROPUESTA 2 DE REFORZAMIENTO

La propuesta dos es concebida como la ideal, en este caso se colocó reforzamiento en un porcentaje mayor a 1.5% del área total de construcción en planta, con paredes enchapadas distribuidas por toda la vivienda. Cabe recalcar que se intentó incluir más paredes enchapadas, sin embargo, por las características arquitectónicas presentes, no fue posible. En la **Figura 203** y **Figura 204** se observa la disposición de las paredes enchapadas para la propuesta dos.

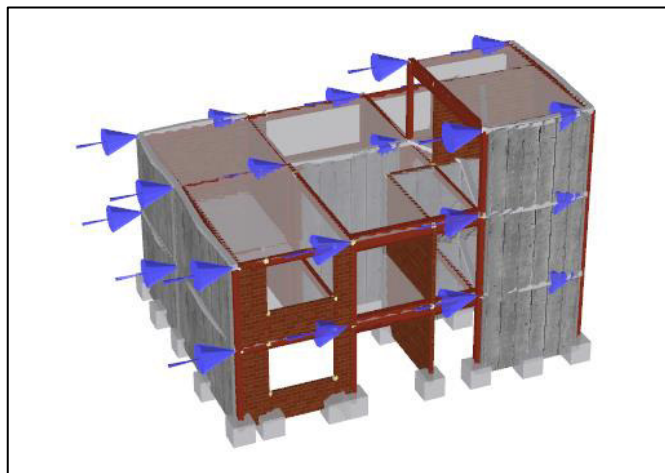


Figura 203. Esquema de análisis Pushover en modelo reforzado con enchape (E1-Propuesta 2).

Fuente: SeismoStruct (2021)

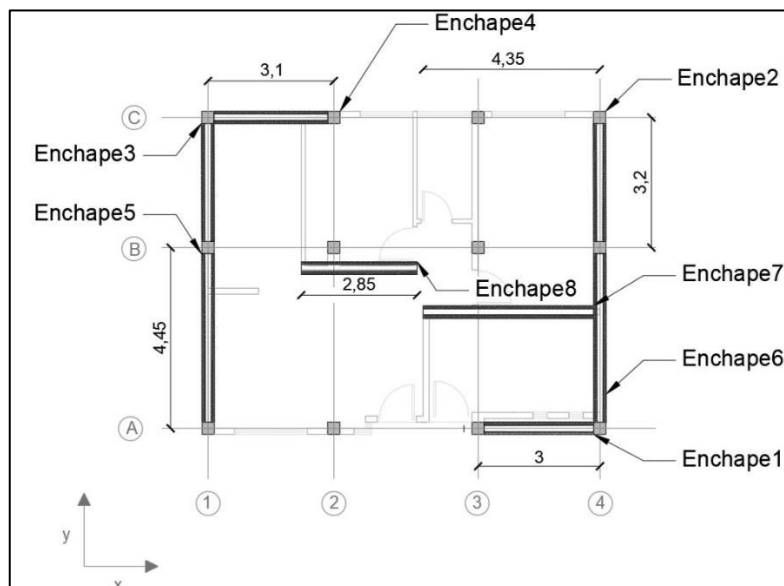


Figura 204. Esquema de ubicación de paredes enchapadas en planta de modelo enchape (E1-Propuesta 1).

Se adicionaron cuatro enchapes, dos en cada dirección, el enchape 5 y 6 contribuirán en resistencia a la dirección “Y”, formando así un enchape del eje A al Eje C en sus dos plantas y ubicado en el eje 1 y eje 4, con una relación de aspecto de 0.62 garantizando el trabajo a corte y haciendo posible la óptima utilización del reforzamiento propuesto en esta tesis.

En la dirección “X” se adicionaron el enchape 7 y 8, los cuales no se encuentran en los ejes de la estructura, sino fueron reforzadas paredes de separación de ambientes. En esta dirección la relación de aspecto más alta es de 1.68 para el enchape 8, la cual es menor a 2 por lo cual se garantiza el trabajo a corte. En total el área de paredes reforzadas representa un 65.9% del área total de paredes de la vivienda (Ver **Tabla 43**).

Tabla 43.

Tabla de áreas de paredes reforzadas – Propuesta 2.

	eje x	eje y
Área de Paredes [m ²]	102,96	132,48
Área de Paredes Reforzadas [m ²]	71,04	84,12
Porcentaje de Paredes Reforzadas [%]	69,00	63,50

En la **Tabla 44** y **Tabla 45** se muestra el total del área en planta enchapada, en esta ocasión se enchapo un área entre 1.5-2%, ya que este reforzamiento tiene un bajo costo y al no llegar a comportarse como un muro de hormigón armado, se necesita de mayor número de paredes enchapadas.

Tabla 44

Tabla de área total de enchape en la dirección X – Propuesta 2

Porcentaje enchapado en planta - Dirección X	
Área [m ²]	72,96
L enchape [m]	13,30
A enchape [m ²]	1,06
% enchapado	1,5

Tabla 45

Tabla de área total de enchape en la dirección Y – Propuesta 2

Porcentaje enchapado en planta - Dirección Y	
Área [m ²]	72,96
L enchape [m]	15,30
A enchape [m ²]	1,22
% enchapado	1,7

Los tres modelos se realizan para determinar la influencia de la mampostería en el sistema de pórticos, y la influencia de los reforzamientos por enchape en la estructura de pórticos con mampostería. Para cumplir con el objetivo planteado se realiza un análisis PushOver en las direcciones “x” e “y” en los tres tipos de vivienda antes mencionados, con las dos propuestas de reforzamiento. El análisis realizado en SeismoStruct permite determinar las curvas de capacidad en cada caso, que facilita el cálculo de sus rigideces y disipación de energía.

6.2.4 DIRECCIÓN X

En la dirección “x” para los tres casos se realizó el análisis estático no lineal de 600 pasos, llevando a las estructuras hasta un desplazamiento de 150 [mm] para poder distinguir en qué punto se sobrepasan la deriva máxima permisible indicada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción $\Delta_M = 0.02$ (el desplazamiento que corresponde a la deriva de la NEC es 144 [mm]).

