

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS MECÁNICOS PARA
MODELOS NO LINEALES DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO OBTENIDOS DE MANERA
EXPERIMENTAL**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE MÁSTER EN
ESTRUCTURAS**

FABIÁN AGUSTÍN PACHANO ALVAREZ

fabian.pachano@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS SINGAUCHO ARMAS, M.Sc.

jcsingaucho@igepn.edu.ec

Quito, Mayo 2018

DECLARACIÓN

Yo, Fabián Agustín Pachano Álvarez, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Fabián Agustín Pachano Álvarez

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Fabián Agustín Pachano Álvarez bajo mi supervisión.

Ing. Juan Carlos Singaicho Armas, M.Sc.
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios por todas las bendiciones que recibo diariamente. Agradezco a mi esposa, por su entrega, confianza y apoyo. Agradezco a mis padres quienes me han inculcado respeto y a ser una mejor persona, dándome la oportunidad de desarrollarme con educación y esmero. Agradezco a mi familia y a amigos que han estado impulsándome y caminando junto a mí.

Agradezco a gente, quien de una u otra manera, ha contribuido al desarrollo de este trabajo de investigación. En mi opinión, solamente a través de un equipo que cuenta con apoyo de muchos factores, se enriquece y produce buenos frutos.

Agradezco a la Escuela Politécnica Nacional, entidad que ha procurado darnos las mejores bases de conocimiento y convertirnos en profesionales conscientes de alto nivel. Gracias a mis profesores, quienes sabiamente han impartido su conocimiento. Gracias a mi director de tesis Ing. Juan Carlos Singaicho, quien ha sido una guía consistente en este proceso y me ha dado pautas importantes y valiosas.

Agradezco a la gente de Bekaert, cuyas donaciones de materiales fueron un gran aporte a esta investigación.

Agradezco al Laboratorio de Resistencia de Materiales la Universidad Católica, y al Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, donde sin costo alguno, se realizó el trabajo más extenso de esta investigación. Gracias al personal de estas dos instituciones, que en forma generosa me han apoyado en mis requerimientos y han aportado en gran medida con su ingenio y dedicación.

Muchas gracias a todos por su valiosa contribución para culminar con esta Maestría y poder ponerlo al servicio de la comunidad y del país.

DEDICATORIA

Este trabajo de investigación se lo dedico a María del Rocío Ruiz Chiriboga, mi amada esposa, quien me ha brindado su apoyo incondicional para poder culminar con este reto.

A mis hijos Alegría y Agustín, quienes han sido el motor y mi inspiración.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES:	1
1.2. DESARROLLO DE LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL CONSTRUCTIVO:	2
1.3. EFECTOS EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL:	4
1.4. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE PÓRTICOS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO BAJO CARGAS SÍSMICAS:	9
1.5. INTERACCIÓN PÓRTICO - MAMPOSTERÍA DE RELLENO:	12
1.6. FACTORES DE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO:	14
1.6.1. PRESENCIA DE APERTURAS:	15
1.6.2. CONECTORES DE CORTE:	16
1.6.3. BRECHA ENTRE EL PANEL Y EL MARCO:	17
1.6.4. PRESENCIA DE LA CARGA VERTICAL:	17
1.6.5. INESTABILIDAD FUERA DEL PLANO:	18
1.6.6. EFECTOS DE CAMPO CERCANO:	19
1.6.7. HISTORIAL DE CARGA DEL SISTEMA:	19
1.6.8. FACTORES AMBIENTALES:	19
1.7. OBJETIVO GENERAL:	20
1.7.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	20
CAPÍTULO 2	22
CARACTERIZACIÓN Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA MAMPOSTERÍA.....	22
2.1. PROPIEDADES DE LAS PIEZAS DE MAMPUESTO:	23
2.1.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:	23
2.1.2. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:	25
2.1.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:	26
2.2. PROPIEDADES DEL MORTERO:	27
2.2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:	27
2.2.2. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:	28
2.2.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:	29

2.3. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA:.....	30
2.3.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN	30
2.3.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:	34
2.3.3. RESISTENCIA A CORTE DE LA MAMPOSTERÍA:	36
2.3.4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:	39
2.4. TEORÍAS DE FALLA:.....	40
2.4.1. TEORÍA DE HILSDORF – FALLA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA:.....	41
2.4.2. TEORÍA DE MANN-MÜLLER – FALLA DE CORTE COMBINADO:..	43
2.4.2.1 FALLA DE ADHESIÓN EN LA JUNTA:.....	45
2.4.2.2 FALLA DE FRICCIÓN DE LA JUNTA:.....	45
2.4.2.3 FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL:	46
2.4.2.4 FALLA A COMPRESIÓN:	46
2.4.3. OTRAS TEORÍAS:.....	48
2.5. MODELOS CONSTITUTIVOS DE MAMPOSTERÍA:.....	51
2.6. CONCLUSIONES:.....	55
CAPITULO 3	57
MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PÓRTICOS CON MAMPOSTERÍAS DE RELLENO.....	57
3.1. MECANISMOS DE FALLA:.....	57
3.1.1. APLASTAMIENTO DE ESQUINA (<i>CC Corner Crushing</i>):.....	59
3.1.2. DESLIZAMIENTO A CORTE (<i>SS Sliding Shear</i>):.....	60
3.1.3. AGRIETAMIENTO DIAGONAL (<i>DK Diagonal Cracking</i>):	61
3.1.4. COMPRESIÓN EN LA DIAGONAL (<i>DC Diagonal Compression</i>):....	62
3.1.5. AGRIETAMIENTO A FLEXIÓN (<i>FC Flexural Cracking</i>):	63
3.1.6. FALLA DEL PÓRTICO (<i>FF Frame Failure</i>):	63
3.1.7. PANELES CON APERTURAS:	64
3.2. MÉTODOS DE MODELACIÓN:	66
3.3. MICROMODELOS:	66
3.4. MESOMODELOS:.....	71
3.5. MACROMODELOS:.....	73
3.5.1. MODELOS DE PÓRTICOS EQUIVALENTES:.....	74
3.5.2. MODELOS DE PUNTALES:.....	75
3.5.2.1. MODELO DE CRISAFULLI (MACROELEMENTO PANEL):	83

3.5.2.2.	MODELO DE RODRIGUES:.....	85
3.5.2.3.	MODELO DE CHRYSOSTOMOU:.....	86
3.5.2.4.	MODELO DE THIRUVENGADAM:.....	88
3.5.3.	CONCLUSIONES DE LOS MACROMODELOS:.....	89
CAPÍTULO 4	91
PROGRAMA DE ENSAYOS DE MATERIALES	91
4.1.	MATERIALES Y EQUIPOS.....	93
4.1.1.	SELECCIÓN DE LOS MATERIALES:.....	93
4.1.2.	DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS Y LABORATORIOS.....	95
4.2.	ENSAYOS DE BLOQUES:.....	97
4.2.1.	ENSAYOS DE COMPRESIÓN:.....	97
4.2.2.	ENSAYOS DE TENSIÓN POR HENDIDURA:.....	108
4.2.3.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	111
4.3.	ENSAYOS DE MORTEROS:.....	113
4.3.1.	ENSAYOS DE COMPRESIÓN:.....	113
4.3.2.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	119
4.4.	ENSAYOS DE MAMPOSTERÍAS.....	120
4.4.1.	ENSAYOS DE COMPRESIÓN EN PRISMAS:.....	121
4.4.2.	ENSAYOS DE COMPRESIÓN EN MURETES:.....	127
4.4.3.	ENSAYOS DE TENSIÓN DIAGONAL (CORTE) EN MURETES:...	151
4.4.4.	ENSAYOS DE CORTE DIRECTO EN TRIPLETES.....	155
4.4.5.	ENSAYOS DE ADHESIÓN EN DUPLAS:.....	159
4.5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	164
4.6.	MODELOS PREDICTIVOS:.....	167
4.6.1.	MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA:.....	167
4.6.2.	MÓDULO DE POISSON DE LA MAMPOSTERÍA:.....	171
4.6.3.	MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE:.....	176
4.6.4.	MODELO FALLA A LA COMPRESIÓN:.....	178
4.6.5.	MODELOS DE FALLA A CORTE.....	179
4.6.6.	SUPERFICIE DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA:.....	181
CAPÍTULO 5	184
PROGRAMA DE ENSAYOS DE PÓRTICOS	184
5.1.	MÉTODOS DE ENSAYO.....	185