6.2.4.1 CURVAS DE CAPACIDAD

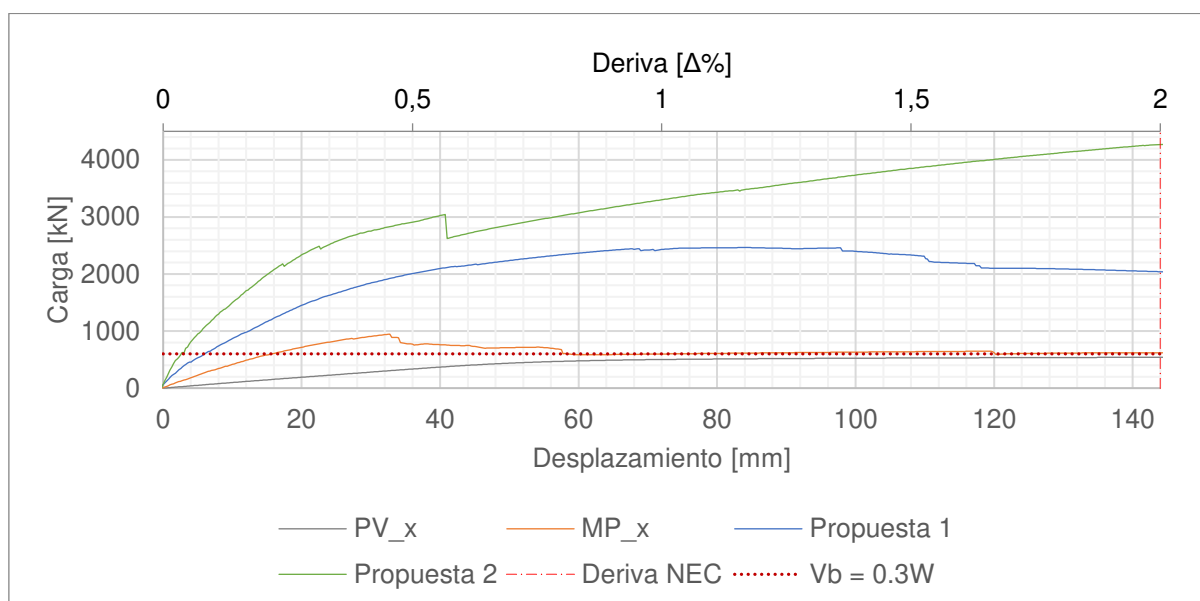


Figura 205. Curvas de Capacidad de modelos de viviendas PV, MP y E1 obtenidas en SeismoStruct por análisis Pushover en dirección “x”.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la **Figura 205** se puede observar que la carga máxima obtenida en el modelo sin mampostería (PV) es de 541.9 [kN] a un desplazamiento de 150 [mm] que es el máximo desplazamiento máximo al que se realizó el análisis. El aporte de la mampostería cambia completamente el comportamiento de la estructura

aportándole rigidez y resistencia al sistema, ya que la resistencia máxima alcanzada es $945.78 [kN]$ (Un incremento de resistencia de 74.53%) a $32.75 [mm]$. A partir de este momento las paredes comienzan a sufrir daños que hacen que la resistencia reduzca progresivamente acercándose al comportamiento de la vivienda únicamente con pórticos en la zona final de la curva.

Por su parte el aporte del enchape el sentido “x” para la propuesta 1 que se realizó al 0.67% del área en planta, lleva a una capacidad máxima de $2465 [kN]$ a $84.29 [mm]$, incrementando la capacidad de la vivienda con pórticos y mampostería (PM) en un 160% , es decir un enchape en un área de 0.67% incremento en más del doble la capacidad de la vivienda.

El enchape en el sentido “x” para la propuesta 2 que se realizó al 1.5% del área en planta, esta propuesta lleva a una capacidad máxima de $4300 [kN]$ a $150 [mm]$ incrementando la capacidad de la vivienda con pórticos y mampostería (PM) en un 354% , es decir un enchape en un área de 1.5% incremento en más de cuatro veces la capacidad de la vivienda.

Si se compara la propuesta 1 y 2, se evidencia que, con el doble de porcentaje de área enchapada en planta, su resistencia se duplica, se presume tendría una relación directamente proporcional. Además, con la propuesta 2 existirá una mejor distribución de fuerzas en la cimentación, evitando así posibles problemas.

6.2.4.2 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

Desde la **Tabla 75** a la **Tabla 78** se observan las rigideces iniciales, rigideces relativas y energía disipada en porcentaje para cada vivienda. Al inicio de la modelación, a 0.1% ($7.5 mm$) de deriva la vivienda con sistema (PV) tiene una rigidez de $10.02 [kN/mm]$, la vivienda con sistema (PM) de $42.75 [kN/mm]$, la vivienda con sistema (E1-Propuesta 1) $93.51 [kN/mm]$ y la vivienda con sistema (E1-Propuesta 2) $162.44 [kN/mm]$. Se observa que la inclusión de paredes al sistema estructural PV, aumenta la rigidez de este en 4 veces más. La inclusión del muro tipo enchape propuesta 1, aumenta la rigidez de PM al doble y la inclusión del muro tipo enchape propuesta 2, aumenta la rigidez de PM cuatro veces más.

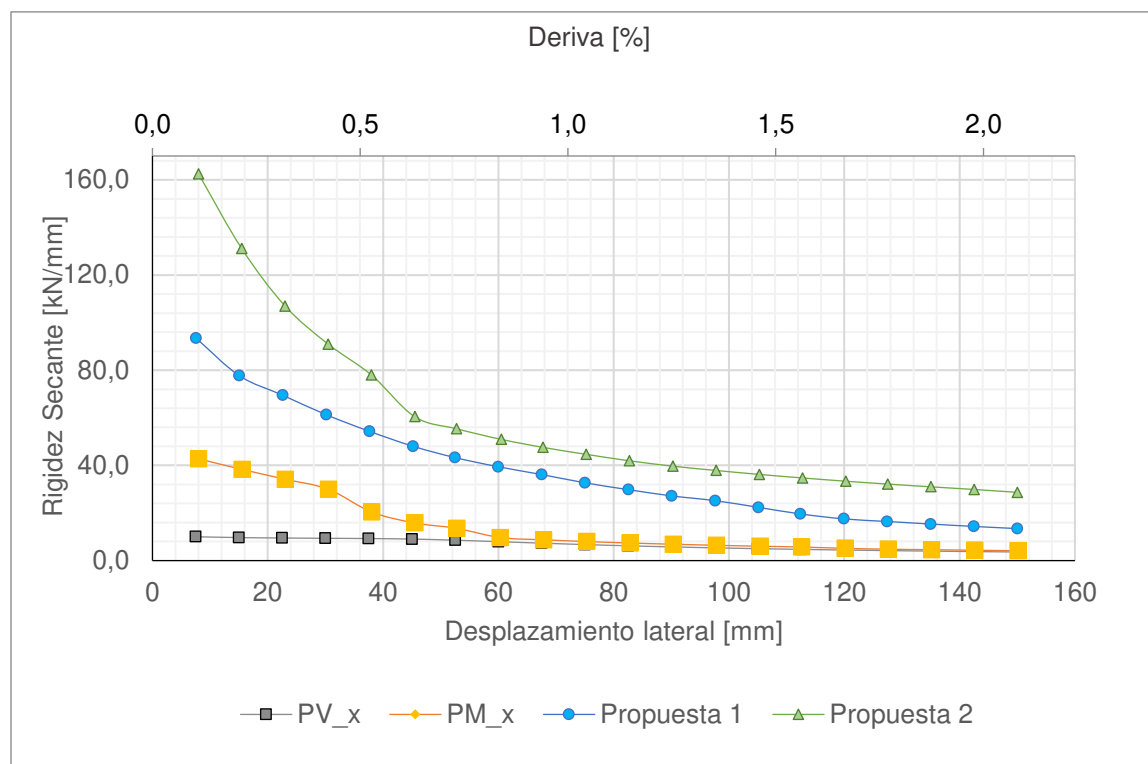


Figura 206. Degradación de rigidez en dirección “x” para viviendas PV, MP y E1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Figura 206** indica como la rigidez de PV_x, PM_x, Propuesta 1_x y Propuesta 2_x varía con el desplazamiento de la estructura. Tomando en cuenta que para Propuesta 1_x y Propuesta 2_x su diseño es por resistencia, se toma como referencia la NCh 433 (2019) (Norma Sísmica Chilena) en donde la máxima deriva que alcanzarán es el 0.2%. La Propuesta 1_x alcanzó una degradación de rigidez del 83.08% con un valor de 77.69 [kN/mm] y La Propuesta 2_x alcanzó una degradación de rigidez del 80.68% con un valor de 131.06 [kN/mm]. Por otra parte, para PM el cual su diseño es por ductilidad, deberá alcanzar la deriva permisible de $\Delta_M = 0.02$ (2%) según NEC (2015), al alcanzar este desplazamiento la degradación de rigidez está al 10.2% con un valor de 4.36 [kN/mm]. Para PV que tiene un diseño por ductilidad, también se deberá alcanzar la deriva permisible de $\Delta_M = 0.02$ (2%), al alcanzar este desplazamiento la degradación de rigidez está al 37.81% con un valor de 3.7 [kN/mm].

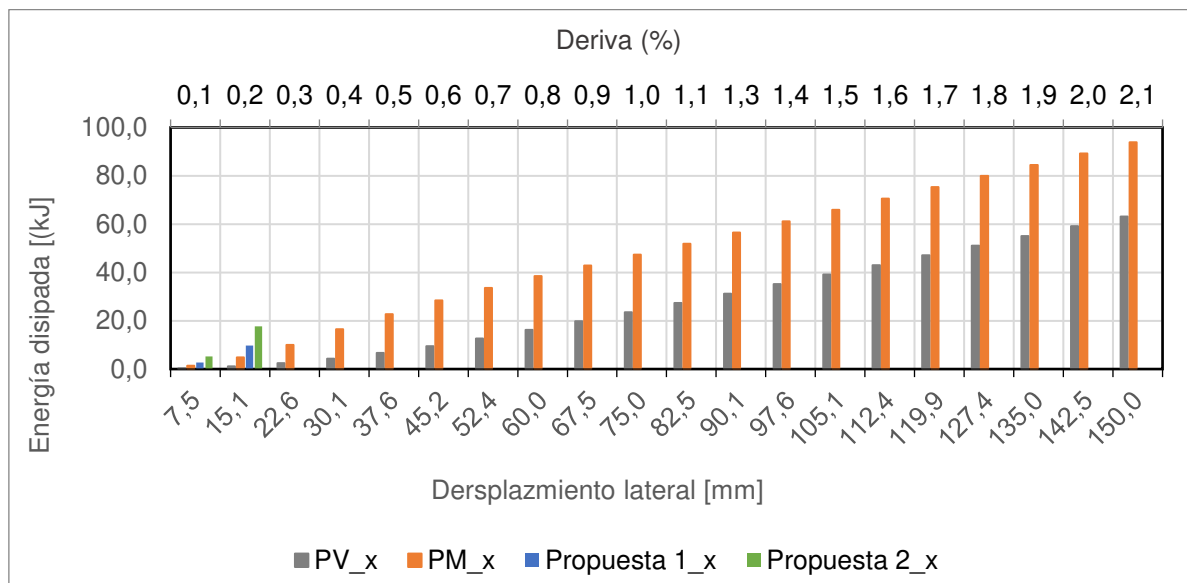
Otra forma alternativa de tener una idea de rigidez es la siguiente, para una carga lateral de 0.3W se tienen los siguientes desplazamientos mostrados en la **Tabla 46**.

Tabla 46

Desplazamientos horizontales para una misma carga.

	Carga [kN]	Desplazamiento [mm]	Deriva [Δ%]	% Incremento
PV	541	150	6,25	88235
PM	546	13,75	0,5729	8088
Propuesta 1_x	548	5,28	0,2200	3106
Propuesta 2_x	532	2,25	0,0938	1324

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

6.2.4.3 ENERGÍA DISIPADA**Figura 207.** Energía disipada en dirección “x” para viviendas PV, MP y E1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Figura 207** indica la disipación de energía en [kJ] a lo largo de los diferentes desplazamientos que ha sufrido los sistemas estructurales tratados, finalmente a un desplazamiento $\delta = 144$ [mm] correspondiente a la deriva permisible según la NEC (2015) $\Delta_M = 2\%$, se tiene valores totales de energía disipada. El sistema estructural PV disipó la menor cantidad de energía 59.11[kJ], frente a la energía disipada por PM 89.19 [kJ], suponiendo un aumento del 50% respecto a PV. La energía disipada por la Propuesta 1_x (Diseño por resistencia) con una $\Delta_M = 0.2\%$ fue de 9.72 [kJ], y la energía disipada por la Propuesta 2_x (Diseño por resistencia) con una $\Delta_M = 0.2\%$ fue de 17.69 [kJ].

6.2.5 DIRECCIÓN Y

En la dirección “y” para los tres casos se realizó el análisis estático no lineal de 600 pasos, llevando a las estructuras hasta un desplazamiento de 150 [mm] para poder distinguir en qué punto se sobrepasan la deriva máxima permisible indicada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción $\Delta_M = 0.02$ (el desplazamiento que corresponde a la deriva de la NEC (2015) es 144 [mm]).