5.2. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS Y LABORATORIOS	186
5.3. DESCRIPCIÓN DE LOS PÓRTICOS:.....	187
5.3.1. PÓRTICO A:.....	188
5.3.2. PÓRTICO B:.....	188
5.3.3. PÓRTICO C:.....	189
5.3.4. RESULTADOS ENSAYOS DE MATERIALES:.....	191
5.4. ENSAYOS EN PÓRTICOS:	196
5.4.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DINÁMICA.....	197
5.4.1.1. VARIACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL	198
5.4.1.2. VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO:	205
5.4.2. ENSAYOS DE CARGAS LATERALES CÍCLICAS:	213
5.4.2.1. PATRONES DE CARGA ELÁSTICA E INELÁSTICA:	213
5.4.2.2. ENSAYOS ELÁSTICOS DE CALIBRACIÓN:	215
5.4.2.3. ENSAYOS HISTERÉTICOS DE CARGA LATERAL:	217
5.4.2.4. VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO:	227
5.5. MODELACIÓN ELÁSTICA:.....	230
5.6. MODELACIÓN NO LINEAL:	237
5.6.1. MODELACIÓN SAP2000:	240
5.6.2. MODELACIÓN SEISMOSTRUCT:	242
5.7. RESUMEN DE METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN:.....	254
CAPÍTULO 6	256
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	256
6.1. COMENTARIOS FINALES:.....	256
6.2. CONCLUSIONES.....	257
6.3. RECOMENDACIONES:	265
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	269
ANEXOS	281
ANEXO A	282
Resumen de Valores de Parámetros	282
ANEXO B	285
Especificaciones de Equipos.....	285
ANEXO C	295
Especificaciones de Pórticos.....	295

ANEXO D	299
Resultados de Ensayos <i>Snap Back</i>	299
ANEXO E	307
Análisis de Costos	307

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1: Diagramas de cortante basal vs deriva de piso para diferentes técnicas de rehabilitación y sistemas constructivos según Sugano (1996)	5
FIGURA 1.2: Diagramas de cortante basal vs deriva de piso con pisos blandos	6
FIGURA 1.3: Períodos de vibración fundamental en función del número de pisos y del porcentaje de aperturas	8
FIGURA 1.4: Diagrama Carga-Deformación pórtico relleno con mampostería no confinada	11
FIGURA 1.5: Diagrama Carga-Deformación pórtico relleno con mampostería confinada	12
FIGURA 1.6: Esquema de deformación del pórtico y desprendimiento del panel bajo carga lateral	13
FIGURA 2.1: Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez	25
FIGURA 2.2: Estados tensionales de la pieza y de la junta de mortero en compresión perpendicular a la hilada	31
FIGURA 2.3: Estados tensionales de la pieza y de la junta de mortero en compresión paralela a la hilada	32
FIGURA 2.4: Relación de resistencia a compresión entre la pieza de mampuesto, el mortero y la mampostería	32
FIGURA 2.5: Distribuciones de esfuerzos por carga vertical	34
FIGURA 2.6: Distribución de esfuerzos por cortante	37
FIGURA 2.7: Probetas empleadas para ensayos de corte directo	38
FIGURA 2.8: Distribución de esfuerzos por tensión	40
FIGURA 2.9: Formulación de Hilsdorf:	42
FIGURA 2.10: Formulación de Crisafulli	42
FIGURA 2.11: Formulación de Mann-Müller	44
FIGURA 2.12: Envolvente de falla de Mann-Müller	47

FIGURA 2.13: Vista en planta de la superficie de falla de la mampostería	49
FIGURA 2.14: Vista tridimensional de la superficie de falla de Dhanasekar	49
FIGURA 2.15 Simplificación de la superficie de falla	50
FIGURA 2.16: Simplificación de la superficie de falla	51
FIGURA 2.17: Modelo de Chrysostomou	52
FIGURA 2.18: Modelo axial de Crisafulli	53
FIGURA 2.19: Modelo a cortante de Crisafulli.....	53
FIGURA 2.20: Modelos constitutivos de hormigón	54
FIGURA 2.21 Modelos constitutivos de lineales	55
FIGURA 3.1: Clasificación mecanismos de falla en pórticos rellenos con mampostería	58
FIGURA 3.2: Esquemas modos de falla.....	59
FIGURA 3.3: Falla por aplastamiento de esquinas (CC)	60
FIGURA 3.4: Falla por deslizamiento a Corte (SS)	61
FIGURA 3.5: Falla por agrietamiento diagonal (DK)	61
FIGURA 3.6: Falla por compresión en la diagonal (DC).....	62
FIGURA 3.7: Fallas del pórtico (FF)	63
Figura 3.8: Panel con aperturas a) Reformulación de diagonales; b) Modos de falla	65
FIGURA 3.9: Discretización de elementos de Liauw y Kwan (1983).....	67
FIGURA 3.10: Resultado de micromodelaciones de pórticos.....	69
FIGURA 3.11: Discretización de Stavridis et al (2011).....	70
FIGURA 3.12: Proceso iterativo del método de los puntos de contacto	73
FIGURA 3.13: Esquema de parámetros geométricos de Stafford Smith.....	77
FIGURA 3.14: Variación ancho del puntal equivalente según varias ecuaciones	79
FIGURA 3.15: Formulación de la rigidez del sistema equivalente.....	80
FIGURA 3.16: Configuraciones mono, bi, y tri-puntal.....	82
FIGURA 3.17: Formulación de puntales de Crisafulli (2007).....	84
FIGURA 3.18: formulación de puntales de Rodrigues (2008)	86
FIGURA 3.19: Formulación de puntales de Chrysostomou (1991)	87
FIGURA 3.20: Formulación de puntales de Thiruvengadam (1985).....	88

FIGURA 4.1: Tipologías de bloque a) bloque estándar; b) bloque de remate de hilada	94
FIGURA 4.2: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria piezas de mampostería estándar (400x200x150) y medias piezas de remate (200x200x150)	101
FIGURA 4.3: Instrumentación de LVDTs en ambas caras de las piezas	102
FIGURA 4.4: Curvas esfuerzo vs. deformación unitaria piezas de mampostería estándar ensayadas de forma vertical y horizontal	104
FIGURA 4.5: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria axial y transversal de piezas de mampostería estándar ensayadas de forma.....	105
FIGURA 4.6: Dispersión de valores de módulo de Poisson normalizado al porcentaje de la resistencia de la pieza ensayada	106
FIGURA 4.7: a) configuración del ensayo de tensión por hendidura y; b) falla típica.....	109
FIGURA 4.8: curvas esfuerzo vs. deformación unitaria axial y transversal de los ensayos a compresión de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro	117
FIGURA 4.9: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria axial (ϵ_v) y transversal (ϵ_h) de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro	118
FIGURA 4.10: Dispersión de valores de módulo de Poisson normalizado al porcentaje de la resistencia del cilindro de mortero de 100mm de diámetro	119
FIGURA 4.11: a) Prismas con su acabado; b) Esquemas de acabado de las juntas: (O) No Revocado, (A) Media Caña, (B) Revocado, (C) Enlucido Fino, (D) Enlucido Grueso.....	122
FIGURA 4.12: Dispersiones puntos y curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de los prismas tipo A, B, C, y D.....	125
FIGURA 4.13: Fallas típicas de los diferentes tipos de Prismas	126
FIGURA 4.14: Construcción de Muretes: a) Tipo B y D; b) Tipo A y E; c) Tipo C; d) Tipo B y D desmoldados	128
FIGURA 4.15: a) Esquema de Instrumentación de los muretes; b) Patrón de carga	129

FIGURA 4.16: Curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de los ensayos de carga cíclica en muretes	130
FIGURA 4.17: Fallas típicas de los muretes tipo A	132
FIGURA 4.18: Fallas típicas de los muretes tipo B	133
FIGURA 4.19: Fallas típicas de los muretes tipo C	134
FIGURA 4.20: Fallas típicas de los muretes tipo D	135
FIGURA 4.21: Fallas típicas de los muretes tipo E	135
FIGURA 4.22: Resistencia promedio de los muretes	136
FIGURA 4.23: Dispersiones de valores esfuerzo vs. deformación unitaria de las envolventes de carga de muretes y curvas de ajuste	138
FIGURA 4.24: Resumen comparativo de curvas esfuerzo vs deformación unitaria	140
FIGURA 4.25: Resumen de módulos de elasticidad	141
FIGURA 4.26: Definición gráfica de la energía de deformación (E_{So}) y la energía amortiguada (E_D).....	143
FIGURA 4.27: Valores de amortiguamiento viscoso equivalente en función del porcentaje de la carga máxima y de la deformación máxima.....	144
FIGURA 4.28: Promedio de amortiguamiento en muretes	146
FIGURA 4.29: Curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria axial (ϵ_v) y transversal (ϵ_h) de los Muretes	147
FIGURA 4.30: Dispersión de valores calculados de módulo de Poisson y valores promedio.....	150
FIGURA 4.31: Variación del módulo de Poisson con respecto al ángulo de inclinación de las hiladas	151
FIGURA 4.32: Falla típica a tensión diagonal de los muretes	152
FIGURA 4.33: Diagramas esfuerzo de corte versus deformación angular	153
FIGURA 4.34: Obtención del módulo de rigidez al corte por regresión lineal de las curvas de esfuerzo deformación.....	154
FIGURA 4.35: Configuración del triplete para el ensayo	155
FIGURA 4.36: Grafica de la resistencia a corte de las juntas de mortero en tripletes para varios niveles de carga de compresión	157
FIGURA 4.37: Fallas típicas de los ensayos a corte directo	158