6.2.5.1 CURVAS DE CAPACIDAD

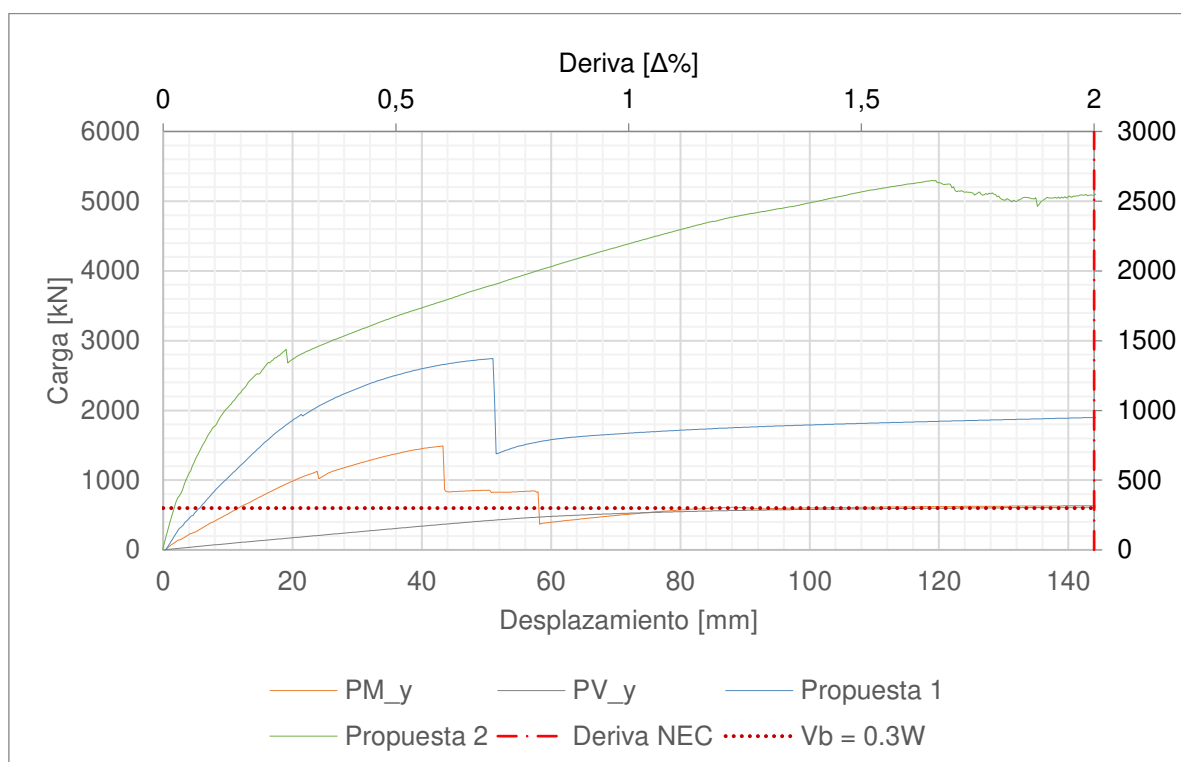


Figura 208. Curvas de Capacidad de modelos de viviendas PV, MP y E1 obtenidas en SeismoStruct por análisis Pushover en dirección “y”.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

En la **Figura 205** **Figura 208** se puede observar que la carga máxima obtenida en el modelo sin mampostería (PV) es de 614 [kN] a un desplazamiento de 150 [mm] que es el máximo desplazamiento máximo al que se realizó el análisis. El aporte de la mampostería cambia completamente el comportamiento de la estructura, aportándole rigidez y resistencia al sistema, ya que la resistencia máxima alcanzada es 1489.03 [kN] (Un incremento de resistencia de 142%) a 43.26 [mm] . A partir de este momento las paredes comienzan a sufrir daños que hacen que la resistencia reduzca progresivamente acercándose al

comportamiento de la vivienda únicamente con pórticos en la zona final de la curva.

Por su parte el aporte del enchape el sentido “x” para la propuesta 1 que se realizó al 0.7% del área en planta, lleva a una capacidad máxima de 2744.5 [kN] a 51.01 [mm], incrementando la capacidad de la vivienda de pórticos con mampostería (PM) en un 84%, es decir un enchape en un área de 0.7% incremento casi el doble la capacidad de la vivienda.

El enchape en el sentido “x” para la propuesta 2 que se realizó al 1.7% del área en planta, esta propuesta lleva a una capacidad máxima de 5299.4 [kN] a 119.5 [mm] incrementando la capacidad de la vivienda de pórticos con mampostería (PM) en un 256%, es decir un enchape en un área de 1.7% incremento en 3.5 veces la capacidad de la vivienda.

Si se compara la propuesta 1 y 2, se evidencia que, con el doble de porcentaje de área enchapada en planta, su resistencia se duplica, se presume tendría una relación directamente proporcional. Además, con la propuesta 2 existirá una mejor distribución de fuerzas en la cimentación, evitando así posibles problemas.

6.2.5.2 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

Desde la **Tabla 79** a la **Tabla 82** se observan las rigideces iniciales, rigideces relativas y energía disipada en porcentaje para cada vivienda. Al inicio de la modelación, a 0.1% (7.5 mm) de deriva la vivienda con sistema (PV) tiene una rigidez de 9.04 [kN/mm], la vivienda con sistema (PM) de 58.06 [kN/mm], la vivienda con sistema (E1-Propuesta 1) 116.7 [kN/mm] y la vivienda con sistema (E1-Propuesta 2) 226.8 [kN/mm]. Se observa que la inclusión de paredes al sistema estructural PV, aumenta la rigidez de este en 6.4 veces más. La inclusión del muro tipo enchape propuesta 1, aumenta la rigidez de PM al doble y la inclusión del muro tipo enchape propuesta 2, aumenta la rigidez de PM cuatro veces más.

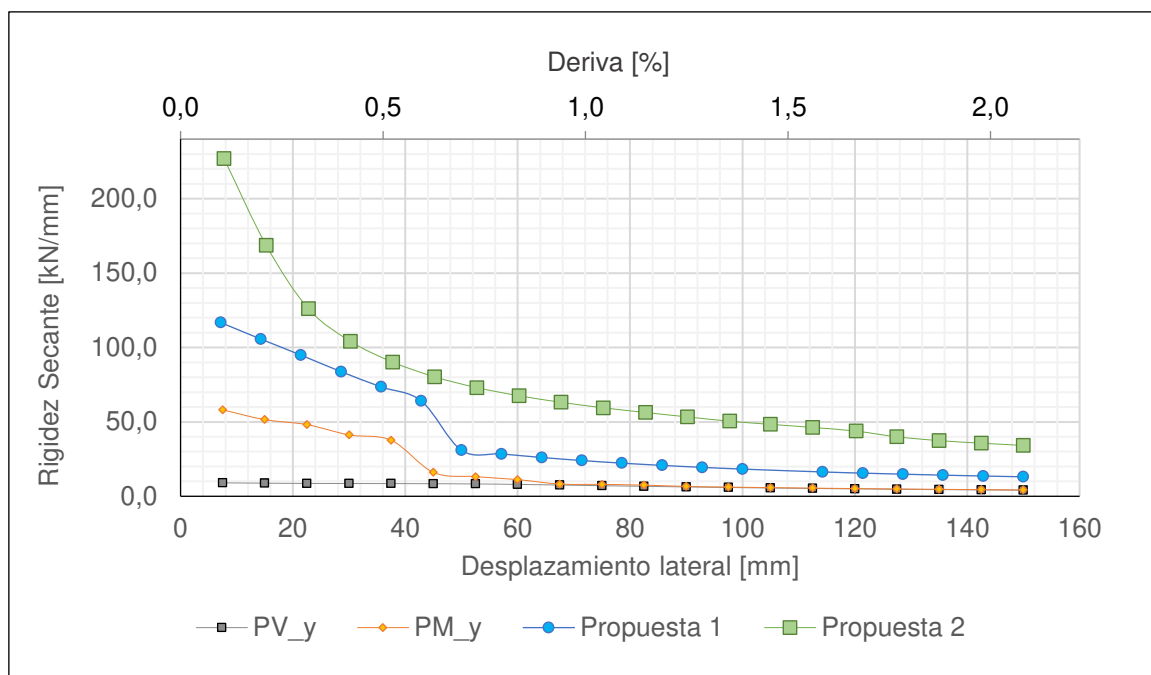


Figura 209. Degradación de rigidez en dirección “y” para viviendas PV, MP y E1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Figura 209** indica como la rigidez de PV_x, PM_x, Propuesta 1_x y Propuesta 2_x varía con el desplazamiento de la estructura. Tomando en cuenta que para “Propuesta 1_x” y “Propuesta 2_x” su diseño es por resistencia, se toma como referencia la NCh 433 (Norma Sísmica Chilena) en donde la máxima deriva que alcanzarán es el 0.2%. La Propuesta 1_x alcanzó una degradación de rigidez del 90.5% con un valor de 105.64 [kN/mm] y La Propuesta 2_x alcanzó una degradación de rigidez del 74.33% con un valor de 168.6 [kN/mm]. Por otra parte, para PM el cual su diseño es por ductilidad, deberá alcanzar la deriva permisible de $\Delta_M = 2\%$ según NEC (2015), al alcanzar este desplazamiento la degradación de rigidez está al 7.7% con un valor de 4.46 [kN/mm]. Para PV que tiene un diseño por ductilidad, también se deberá alcanzar la deriva permisible de $\Delta_M = 2\%$, al alcanzar este desplazamiento la degradación de rigidez está al 47.44% con un valor de 4.3 [kN/mm].

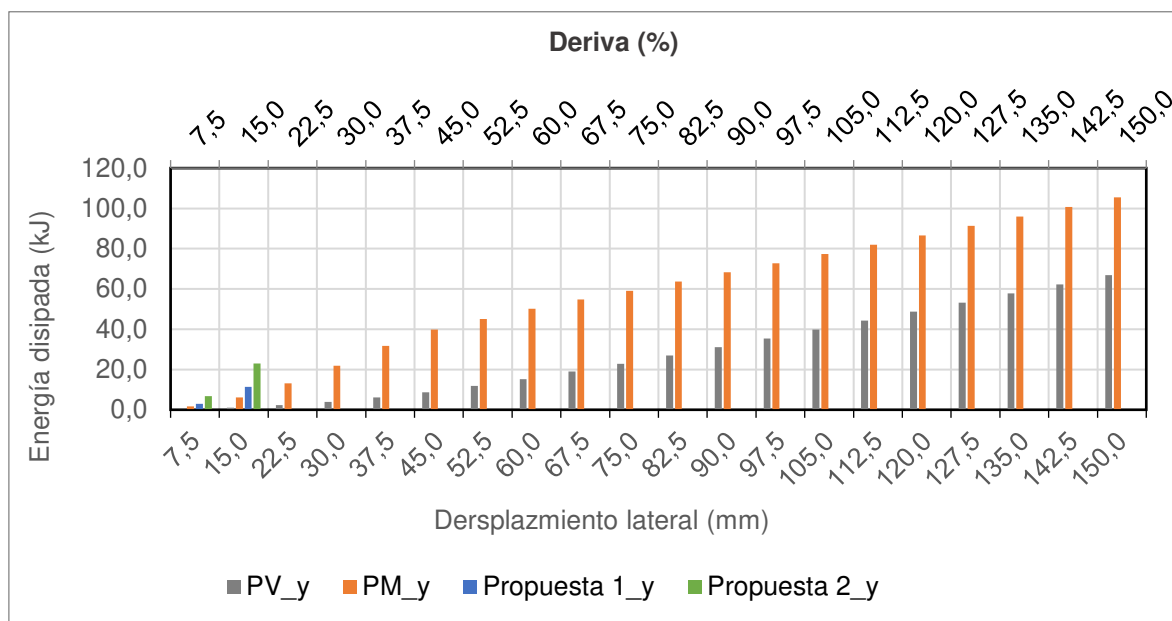
Otra forma alternativa de tener una idea de rigidez es revisar los desplazamientos ante una misma carga lateral. En este caso para una carga lateral de 0.3W se tienen los siguientes desplazamientos mostrados en la **Tabla 47**.

Tabla 47

Desplazamientos horizontales para una misma carga.

	Carga [kN]	Desplazamiento [mm]	Deriva [$\Delta\%$]	% Incremento
PV	600	123	5,125	72353
PM	597	11,59	0,4829	6818
Propuesta 1_y	597	5,63	0,2346	3312
Propuesta 2_y	609	1,75	0,0729	1029

6.2.5.3 ENERGÍA DISIPADA

**Figura 210.** Energía disipada en dirección “y” para viviendas PV, MP y E1.

Elaborado: Mosquera&Rosero (2021)

La **Figura 210** indica la disipación de energía en [kJ] a lo largo de los diferentes desplazamientos que ha sufrido los sistemas estructurales tratados, finalmente a un desplazamiento $\delta = 144$ [mm] correspondiente a la deriva permisible según la NEC (2015) $\Delta_M = 2\%$, se tiene valores totales de energía disipada. El sistema estructural PV disipó la menor cantidad de energía 62.29[kJ], frente a la energía disipada por PM 100.75 [kJ], suponiendo un aumento del 60.5% respecto a PV. La energía disipada por la Propuesta 1_x (Diseño por resistencia) con una $\Delta_M = 0.2\%$ fue de 11.35 [kJ], y la energía disipada por la Propuesta 2_x (Diseño por resistencia) con una $\Delta_M = 0.2\%$ fue de 23.05 [kJ].

6.2.6 PARTICIPACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Con el objetivo de evidenciar el aporte de cada elemento estructural, en los diferentes sistemas constructivos, se realizó la **Tabla 48** y **Tabla 49** en donde se indica el porcentaje de absorción de corte basal de columnas, pared y enchape. Se toma como corte basal $V = 0.3W$.

Para el sistema constructivo PV el total de corte basal es tomado por las columnas, ya que no existe otro elemento estructural que aporte. En el sistema estructural PM, al añadir paredes, estas toman la mayoría de corte basal.

Tabla 48.

Aporte de absorción de cortante basal en "X".

	% Corte en X Propuesta 1			% Corte en X Propuesta 2		
	Columnas	Pared	Enchape	Columnas	Pared	Enchape
PV	100,0%	0,0%	0,0%	100,0%	0,0%	0,0%
PM	36,1%	63,9%	0,0%	36,1%	63,9%	0,0%
E1	8,4%	5,9%	85,7%	2,1%	2,0%	95,9%

Tabla 49

Aporte de absorción de cortante basal en "Y".

	% Corte en Y Propuesta 1			% Corte en Y Propuesta 2		
	Columnas	Pared	Enchape	Columnas	Pared	Enchape
PV	100,0%	0,0%	0,0%	100,0%	0,0%	0,0%
PM	20,6%	79,4%	0,0%	36,1%	63,9%	0,0%
E1	6,0%	18,9%	75,1%	1,5%	0,0%	99,2%

La propuesta de reforzamiento 1 el enchapado reduce drásticamente la contribución de paredes, mas no la elimina por completo, por otro lado, la propuesta 2, logra este objetivo.