FIGURA 4.38: Metodologías de ensayo de adhesión: a) cuplas piezas solidas; b) duplas piezas huecas	160
FIGURA 4.39: Configuración del ensayo de adhesión modificado.....	162
FIGURA 4.40: Fallas de ensayos de adhesión.....	164
FIGURA 4.41: Variación de módulo de elasticidad de la mampostería.....	169
FIGURA 4.42: Curvas de esfuerzo vs deformación unitaria del bloque, el mortero, los muretes y los prismas	170
FIGURA 4.43: Nomenclatura de homogeneización para determinar el módulo de Poisson de la mampostería	173
FIGURA 4.44: Gráfica comparativa de la variación del módulo de Poisson entre los resultados obtenidos experimentalmente, los obtenidos por aproximación y los obtenidos con la ecuación 4.20	175
FIGURA 4.45: Módulos de rigidez al cortante obtenidos experimentalmente y calculados	177
FIGURA 4.46: Comparación modelo Mann-Müller con datos experimentales	180
FIGURA 4.47: superficie de falla de mampostería	183
FIGURA 4.48: Cortes en superficie de falla de mampostería.....	183
FIGURA 5.1: Configuración típica para ensayos de cargas cíclicas en los pórticos	187
FIGURA 5.2: Esquema de armado de los pórticos A y B.....	188
FIGURA 5.3: Esquema de armado pórtico C	190
FIGURA 5.4: Curvas esfuerzo vs deformación unitaria cilindros de hormigón a los 28 días.....	192
FIGURA 5.5: Ubicación de ensayos esclerométricos.....	194
FIGURA 5.6: Curvas esfuerzo vs deformación unitaria Varillas de 10mm y 12mm	195
FIGURA 5.7: Registros de aceleración (N, E, Z) y sus espectros de Fourier	199
FIGURA 5.8: Variación del periodo fundamental en ambos sentidos (X y Y)	201
FIGURA 5.9: Espectros de Fourier pórticos A y B.....	203

FIGURA 5.10: Formulación de la vibración libre amortiguada.....	205
FIGURA 5.11: Resultados de ensayos de vibración libre amortiguada (<i>Snap Back</i>) en pórticos A y B.....	207
FIGURA 5.12: Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico relleno con mampostería (C_B): Ensayo 13 Sentido X (NS - Longitudinal) ..	209
FIGURA 5.13: Variación del amortiguamiento en los ensayos de vibración libre amortiguada del pórtico C	210
FIGURA 5.14: Variación del periodo de vibración natural en los ensayos de vibración libre amortiguada del pórtico C	209
FIGURA 5.15: Protocolos de carga de los ensayos histeréticos	214
FIGURA 5.16: Protocolos de carga de los ensayos elásticos de calibración del pórtico vacío	215
FIGURA 5.17: Ensayos elásticos de carga lateral Pórtico C.....	215
FIGURA 5.18: Pruebas de calibración elástica del pórtico C relleno con mampostería	216
FIGURA 5.19: Resultados ensayo histerético pórtico A.....	218
FIGURA 5.20: Pórtico A al final del ensayo.....	219
FIGURA 5.21: Resultados ensayo histerético pórtico B.....	220
FIGURA 5.22: Pórtico B al final del ensayo.....	221
FIGURA 5.23: Resultados ensayo histerético pórtico C.....	222
FIGURA 5.24: Pórtico C al final del ensayo	223
FIGURA 5.25: Curvas de energía equivalente elástica-plástica (EEEP) de cada uno de los pórticos	224
FIGURA 5.26: Variación del amortiguamiento en cada uno de los ciclos reversibles de carga del pórtico C.....	227
FIGURA 5.27: Variación del amortiguamiento en función de la deriva máxima del ciclo.....	228
FIGURA 5.28: Variación del amortiguamiento en función de la deriva máxima del ciclo.....	229
FIGURA 5.29: Modelos calibrados elásticamente	232
FIGURA 5.30: Comparación espectros de Fourier del pórtico vacío y las frecuencias modales en SAP2000 y SeismoStruct	233

FIGURA 5.31: Modelo SAP2000 del pórtico C relleno con mampostería tipo <i>shell</i>	235
FIGURA 5.32: Modelo SeismoStruct del pórtico C relleno con mampostería tipo macroelemento panel.....	236
FIGURA 5.33: Comparación espectros de Fourier del pórtico relleno y las frecuencias modales en SAP2000 y SeismoStruct	237
FIGURA 5.34: Comparación relaciones w/dm según varias ecuaciones	239
FIGURA 5.35: Variación del ancho del puntal diagonal equivalente a lo largo del ensayo histerético del pórtico C	239
FIGURA 5.36: Curvas de capacidad pushover para 1, 2 y 3 puntales en SAP2000	241
FIGURA 5.37: Discretización típica de una sección de fibras en elementos de hormigón armado	242
FIGURA 5.38: Modelos Constitutivos de los materiales.....	245
FIGURA 5.39: Secciones empleadas: a) Columnas; b) Vigas; c) Puntal equivalente.....	248
FIGURA 5.40: Curvas de capacidad pushover para 1, 2, 3 puntales y el modelo de Crisafulli.....	249
FIGURA 5.41: Puntos de desempeño en modelaciones con 1, 2, 3 puntales y con el modelo de Crisafulli	251
FIGURA 5.42: Comparación entre el modelo de Crisafulli Calibrado y No Calibrado.....	252
FIGURA 5.43: Resultados de las corridas Tiempo Historia.....	253
FIGURA 5.44: Diagrama de flujo de ensayos y parámetros.....	255

LISTA DE TABLAS

TABLA 2.1: Dosificaciones de mortero según NEC-SE-MP	28
TABLA 2.2: Parámetros mecánicos 3 tipos de mamposterías	36
TABLA 4.1: Resultados de ensayos de caracterización de las piezas de mampuesto	98
TABLA 4.2: Resultados de ensayos de compresión de las piezas estándar completas.....	99
TABLA 4.3: Resultados de ensayos de compresión de medias piezas de mampuesto	100
TABLA 4.4: Promedio de resultados de ensayos de compresión y caracterización	100
TABLA 4.5: Resultados de ensayos de compresión de piezas estándar de mampuesto en forma vertical y horizontalmente.....	103
TABLA 4.6: Promedio de resultados de ensayos de compresión de piezas estándar de mampuesto probetas en forma horizontal y vertical	103
TABLA 4.7: Promedio de Módulos de Poisson para las piezas ensayadas de forma vertical y horizontal	107
TABLA 4.8: Resultados de los ensayos de tensión por hendidura.....	109
TABLA 4.9: Promedio de Resistencia a Tensión bruta de la Piezas	110
TABLA 4.10: Resistencias a compresión del ensayo de cubos de 50mm de lado y cilindros de 70mm de diámetro.....	115
TABLA 4.11: Promedio de Resistencia a compresión de mortero en cubos de 50mm de lado y cilindros de 70mm de diámetro.....	115
TABLA 4.12: Resistencias a compresión del ensayo de cilindros de 100mm de diámetro y prismas de base cuadrada de 90mm de lado.....	116
TABLA 4.13: Promedio de Resistencia a compresión de mortero en cilindros de 100mm de diámetro y prismas de base cuadrada de 90mm de lado	117
TABLA 4.14: Promedio de Módulos de Poisson de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro	119

TABLA 4.15: Resumen de propiedades, resistencias y curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de todos los prismas	123
TABLA 4.16: Resistencia promedio de los prismas y sus módulos de elasticidad	125
TABLA 4.17: Resistencia promedio de los muretes	136
TABLA 4.18: Resumen de módulos de elasticidad inicial y al 45% de f'_m	141
TABLA 4.19: Amortiguamientos promedio	145
TABLA 4.20: Módulos de Poisson promedio	151
TABLA 4.21: Resistencia y módulo de rigidez al corte de los muretes	154
TABLA 4.22: Resultados de ensayos de corte directo en tripletes: Resistencia a corte de las juntas de mortero para varios niveles de carga de compresión.....	157
TABLA 4.23 Adhesión y coeficiente de fricción obtenidas de los tripletes	158
TABLA 4.24: Resultados de ensayos de adhesión Etapa	162
TABLA 4.25: Resultados de ensayos de adhesión Etapa II- ensayo modificado.....	163
TABLA 4.26: Módulos de Elasticidad Secante y Tangente de las mamposterías a 0° y 90°	167
TABLA 4.27: Aproximación del Módulo de Poisson de la Mampostería.....	172
TABLA 4.28: Estimación del módulo de Poisson de la mampostería con las ecuaciones 4.13 a 4.20	174
TABLA 4.29: Verificación de la ortogonalidad de los módulos de Poisson y de elasticidad de la mampostería.....	176
TABLA 4.30: Estimación del módulo de rigidez al cortante de la mampostería	177
TABLA 4.31: Estimación de la resistencia a la compresión de la mampostería	178
TABLA 4.32: Parámetros modelo de Mann-Müller	179
TABLA 4.33: Transformación de esfuerzos principales en los muretes	182
TABLA 4.34: Malla de esfuerzos cortantes	182
TABLA 5.1: Resumen de resultados de caracterización de los materiales de los Pórticos A y B	191

TABLA 5.2: Resultados de ensayos de compresión en cilindros de hormigón a los 28 días s	192
TABLA 5.3: Resultados de ensayos de compresión en núcleos de hormigón extraídos de la losa del pórtico C	193
TABLA 5.4: Resultados de ensayos esclerométricos	193
TABLA 5.5: Resistencias del hormigón corregidas	195
TABLA 5.6: Periodos de vibración de los pórticos A, B y C	204
TABLA 5.7: Resumen de resultados de ensayos de vibración libre en sentido X	212
TABLA 5.8: Resumen de resultados de ensayos de vibración libre en sentido Y	212
TABLA 5.7: Resumen de resultados de ensayos histeréticos	225
TABLA 5.8: Resumen de parámetros en los modelos en SAP	235
TABLA 5.9: Cálculo del ancho del puntal equivalente	238

SIMBOLOGÍA Y SIGLAS

Ac, Ab	Área de columnas y vigas
b	Altura de la pieza de mampuesto
Cdb	Factor de uniformidad de esfuerzos del mampuesto
Cdj	Factor de uniformidad de esfuerzos del mortero
d	Largo de la pieza de mampuesto
Dd	Rigidez del sistema axial arriostrado
Df	Rigidez del sistema a flexión no arriostrado
df	Punto de aparición de la primera fisura en el marco
dg	Punto de aparición de la primera grieta en el panel
di	Rigidez del sistema equivalente arriostrado
dm	Longitud de la diagonal del panel
Dm	Punto de desprendimiento del panel del marco
dmax	Deformación en la carga máxima aplicada
dt, da	Deformación transversal y axial
dult	Deformación en la carga última aplicada
dyield	Deformación de fluencia
ε	Deformación unitaria
Eb	Módulo de elasticidad de la pieza de mampuesto
ec	Deformación unitaria en la carga máxima del hormigón
e'c	Deformación unitaria en la carga máxima del hormigón
ecu	Deformación unitaria en la carga última del hormigón
ED	Energía disipada por amortiguamiento
Ef	Módulo de elasticidad del marco estructural
Ej	Módulo de elasticidad del mortero
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería
e'm	Deformación unitaria en la carga máxima de mampostería
Em ₄₅	Módulo de elasticidad al 45% de la resistencia f'm

ϵ_{mu}	Deformación unitaria en la carga última de la mampostería
E_{so}	Energía de deformación introducida en el sistema
ϵ_v, ϵ_h	Deformación unitaria vertical y horizontal
ϵ_y	Deformación unitaria en la fluencia del acero
f_1, f_2	Esfuerzos principales en las direcciones 1 y 2
f_b	Esfuerzos en la pieza de mampuesto
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón
f'_{cb}, f'_b	Resistencia a compresión de la pieza de mampuesto
f'_{cj}, f'_j	Resistencia a compresión del mortero
f'_{cm}, f'_m	Resistencia a compresión de la mampostería
f_j	Esfuerzos en el mortero
f_n	Esfuerzo normal
f_p	Esfuerzo paralelo
f_{tb}	Resistencia a la tracción de la pieza de mampuesto
f'_{tm}	Resistencia a la tracción de la mampostería
f_v	Esfuerzo vertical
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
G_m	Módulo de rigidez al cortante
h	Altura del pórtico
h_m	Altura del panel
I_c, I_b	Inercia de columnas y vigas
j	Espesor de las juntas de mortero
j_h, j_v	Espesor de las juntas horizontales y verticales de mortero
k_b	Rigidez axial de las vigas
k_c	Rigidez axial de las columnas
k_d	Rigidez axial del puntal equivalente
L	Largo del pórtico
L_m	Largo del panel
μ	Factor de fricción
μ^*	Factor de fricción efectiva

ν	Módulo de Poisson
ν_m	Módulo de Poisson de la mampostería
ν_v, ν_h	Módulo de Poisson vertical y horizontal
P	Carga aplicada
P_{max}	Carga máxima aplicada
P_n	Carga normal
P_{ult}	Carga última aplicada
P_{yield}	Carga de fluencia
θ	Angulo de inclinación de la diagonal
t	Ancho del panel / pieza de mampuesto
τ	Esfuerzo de corte
τ_m	Esfuerzo de corte en la mampostería
τ_0	Esfuerzo de adhesión en la mampostería
τ_0^*	Esfuerzo de adhesión efectiva en la mampostería
U_u	Factor de homogeneización de esfuerzos
w	Ancho del puntal equivalente
z	Longitud de contacto entre panel y marco
ζ	Amortiguamiento viscoso equivalente
α	Factor de confinamiento del mortero

RESUMEN

El presente trabajo de investigación busca determinar una metodología para la determinación de parámetros mecánicos para la modelación de rellenos de mampostería en pórticos de hormigón armado mediante puntales equivalentes ya sea mediante ensayos de materiales experimentalmente en laboratorio o de forma sintética mediante modelos de predicción.

Para este caso de estudio, se determinó una configuración estructural y de materiales que represente una típica construcción de la sierra ecuatoriana. Se seleccionaron materiales y geometrías comúnmente empleadas en la construcción informal que además representa la gran mayoría de las construcciones.

Con esto en mente, se realizaron múltiples ensayos de caracterización de los materiales seleccionados que componen la mampostería de este estudio. Se han empleado diferentes metodologías de ensayo tratando de determinar factores que afecten los resultados. Se han realizado también múltiples ensayos en porciones de mamposterías construidas en laboratorio, a fin de caracterizar el comportamiento mecánico del material compuesto.

Se determinaron las resistencias a compresión y tensión, y los módulos de elasticidad, y de Poisson de piezas de mampuesto, del mortero de unión en las juntas, y de las mamposterías.

Se ha ensayado un pórtico de hormigón armado relleno con mampostería a cargas cíclicas laterales y se han tomado los resultados de otros dos ensayos como comparación. Con los resultados de los ensayos de caracterización de los materiales se ha calibrado modelos de puntales para representar el comportamiento histerético del panel de relleno obtenido de los ensayos histeréticos.

Palabras Claves: bloque, mortero, mampostería, panel de relleno, pórtico de hormigón armado, puntal equivalente, análisis no-lineal.

ABSTRACT

The present research work seeks to establish a methodology for the determination of mechanical parameters for the modeling of masonry infills in reinforced concrete frames. This study uses equivalent struts determined either experimentally by testing materials in the laboratory or synthetically by using prediction models.

For this case study, a structural and material configuration was determined that represents a typical construction of the Ecuadorian Sierra Region. Materials and geometries commonly used in informal construction were selected, which also represents most of constructions.

Bearing this in mind, multiple characterization tests were carried out on the selected materials that constitute the masonry of this study. Different test methodologies have been used to determine factors that affect the results. Multiple tests have also been carried out on portions of masonry built in the laboratory. All of these in order to characterize the mechanical behavior of the composite material.

Compression and tension strength, and elasticity and Poisson modules of masonry pieces, joint mortar in joints, and masonry were determined.