En las dos propuestas de reforzamiento de la vivienda se observa claramente que el aporte del enchape en la absorción del cortante basal es mayoritario, mayor al 75%, que es lo necesario para que la NEC (2015) lo considere como un sistema de pórticos especiales sismorresistentes con muros estructurales.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- La inclusión de enchape supone un cambio de sistema estructural total dentro del sistema convencional pórtico-mampostería utilizado cotidianamente en el Ecuador, se pasa de un sistema que trabaja por ductilidad, alta disipación de energía con grandes desplazamientos a uno completamente opuesto. El nuevo sistema estructural trabajara por resistencia con desplazamientos mínimos, y baja disipación de energía.
- El promedio de peso en una casa tipo rodea las 200 [Ton], con el enchapado propuesto para la vivienda aquí modelada se obtuvo una resistencia lateral máxima aproximada de 260 [Ton]. Esto representa 130% del peso de la estructura. Tomando en cuenta que el corte basal calculado para una estructura de este tipo no supera el 30% del peso (60 [Ton]) de la estructura, se puede evidenciar la influencia del enchape es realmente significativa.
- Se concluye que la metodología de reforzamiento empleada en esta tesis, mediante malla electrosoldada recubierta de mortero, anclada a un marco circundante de columnas mixtas y vigas tipo I mediante chicotes soldados a ángulos en las columnas e incrustados con epóxico tanto a losa como a cimentación, mejoran sus características, de resistencia, rigidez, y distribución de grietas, reduciendo considerablemente la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras, especialmente en construcciones informales.
- El anclaje horizontal anclaje horizontal de la malla realizado con chicotes, conectados a las columnas mediante ángulos soldados con soldadura de filete, garantizó una adecuada transmisión de esfuerzos horizontales entre la malla y las columnas, de tal forma que ciertas zonas la malla y la

columna desarrollaron esfuerzos de fluencia y ruptura sin que existan problemas en el anclaje horizontal.

- El anclaje vertical de la malla realizado con chicotes, conectados a cimentación y a la losa respectivamente con epóxico, garantizó una adecuada transmisión de esfuerzos verticales de manera que la malla desarrolló esfuerzos de fluencia y ruptura sin que existan problemas en el anclaje.
- La resistencia obtenida por PM fue 2.1 veces la de pórtico vacío (PV). Para la mampostería con daño previo se evidenció un aumento de su resistencia en un 148% (2.5 veces su capacidad original), mientras que para la mampostería sin daño previo el aumento de capacidad fue del 203% (3 veces su capacidad original). Si se compara la resistencia entre enchape sin daño previo E1 y la resistencia entre enchape con daño previo E2, se observa que el aumento de resistencia por parte de E1 es del 22% respecto a E2, en otras palabras, la resistencia de E1 es 1.2 veces la resistencia de E2, esto se le atribuye a el daño previo de la mampostería.
- La rigidez secante obtenida por PM fue 2.1 veces la de pórtico vacío (PV). Por su parte el enchape con daño previo (E2) obtuvo una rigidez secante 10 veces mayor a la de (PV) y 4.7 veces la de (PM). La rigidez secante por parte del enchape sin daño previo (E1) fue 13 veces la rigidez obtenida por el pórtico vacío (PV) y 6.1 veces la rigidez de pórtico con mampostería (PM). Además, si se compara enchape con daño previo (E2) y enchape sin daño previo (E1) se concluye que la rigidez secante de E1 es 1.3 veces la de E2.
- Describiendo a la rigidez como la capacidad para resistir desplazamientos ante una carga específica, se obtuvo que ante una carga aproximada de 44 [kN] E1 se desplazó 0.17 [mm], mientras que E2 se desplaza 1.52 veces más, PM 8.3 veces más y PV 56 veces más que E1. De esta forma se muestra que la rigidez de E1 es mucho mayor.
- Si se compara la energía disipada de un sistema estructural de pórticos (Diseño por ductilidad) 28.25 [kJ] y un sistema estructural compuesto por

reforzamientos tipo enchape (Diseño por resistencia) 8.87 [kJ], se observa que la disipación de energía en un diseño por resistencia es mucho menor. En este caso a pesar de que el diseño por ductilidad absorbe 3.2 veces más energía que el diseño por resistencia, presenta graves problemas de resistencia, columna corta, grandes desplazamientos, daños materiales por desprendimiento de mampostería y posterior formación de pisos blandos. Por otra parte, el diseño por resistencia (E1) alcanza una capacidad inmensamente superior respecto a PV, con desplazamientos mínimos, sin daños materiales y corrigiendo la formación pisos blandos.

- La energía disipada por el enchape sin daño previo (E1) fue 1.1 veces la energía disipada por el enchape con daño previo de su mampostería (E2), a una deriva de 0.9% (Deriva a la que alcanza su máxima resistencia).
- La conexión elegida para unir malla-pórtico, fue un chicote (varilla $\Phi 8\text{mm}$), soldado a ángulos, por el cual se transmitió esfuerzos mediante el traslape chicote-malla y la adherencia entre chicote-mortero-malla, no se evidenció ningún desplazamiento relativo entre ellos, por lo que se concluye que la conexión utilizada fue óptima.
- El pórtico relleno de mampostería presentó grietas focalizadas en las diagonales principales, con grosores máximos 2.5 [mm], mientras que con la colocación del enchape, se observa que estas grietas se distribuyen uniformemente en el panel, localizándose de mayor medida en las diagonales, pero en un área mucho mayor. Las grietas máximas medidas en este reforzamiento fueron de 1 [mm].
- Se concluye que SeismoStruct ofrece la facilidad de realizar análisis no lineales estáticos tipo pushover en estructuras hormigón-perfilería de acero a diferencia de paquetes computacionales conocidos como ETABS, SAP2000.
- El desprendimiento de mampostería es uno de los principales motivos de muertes cuando ocurre un sismo, se observó que mediante la colocación del enchape, se reduce la fragilidad de la falla en la mampostería y se evita

el desprendimiento de grandes bloques de mampostería o mortero, reduciendo así el riesgo de heridas y muertes durante un sismo.

- Tanto en modelos experimentales realizados en el laboratorio de investigación de la vivienda (CIV) como para modelos computacionales calibrados en SeismoStruct se observó que para una deriva permisible recomendada por la NEC (2015) del 2%, la degradación de rigidez es extrema, a esta deriva se obtienen valores inferiores al 10% de su rigidez inicial.
- Para conectar la malla electrosoldada $\Phi 5\text{mm}@15\text{cm}$ entre sí, alrededor del panel de mampostería, se utilizaron binchas $\Phi 5\text{mm}$ con una longitud total de 30[cm] y ganchos de 8[cm] a 90° , que fueron capaces de garantizar un comportamiento monolítico entre mallas electrosoldadas-mortero y asegurar la fluencia y ruptura de la malla.
- El comportamiento pórtico-panel de relleno fue el esperado, el panel de mampostería presentó una falla frágil con grietas bien marcadas en sus diagonales principales, el pórtico no presentó daño; mientras que el comportamiento para el sistema pórtico-mampostería-enchape presenta grietas de hasta 1[mm] en las diagonales principales previo a alcanzar la capacidad máxima, más al alcanzar esta, la falla se da por corte horizontal en el centro del panel. Produciéndose desprendimiento de mortero, fluencia-ruptura de malla electrosoldada y chicotes, rótulas plásticas en base de columnas y extremo de vigas.
- Una vez realizado el enchape, el sistema pórtico-mampostería-enchape se convierte en un muro, que gracias a su relación de aspecto será de corte con una capacidad baja en comparación a muros de hormigón armado de las mismas dimensiones, pero con un incremento de resistencia con respecto a la estructura original.
- Utilizando las fórmulas para verificación por corte proporcionadas por el ACI se estimó una resistencia a corte del enchape es de aproximadamente 52 [Ton], lo que representa un acercamiento muy bueno respecto a las

63.6 [Ton] para el ensayo E1, la capacidad sobrante se le atribuye a pared y pórtico.