A reinforced concrete frame infilled with masonry has been tested to lateral cyclic loads and the results of two other tests have been taken as a comparison. With the results of the characterization tests of the materials, struts models have been calibrated to represent the hysteretic behavior of the infill panel obtained from the hysteretic tests.

Key words: block, mortar, masonry, infill panel, reinforced concrete frame, equivalent strut, non-linear analysis.

PRESENTACIÓN

El presente trabajo de investigación se encuentra estructurado en seis capítulos conformados de la siguiente manera:

Capítulo 1: Introducción. Se hace una descripción de los antecedentes, el uso histórico de la mampostería, los efectos que esta tiene en sistemas aporticados, el comportamiento histerético del conjunto, la interacción entre el panel y el pórtico, y los factores que afectan esta interacción.

Capítulo 2: Caracterización y propiedades de los materiales constitutivos de la mampostería. Se hace un análisis de las propiedades mecánicas de las piezas de mampuesto, el mortero, y de la mampostería. Se presentan algunas teorías de falla del material y modelos constitutivos de la mampostería.

Capítulo 3: Métodos de análisis de pórticos con mamposterías de relleno. Se presenta la clasificación de los mecanismos de falla que se pueden dar los pórticos rellenos de mampostería, los métodos de modelación que incluyen micromodelos, mesomodelos, y macromodelos.

Capítulo 4: Programa de ensayos de materiales. Se hace una descripción de los ensayos realizados sobre los bloques, el mortero, y la mampostería, y se presentan los resultados obtenidos con una breve discusión sobre los mismos. Se hace un análisis en base a modelos predictivos para determinar propiedades de la mampostería en base a los resultados de los ensayos del bloque y el mortero.

Capítulo 5: Programa de ensayos de pórticos. Se hace una introducción sobre los métodos de ensayo, y se describen los equipos y laboratorios. Se hace una descripción de los pórticos ensayados y los materiales con que fueron construidos. Se describen los ensayos realizados sobre los pórticos y se presentan los resultados. Finalmente se calibran modelos de puntales y se plantea una metodología para determinación de parámetros para alimentar los modelos.

Capítulo 6: Conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES:

Tradicionalmente en los países de América Latina, el sur de Europa y el Mediterráneo, Oriente Medio y en algunas partes de Norte América se utiliza en gran medida muros de mampostería como particiones para separar arquitectónicamente ambientes dentro de una edificación, debido a su bajo costo y la fácil disponibilidad de materiales constitutivos (Crisafulli, 1997; Al-Chaar y Mehrabi, 2008; Smyrou, 2011; Moretti, 2015; Pantò, Caliò y Lourenço, 2017).

Las características de las unidades que componen la mampostería, sean estos ladrillos sólidos o bloques alivianados, varían de forma abrumadora dependiendo del tipo de materiales pétreos disponibles en cada una de estas zonas del planeta, y de la modulación elegida por el fabricante. Por lo tanto, podemos decir que existen tantos tipos de mamposterías como fabricantes y variación en sus catálogos de productos.

En principio, estas particiones se las ha considerado únicamente como peso que el sistema estructural debe soportar. Sin embargo, desde los años sesenta, con el desarrollo de la ingeniería sísmica y con esto las técnicas de evaluación del desempeño de las edificaciones después de la ocurrencia de eventos sísmicos, se ha visto que estos elementos en principio considerados como no estructurales, en realidad tienen una gran influencia en el comportamiento del sistema resistente lateral y pueden llegar a ser decisivos entre sobrellevar un sismo o llegar tempranamente al colapso.

Si bien el comportamiento y la interacción de la mampostería de relleno con sistemas estructurales de pórticos es un tema que se ha venido estudiando desde hace más de 60 años, todavía no existe un consenso en cuanto al correcto tratamiento que se le debe dar.

La mampostería como tal es un material compuesto, en el cual se puede diferenciar a simple vista las unidades de mampostería ya sean ladrillos o bloques, del mortero que las mantiene juntas. Así mismo, se puede verificar que la forma en que se colocan las unidades formará planos inherentes de falla y/o concentraciones de esfuerzos. En fin, estos dos materiales por las características físico-mecánicas de cada uno pueden darnos una infinidad de combinaciones para cuyo comportamiento no existe una teoría definitiva.

Por otro lado, las mamposterías de relleno exhiben un comportamiento en el rango inelástico altamente no lineal, al punto que no aceptan ser modelados bajo simplificaciones elasto-plásticas debido a que existe una degradación tanto de la rigidez como de la resistencia que ocurren bajo cargas cíclicas reversibles (Crisafulli, Carr y Park, 2000, p. 31).

De manera general, en todos los estudios revisados, se confirma que los rellenos de mampostería estructural tienen una gran influencia en el desempeño sismorresistente del sistema y que estos rellenos deben ser incluidos en el proceso de análisis y diseño, por lo que es de vital importancia el desarrollo de modelos analíticos que permitan llegar a resultados confiables.

1.2. DESARROLLO DE LA MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL CONSTRUCTIVO:

Durante cientos de años el principal método constructivo fue la mampostería portante. Desde las pirámides de Egipto, pasando por las obras de ingeniería romanas y los castillos medievales, hasta edificaciones de 16 pisos de altura desarrolladas en Chicago, se ha usado la mampostería por su fácil disponibilidad y acabado estético.

A partir de finales del siglo XIX donde se tiene un desarrollo acelerado de los sistemas aporricados, principalmente por su versatilidad para la construcción en

altura, es donde vemos que las mamposterías quedan de lado y pasan a usarse como particiones internas o en fachadas por su valor estético (Sinha, 2002).

En los últimos 60 años, se ha visto un resurgimiento de la mampostería como material constructivo, aunque difícilmente se la encuentra como material estructural en los programas de arquitectura o ingeniería como se los tiene al hormigón o al acero (Hendry, Sinha y Davies, 2003, p.10)

La disponibilidad natural de piedra a nivel global hace que la mampostería sea uno de los materiales de construcción más usados en todo el mundo. La materia prima más comúnmente empleada para su elaboración son arcilla para ladrillos y hormigón para bloques.

Los primeros ladrillos, hace 6000 años, se los cocinaba al sol y se incluía paja en la mezcla para evitar agrietamiento de la pieza. Hace 4000 años ya se los comenzó a cocinar a fuego con lo que las partículas arcillosas forman enlaces químicos que resultan en alta resistencia y durabilidad (MCAA, 2018).

Actualmente, en los países de América Latina, el Mediterráneo, y Oriente Medio está generalizada la construcción de estructuras de pórticos, pero se ha mantenido ya sea por tradición o por idiosincrasia el empleo de mamposterías para rellenar las fachadas y proveer de particiones internas en las edificaciones. Si bien estas particiones se las construye típicamente con bloques o ladrillos huecos, bajo la concepción de que no son estructurales, se ha visto que su aporte al desempeño sísmico de las edificaciones puede llevar ya sea a un colapso temprano o a sobrellevar sismos para los que el sistema no fue concebido. Un claro ejemplo de esto, fueron las experiencias registradas durante el sismo de México, 1985 según Zarnic y Tomazevic (1988).

Todavía existe mucho debate en el tratamiento que se les debe dar a las mamposterías de relleno en el proceso de diseño de sistemas estructurales aporticados. Por un lado, hay quienes piensan que estos deben ser aislados del sistema permitiéndoles que se deforme libremente. Por otro lado, hay quienes argumentan que estos rellenos deben estar unidos de la mejor forma al pórtico para

aportarle una resistencia y rigidez extra. En apoyo a este segundo lineamiento, Bertero, y Brokken (1983) estipulan que el principio fundamental del diseño sismorresistente es “evitar masas innecesarias” y que “si una masa es necesaria, se la debe usar estructuralmente para resistir efectos sísmicos”.

Esta segunda línea de pensamiento, aunque se crea que se enmarca en un tratamiento conservador del problema, puede llevar a la generación de vulnerabilidades del sistema estructural por patologías escondidas en los detalles arquitectónicos si se la aplica indiscriminadamente. Es por esto, que el tratamiento del problema se lo debe realizar con mucho criterio, usando las mamposterías únicamente donde tengan un aporte beneficioso y aislando donde generen patologías

1.3. EFECTOS EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL:

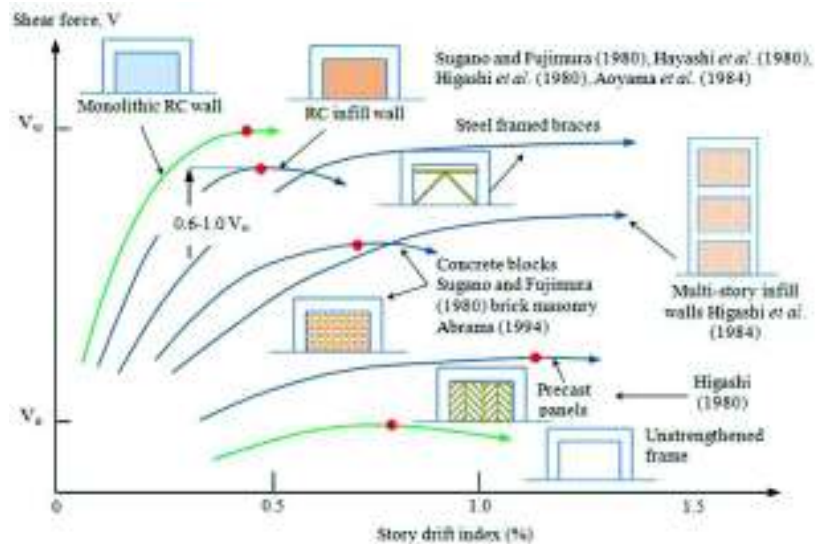
El efecto inmediato que la construcción de un relleno de mampostería tiene en un pórtico de hormigón armado es la rigidización tanto lateral como vertical de este. Es claro que un relleno, aún hecho de mala calidad, evitará que la estructura se pueda deformar libremente.

Murty y Jain (2000) en un estudio experimental en pórticos a escala reducida encuentran un aumento en la rigidez inicial del orden de 4 veces la rigidez del pórtico solo y un aumento en promedio de la ductilidad de 5 y 6.1 veces para mamposterías simples y reforzadas respectivamente. Así mismo, Bertero y Brokken (1983) como metodología de reforzamiento de pórticos de hormigón, usando enchapes de mortero con malla electrosoldada reportan aumentos en la rigidez entre 4.66 y 10.94 veces la del pórtico solo (ver figura 1.1).

En este sentido, Pujol et al (2008) como metodología de reforzamiento, en ensayos a escala real de pórticos planos de tres pisos sin rellenos y en una segunda etapa reforzados con rellenos de mampostería de ladrillo sólido, encuentran que la

resistencia y rigidez finales del sistema aumentaron en 2 y 6 veces respectivamente.

FIGURA 1.31: Diagramas de cortante basal vs deriva de piso para diferentes técnicas de rehabilitación y sistemas constructivos según Sugano (1996)



FUENTE: Moretti (2015).

Ahora bien, si estamos hablando de un sistema estructural de mayor rigidez lateral, tendremos una reducción del período de vibración fundamental del mismo, y por tanto un aumento en las solicitaciones. Así mismo, dependiendo de la configuración de paneles de relleno en la planta y elevación del sistema estructural tendremos afectaciones importantes en su comportamiento dinámico.

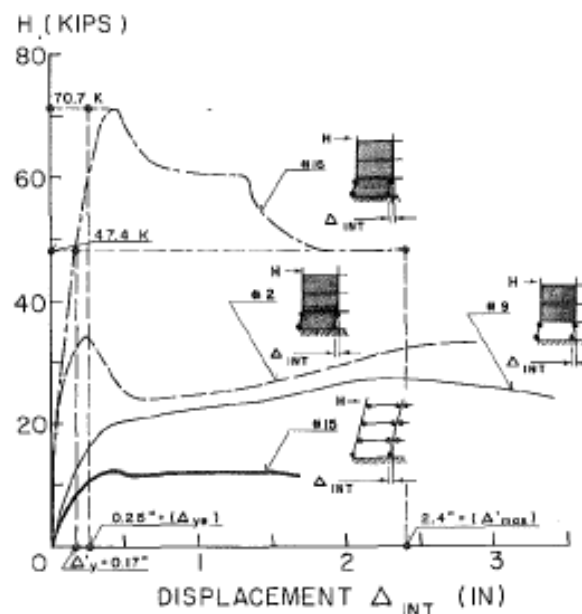
El consenso general en la literatura es que los efectos principales que surgen de no considerar los rellenos de mampostería en el proceso de análisis y diseño estructural son:

- Generación de patologías estructurales como pisos blandos o columnas cortas para rellenos parciales.
- Subestimación de la demanda sísmica por el empleo de periodos de vibración fundamental del sistema mayores a los reales.
- Exclusión de los efectos torsionales importantes en distribuciones de rigidez heterogéneas en las plantas estructurales.

Tal vez la aparición de patologías es el efecto más estudiado, y muchos autores comparten una preocupación general en cuanto a la factibilidad de la formación de pisos blandos en las primeras plantas (Negro y Verzeletti, 1996; Fardis 2000; Magenes y Pampanin, 2004; Fiorato, Sozen, Gamble, 1970). Los estudios más relevantes indican:

- Dolsek y Fajfar (2000), evaluando los resultados de ensayos pseudo-dinámicos a escala real de dos edificios de tres y cuatro pisos realizados en el Laboratorio Europeo de Evaluación Estructural (ELSA), determinan que edificaciones con rellenos de mampostería distribuidos irregularmente, típicamente con su primera planta libre, resultan en concentraciones de daño en este nivel formando pisos blandos (ver figura 1.2); y aun cuando las distribuciones sean regulares, en sismos de larga duración, la tendencia es que se concentre el daño en estos niveles.

FIGURA 1.2: Diagramas de cortante basal vs deriva de piso con pisos blandos



FUENTE: Bertero y Brokken (1983).

- Danesh y Behrang (2004) de análisis tiempo - historia realizados en modelos de edificios de varios pisos, encuentran que además de los efectos antes mencionados, se produce una redistribución de las rótulas plásticas y de las

contribuciones de daño entre pisos. Estas redistribuciones ocasionan usualmente concentraciones de demanda y daño en las primeras plantas.

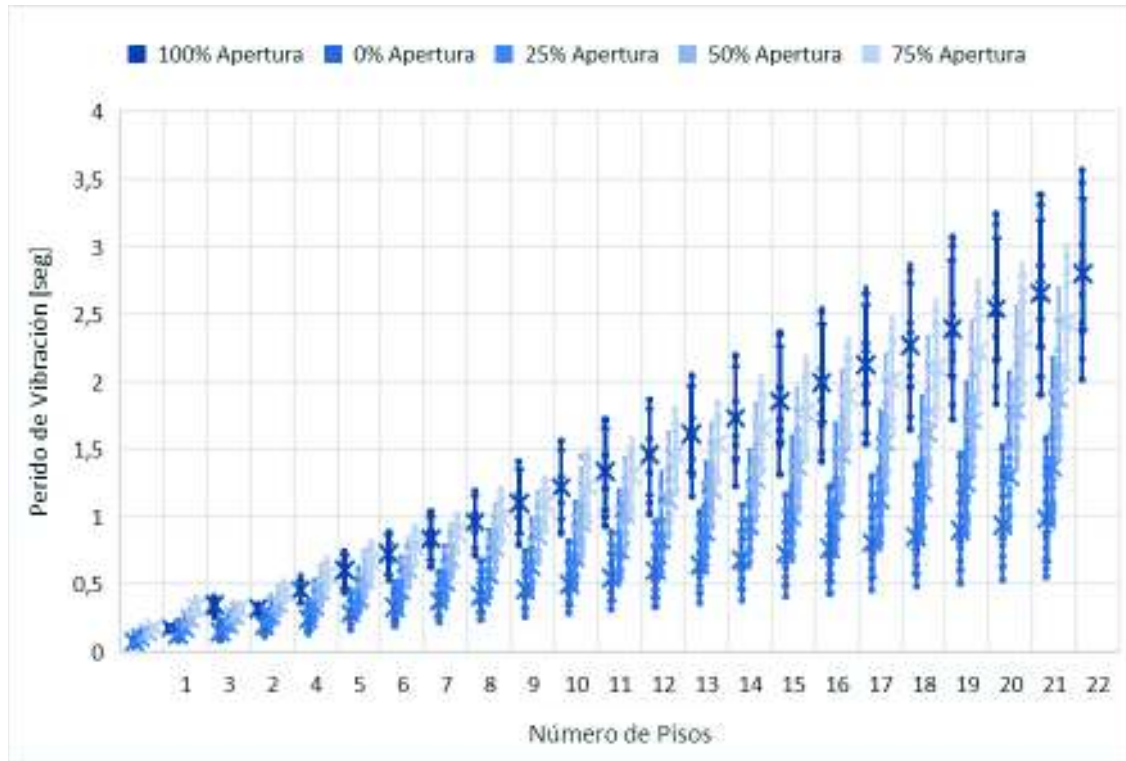
- Decanini Liberatore, y Mollaioli (2004) en esta misma línea de investigación, determinan que la demanda de ductilidad tiende a concentrarse en las primeras plantas, y advierten que incluso para valores bajos de demanda, el comportamiento inelástico gobernante del sistema hará que las deformaciones se concentren en pocos niveles de la estructura formado pisos blandos usualmente a nivel del suelo.
- Medina (2016), hace un estudio de vulnerabilidad investigando las patologías asociadas con la interacción del pórtico con los paneles de relleno de mamposterías concluyendo que de manera general estas son nocivas para la estructura.