- El reforzamiento propuesto en esta tesis es relativamente fácil y puede ser llevado a cabo utilizando equipos y materiales que se encuentran comúnmente en Ecuador, facilitando así a que una mayor cantidad de personas que poseen viviendas con sistemas estructurales mixtos, acceda a un reforzamiento que garantice el correcto funcionamiento ante eventos sísmicos de magnitudes considerables.
- El costo por metro cuadrado de construcción de enchape utilizando $\Phi 5\text{mm}@15\text{cm}$ y un espesor de mortero de 3.6 [cm] es de \$77.3 el metro cuadrado en los dos lados de la pared. El precio del reforzamiento mencionado representa un 31% del costo total de la estructura original sin acabados construida para este proyecto. Para una estructura real en donde se toman en cuenta dimensiones de losa, viguetas, instalaciones eléctricas y sanitarias el porcentaje se verá reducido.
- La malla electrosoldada escogida $\Phi 5\text{mm}@15\text{cm}$ ($1.3\text{cm}^2/\text{m}$), con un grosor de enchape por lado de 3.6[cm], incrementó notablemente la capacidad de la mampostería, con o sin daño previo.
- La influencia del panel de relleno sin daño previo en el sistema estructural pórtico-panel-enchape (experimental) supone incrementos considerables de resistencia (22%), rigidez (30%) y disipación de energía (10.3%); con respecto a un sistema similar que posea panel de relleno con daño previo.
- En las estructuras conformadas con pórticos rellenos de mampostería de bloque, los elementos que dominan el comportamiento ante cargas laterales son las paredes de bloque. Este comportamiento se ve reflejado en los ensayos y modelos realizados en este proyecto, presentando por ejemplo en una vivienda tipo (Ver **Figuras 211 y 212**) incrementos en la rigidez de hasta el 300% en el eje “x” e incrementos de 540% de la rigidez en el eje” y” para propuesta 1. El incremento de resistencia al incluir paredes en una vivienda tipo es de 75% en dirección “x” y 140% en dirección “y” para propuesta 1.

- Las propuestas de enchape puede incrementar considerablemente la resistencia y rigidez de una estructura mixta acero-hormigón con panel de relleno dependiendo de la cantidad de paredes que se enchape, su ubicación y el sentido en el que se realice el análisis.
- En las dos propuestas de reforzamiento de la vivienda se observa claramente que el aporte del enchape es mayoritario, mayor al 75%, que es lo necesario para que la NEC (2015) lo considere como un sistema de pórticos especiales sismorresistentes con muros estructurales.
- Una vivienda con vigas tipo IPE (Laminadas en caliente) y con columnas construidas por placas laminadas en caliente, tiene un costo realmente elevado en comparación a viviendas construidas con perfilera laminada en frío.
- Para modelar una estructura de pórticos que posee mampostería de bloque y son relativamente pequeñas como una vivienda, es indispensable modelar las paredes ya que normalmente son más rígidas que las columnas y van a cambiar por completo el comportamiento de la estructura, que siempre será dominado por los elementos más rígidos.
- La influencia del panel de relleno se evidencia notablemente en estructuras de baja envergadura.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda el reforzamiento con enchape en estructuras mixtas acero-hormigón que requieran un incremento de rigidez y resistencia. Este reforzamiento se puede realizar en cualquier etapa de daño que presente la mampostería antes del colapso, siempre y cuando se analicen también el estado de la estructura que confina la pared.
- Se recomienda que el pórtico-panel-enchape sea considerado como un miembro estructural dentro de la etapa de diseño en estructuras, ya que la interacción de estos tres elementos cuando no existe daño previo en la mampostería presenta un mejor comportamiento en resistencia y rigidez.

- Basados en ensayos experimentales y modelos computacionales se recomienda a la NEC (2015) disminuir la deriva permisible, ya que se evidencia que al llevar una estructura a esta deriva las reducciones de rigidez y el incremento de daño son extremos.
- Para calibración de curvas se recomienda comprender el fenómeno físico del ensayo experimental, para así elegir el tipo de elemento que mejor trabaje en SeismoStruct.
- Los principales ítems de calibración en SeismoStruct son todos los parámetros teóricos que no se pueden obtener experimentalmente siempre y cuando estos valores se mantengan dentro de los rangos recomendados por SeismoStruct, a menos que exista bibliografía que respalden diferentes datos.
- Para ensayos de carga lateral como el de este trabajo se recomienda la realización de ensayos cíclicos en todas las etapas de daño debido a que logra representar en mayor medida las acciones sísmicas sobre el prototipo ensayado, a pesar de las limitaciones de velocidad de carga que se puedan tener.
- Se sugiere que la pintura utilizada para pintar paredes en un ensayo de carga lateral sea blanca y de mala calidad para permitir identificar cada una de las grietas que se forman en el desarrollo del ensayo de carga lateral cíclica.
- Se recomienda el uso de epóxico SIKA anchofix-2 para las uniones entre acero de refuerzo y hormigón debido a que en los ensayos realizados las uniones chicote-hormigón en donde se aplicó este adhesivo epóxico, no tuvieron problemas a pesar de que se llevó a la fractura a la malla que se conectó al chicote. Cabe recalcar que, para obtener una conexión de este tipo, la aplicación del epóxico se debe realizar cumpliendo de manera estricta el procedimiento recomendado por el fabricante.
- En casos como el de este proyecto en el que la malla electrosoldada es de ($\Phi 5\text{mm}@15\text{cm}$ y se tiene una relación de aspecto altura vs longitud menor

a 2) se puede utilizar los pedazos longitudinales de la misma malla para las grapas que conectan a las mallas entre sí reduciendo los costos y utilizando material que queda como desperdicio.

- Se recomienda realizar ensayos con la colocación de strain gauges, para así obtener valores reales de módulos de elasticidad.
- Para la colocación del mortero en el enchape se recomienda realizarlo en varias capas, debido al grosor de este, esperando un intervalo de tiempo considerable entre capas para así no tener fisuras al momento de fraguado.
- Se recomienda asegurarse que al momento de enchapar la malla electrosoldada quede en la mitad de mortero, es decir con recubrimiento a los dos costados. Debe existir una capa de mortero entre malla y panel de relleno.
- Se recomienda controlar la relación cemento arena para realizar la mezcla de mortero para juntas y mortero, más la cantidad de agua se debe dejar a libre albedrío del maestro albañil.
- Se debe tomar en cuenta que la colocación de mortero para enchape se debe realizar en un solo día.
- Se recomienda contratar soldadores calificados para la unión entre chicotes y pórtico de acero.