Aunque los cambios en las frecuencias de vibración fundamentales de la estructura no se consideran como un factor importante (Fardis, 2000), el no tener en cuenta este cambio en el comportamiento dinámico conlleva a evaluar la estructura para sollicitaciones inferiores a las reales. Bertero y Brokken (1983), reportan reducciones del 70% en el período que resultan en un aumento del 41% en la demanda.

Asteris (2016), presenta una base de datos de los períodos fundamentales (Figura 1.3) obtenidos de modelos computacionales de estructuras aporricadas de hormigón armado con diferentes porcentajes de aperturas en la mampostería en los cuales se encuentra claramente que, en promedio, el período se reduce más o menos a la mitad para las estructuras de pórticos con rellenos.

Como ejemplo, para una estructura sin rellenos (100% Apertura) de 22 pisos, el periodo fundamental encontrado en promedio es de 2.8s, mientras que para una estructura con pórticos completamente rellenos (0% Apertura) el periodo se encuentra en promedio en 1.00s; Para los casos de 25%, 50% y 75 % de aperturas los promedios de periodos fundamentales se encuentran en 1.4s, 1.8s y 2.4s respectivamente.

FIGURA 1.3: Períodos de vibración fundamental en función del número de pisos y del porcentaje de aperturas.



FUENTE: Asteris (2016).

ELABORACIÓN: Fabián Pachano

En un estudio realizado sobre una edificación real, Paredes (2015) encuentra la variación del período fundamental de la estructura a lo largo del proceso constructivo. Además, encuentra que el período resultante final es 2.4 veces menor que el obtenido en una modelación del sistema estructural sin mamposterías.

Distribuciones regulares de rellenos de mampostería reducen la demanda de ductilidad y deformación en el resto de la estructura (Dolsek y Fajfar, 2000, p.1632). Se da un aumento de las sollicitaciones por carga lateral, pero también hay una reducción de la demanda de fuerzas de corte en las columnas. El cortante basal pasa a tener un mayor valor, pero se distribuye en mayores secciones. En una planta arquitectónica las paredes pueden ocupar entre el 5 y 15% de área total. Es por esto que, Magenes y Pampanin (2004) describen el aporte de los paneles de relleno como un “efecto protector” al sistema resistente lateral.

De manera general tenemos que, dependiendo de la distribución y calidad de los rellenos de mampostería, se puede mejorar o agravar el desempeño del sistema resistente tanto lateral como vertical. Algunos estudios importantes al respecto concluyen:

- Dolsek y Fajfar (2000) indican que, en edificaciones con mamposterías de relleno, una distribución irregular de estos paneles tanto en planta como elevación puede modificar el comportamiento dinámico del sistema de ser netamente traslacional a ser predominantemente torsional.
- Decanini et al (2002) mediante análisis dinámicos no lineales en modelos computacionales determinan que, si las mamposterías de relleno se encuentran en todos los pisos, estas contribuyen en gran medida al mecanismo de disipación de energía del sistema, y reducen la demanda en las columnas y vigas. Este criterio también lo comparten Negro y Verzeletti (1996) en la evaluación de ensayos pseudo-dinámicos a escala real de un edificio de 4 pisos con y sin rellenos de mampostería.
- Fardis (2000) opina que el mayor efecto con el que contribuyen los rellenos se da en el aumento de la resistencia y la capacidad de disipación de energía, y que aunque la tendencia general es que se produzca un piso blando en las primeras plantas, las deformaciones en estos pisos pueden ser mucho menores a las requeridas para que se dé este mecanismo.
- Según Asteris (2003, p.1078) la presencia de mamposterías de relleno usualmente reduce las fuerzas de corte en las columnas, aunque para el caso de pisos blandos estas fuerzas son considerablemente superiores que si se analizase el pórtico vacío.

1.4. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE PÓRTICOS CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO BAJO CARGAS SÍSMICAS:

La filosofía de diseño sismorresistente está fundamentada en la capacidad de las estructuras de disipar energía a través de deformaciones plásticas de los elementos

estructurales sin comprometer la estabilidad vertical del sistema. Estas deformaciones de manera cíclica y en el rango plástico de los materiales son lo que se conoce como el comportamiento histerético o la histéresis del sistema.

En el análisis dinámico de estructuras, este comportamiento se ve reflejado como un amortiguamiento, el cual, a pesar de tener un origen histerético, se lo expresa como amortiguamiento viscoso equivalente por simplicidad. Este tipo de amortiguamiento se lo puede obtener del análisis de los lazos de histéresis relacionando la energía de deformación introducida en el sistema a través del sismo, con la energía disipada internamente por deformaciones plásticas de los materiales, fricción interna, corrimientos, agrietamientos, etc. (Chopra, 2012, p.103).

Se sabe que estructuras con lazos de histéresis amplios y consistentes en repeticiones cíclicas de carga disipan mucha más energía que sistemas con lazos estrechos. Esta estrechez que se presenta en los lazos es causada por la degradación de la rigidez y la resistencia del sistema.

Los lazos de histéresis formados por sistemas de pórticos de hormigón rellenos de mampostería bajo cargas laterales reversibles exhiben un severo estrechamiento (pinching) en la zona central. Esto es, según describe el ATC-40 (p.8-16) son “lazos de histéresis imperfectos, de área reducida o estrechada” característico de sistemas estructurales frágiles que no cumplen con requerimientos de detallamiento de los códigos.

Según el ATC-40 (p.9-46) para muros de esbeltez baja con su comportamiento controlado por corte y fricción producida por el corrimiento entre superficies agrietadas, como es el caso de las mamposterías de relleno, es de esperar un severo estrechamiento de los lazos de histéresis acompañado de una degradación de la rigidez y resistencia del sistema estructural.

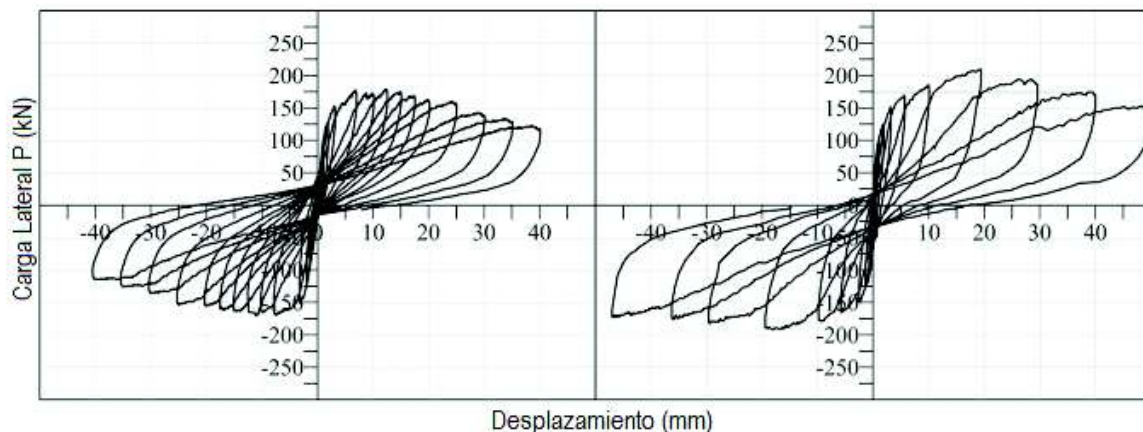
Dado que usualmente la mampostería de relleno se construye en una etapa posterior a la fundición de los elementos de hormigón armado, hay una predisposición para un desacople entre los dos elementos, cuyo grado depende

estrechamente del sistema constructivo y del nivel de experticia de la mano de obra empleada. Y aun cuando en la construcción se tenga mucho cuidado en estas uniones, bajo solicitaciones de deriva relativamente bajas, el panel de mampostería tiende a desprenderse del marco estructural. Este desacople entre los dos elementos hace que la rigidez inicial del sistema se vea degradada de manera rápida.