CAPÍTULO VIII

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-19. (2019). *American Concrete Institute, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Albuja, R., & Pantoja, J. (2017). *Estudio Del Reforzamiento De La Mampostería De Bloque De Hormigón Con Malla Electrosoldada Mediante Ensayos Destructivos*. [Quito, 2017.]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17516>
- AISC. (2006). *Steel Desing Guide - Base Plate and Anchor Rod Desing*. [Archivo PDF]. https://www.academia.edu/33308888/Dise%C3%B1o_de_Placas_Base
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- ANSI/AISC 358-16. (2016). *American Institute of Steel Construction, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1*. Chicago.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508–1517. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000384](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000384)
- ASTM, N. (2018). *American Society of Testing Materials*.
- Beiraghi, H. (2017). Fundamental period of masonry infilled moment-resisting steel frame buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(5), 1–10. <https://doi.org/10.1002/tal.1342>
- Beyer, K., Dazio, A., & Priestley, M. J. N. (2008). Inelastic wide-column models for

- U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(SUPPL. 1), 1–33. <https://doi.org/10.1080/13632460801922571>
- Blandon, C.A. [2005] Implementation of an Infill Masonry Model for Seismic Assessment of Existing Buildings, Individual Study, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.
- Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(SUPPL. 1), 38–68. <https://doi.org/10.1080/13632461003651869>
- Calo, J., & Salcedo, F. (2008). Ensayos a Carga Horizontal De Mamposterías Reforzadas Con El Sistema Constructivo Fc Block Fase Ii. *Ensayos a Carga Horizontal de Mamposterías Reforzadas Con El Sistema Constructivo FC BLOCK Fase II*, 113.
- Calvi, G. M., & Kingsley, G. R. (1996). *Problems and certainties in the experimental simulation of the seismic response of MDOF structures*. 0296(95).
- Can Girgin, S., Serkan Misir, I., & Kahraman, S. (2017). Experimental Cyclic Behavior of Precast Hybrid Beam-Column Connections with Welded Components. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11(2), 229–245. <https://doi.org/10.1007/s40069-017-0190-y>
- Carrillo, J., Pincheira, J. A., & Flores, L. E. (2020). Quasi-static cyclic tests of confined masonry walls retrofitted with mortar overlays reinforced with either welded-wire mesh or steel fibers. *Journal of Building Engineering*, 27(February 2019), 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100975>
- Carrillo, J., Rico, A., & Alcocer, S. (2016). Experimental study on the mechanical properties of welded-wire meshes for concrete reinforcement in Mexico City. *Construction and Building Materials*, 127, 663–672. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.011>
- Chrysostomou, C. Z. (1991). Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames. *Cornell University*, April,

348.

Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (1997). *MODELING OF MASONRY INFILL PANELS FOR STRUCTURAL ANALYSIS*. *October*, 1295–1302.

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>

Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), 30–47. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47>

Decanini, L. D., Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2002). Response of bare and infilled RC frames under the effect of horizon-tal and vertical seismic excitation. *Proceedings of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London 9-13 September, September 2015*.

Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 433–445. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:3(433))

El-Dakhakhni, W. W. (2002). *Experimental and Analytical Seismic Evaluation of Concrete Masonry-Infilled Steel Frames Retrofitted using GFRP Laminates*. *September*.

El-dakhakhni, W. W., Asce, S. M., Elgaaly, M., Asce, F., & Hamid, A. A. (2003). *Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames*. *February*, 177–185.

Elnashai, A. S., & Elghazouli, A. Y. (1993). Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading. Part I: Analytical model. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(4), 315–345. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290220404>

FEMA 461. (2007). *Federal Emergency Management Agency, Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of*

Structural and Nonstructural Components. Washington, D.C.

- Gallegos, C. G. G. (2017). *Estudio de las conexiones soldadas de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas tipo I comúnmente usadas en Ecuador*. Escuela Politécnica Nacional.
- Ghosh, A. K., Asce, M., Amde, A. M., & Asce, F. (2002). *Finite Element Analysis of Infilled Frames*. July, 881–889.
- Holmes, M. (1961). *Steel Frames With Brickwork And Concrete Infilling*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(6501), 473–478.
- Kurobane, Y., Packer, J. A., Wardenier J., Yeomans N. (2004). *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*. CIDECT (9th design guide).
- Madas, P. (1993). *Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading* (Vol. 00226020, Issue 3). University of London, London, UK.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mehrabi, A. B., Shing, B. P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). EXPERIMENTAL EVALUATION OF MASONRY-INFILLED. *Journal of Structural Engineering*, 89(3), 228–237.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). FINITE ELEMENT MODELING OF MASONRY-INFILLED RC FRAMES. 3(specimen 8), 604–613.
- Mo, Y. L., & Kuo, J. Y. (1995). Effect of welding on ductility of rebars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 7(151), 283–285.
- Morino, S., & Tsuda, K. (2002). Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 51–73.
- NCh 433 (2019) Norma Chilena Oficial, Diseño sísmico de edificios.
- NEC_SE_HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo*

Estructuras de Hormigón Armado.

- NEC_SE_MP. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo Mampostería Estructural.*
- NEC_SE_VIVIENDA. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo Viviendas hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.*
- Novacero. (2017). *Manual de soldadura de acero de refuerzo para hormigón armado* (No 1).
- NTE INEN, N. (2012). *Norma Técnica Ecuatoriana, Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito.*
- Pillajo, H. (2017). *Evaluación de la Conexión Precalificada: Viga de sección reducida-Columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas.* Escuela Politécnica Nacional.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. . (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges.*
<https://books.google.com.ec/books?hl=es&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=hKgFKXiDoi&sig=5ex1McbPC6llrh4Yldp0wVRxb64&redi>
- Ravichandran, S. S., & Klingner, R. E. (2012). Seismic design factors for steel moment frames with masonry infills: Part 1. *Earthquake Spectra*, 28(3), 1189–1204. <https://doi.org/10.1193/1.4000060>
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2008). A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading. *International Journal of Mechanics and Materials in Design*, 4(2), 123–135. <https://doi.org/10.1007/s10999-008-9070-6>
- Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N. J., Gillies, A. G., Ghobarah, A., Anderson, D. L., & Lau, D. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - Damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4), 715–737. <https://doi.org/10.1139/cjce-28-4-715>

- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244–252. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2006\)132:2\(244\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:2(244))
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Erratum to: Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames (Bull Earthquake Eng, 10.1007/s10518-011-9262-6). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(6), 2031. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9317-8>
- Thiruvengadam, V. (1985). On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(3), 401–419. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290130310>
- Vintimilla, J. R. V., Gallegos, C. G. G., & Hernandez, L. T. H. (2019). Experimental study of the welded connections of composite columns filled RCFT with concrete with steel beams type I. *2019 7th International Engineering, Sciences and Technology Conference, IESTEC 2019*, 7, 414–420. <https://doi.org/10.1109/IESTEC46403.2019.00081>