Adicionalmente, como un resultado de este desacople y del agrietamiento del panel, bajo repetición de ciclos a una misma solicitación de deformación, la resistencia se ve reducida entre ciclos subsecuentes.

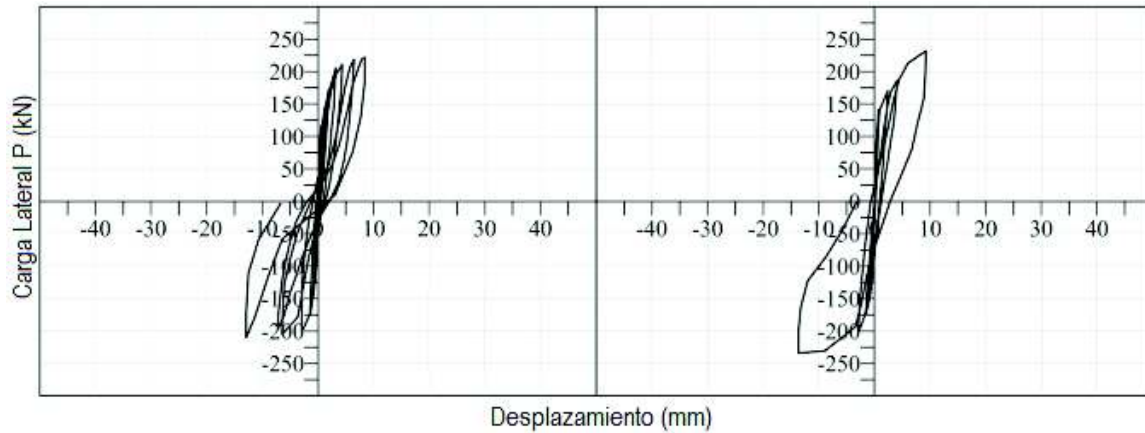
Como se puede ver en las figuras 1.4 y 1.5, en el rango plástico de la deformación del sistema, la resistencia cae rápidamente hasta estabilizarse en una curva bastante dúctil en forma de “cola”. Esta cola de la envolvente del diagrama de carga-deformación corresponde a las deformaciones plásticas del marco estructural. Por esta razón, como advierten Kappos y Ellul (2000), se debe tener a estos rellenos como “una primera línea de defensa” puesto que una vez que se agota la resistencia del panel, el sistema depende enteramente de la capacidad del pórtico. Galli (2006, p.171) señala que, si bien los rellenos contribuyen a la resistencia máxima del sistema, en el rango post-elástico estos ya no tienen influencia.

FIGURA 1.4: Diagrama Carga-Deformación pórtico relleno con mampostería no confinada:



FUENTE: Modificado de Cavaleri y Di Trapani (2014).

FIGURA 1.5: Diagrama Carga-Deformación pórtico relleno con mampostería confinada:



FUENTE: Modificado de Cavaleri y Di Trapani (2014).

Murty y Jain (2000) en 12 ensayos a escala reducida encuentran que para ciclos de igual demanda de desplazamiento, la rigidez decae en promedio un 22% entre el primer y el segundo ciclo y un 6% adicional para el siguiente ciclo, mientras que la resistencia decae 20% y 8% respectivamente.

1.5. INTERACCIÓN PÓRTICO - MAMPOSTERÍA DE RELLENO:

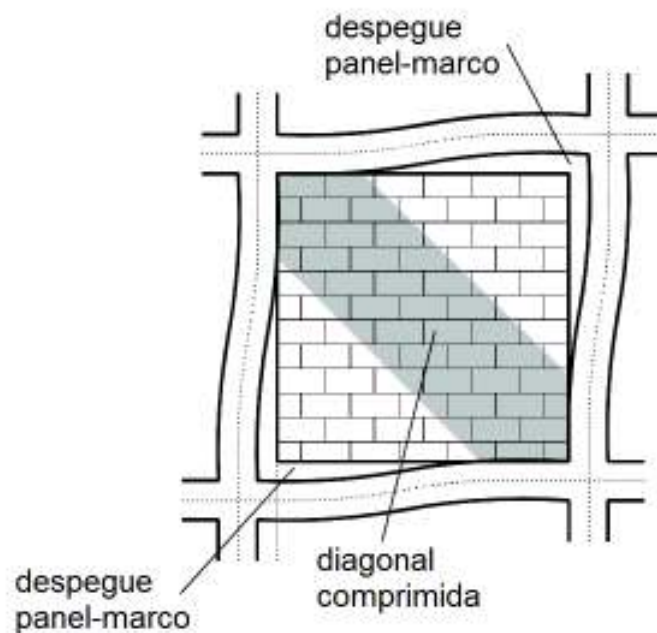
Las paredes de mampostería sin ningún tipo de refuerzo (URM por sus siglas en inglés), tienen un comportamiento netamente frágil, pero al momento que se las combina con un pórtico de hormigón o acero, adquieren ductilidad.

Por un lado, tenemos a un panel cuya deformabilidad en el plano es casi nula, pero que, por sus dimensiones aporta mucha resistencia. Por otro lado, tenemos al pórtico que tal vez no tenga mucha resistencia pero que es mucho más deformable. De esta manera, tanto la rigidez como la resistencia global del conjunto se ven aumentadas. Según Bertero y Brokken (1983) este aumento en rigidez y resistencia se produce en mayor grado que la suma de la rigideces y resistencias del pórtico y la mampostería tomadas independientemente.

Baran y Sevil (1998) conducen un estudio experimental en pórticos rellenos mampostería de un vano, de uno y dos pisos. Ellos concluyen que se produce un aumento de 20 a 30 veces en la rigidez inicial y que el aumento de la resistencia está entre 15 y 60 veces en relación con el pórtico vacío. Esto se entiende claramente como que, si el conjunto resulta ser menos deformable, el sistema estructural tendrá un menor grado de daño.

La separación que se produce entre el panel de mampostería y el marco estructural hace que, bajo la acción de solicitaciones de deformación lateral el panel de mampostería actúe como un arriostramiento, formándose una diagonal a compresión de esquina a esquina del panel como se puede ver en la figura 1.6. Este efecto de arriostramiento producido por el panel hace que todo el sistema pase a trabajar como una cercha vertical en voladizo, resultando en tensiones para las vigas y la columna del costado donde viene la carga, y compresiones en la diagonal de la mampostería y la columna del costado de la dirección de la carga.

FIGURA 1.6: Esquema de deformación del pórtico y desprendimiento del panel bajo carga lateral:



FUENTE: Asteris et al (2011).

Según la calidad o el método constructivo, esta separación puede estar dada desde un principio, en cuyo caso el comportamiento histerético del sistema se verá afectado por un aplanamiento del diagrama esfuerzo-deformación. Por tanto, el sistema tendrá menor capacidad de disipación de energía. De esta manera, podemos darnos cuenta de que si se mejora la interacción entre los dos elementos (pórtico y panel) se mejora el desempeño global del sistema.

Un sistema constructivo y mano de obra que aseguren un buen contacto entre panel y pórtico asegura un adecuado desarrollo de mecanismos de fricción entre superficies y por tanto de disipación de energía, además de mejorar la rigidez inicial y la resistencia global del sistema. Se debe tener en cuenta que el mayor efecto negativo de estos sistemas bajo la acción de cargas reversibles cíclicas está en las degradaciones de la rigidez, de la capacidad de disipación de energía y de la resistencia para solicitaciones de desplazamiento reiteradas.

De esta manera, se entiende que si bien las propiedades de la mampostería de relleno se verán degradadas con repetidos eventos sísmicos, se puede asegurar un adecuado desempeño del sistema mediante el diseño y construcción del pórtico de manera apropiada.

1.6. FACTORES DE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO:

Como reportan varios estudios (Bertero y Brokken, 1983; Liauw y Kwan, 1985; Dawe y Seah; 1989; Chrysostomou, 1991; Decanini, Liberatore, y Mollaioli, 2002; Asteris, 2003; Cavaleri, Fosseti y Papia, 2004; Akhoundi, Lourenço y Vasconcelos, 2010; Wilding, Dolatshahi, y Beyer, 2017; Pantò, Calìo y Lourenço, 2017; Pasca, Liberatore, y Masiani, 2017), se puede ver que existen muchos factores que afectan el comportamiento que tendrá una mampostería de relleno. La causa de la gran mayoría de estos factores es la calidad de la mano de obra, el sistema constructivo empleado, y las patologías inherentes en el diseño arquitectónico.

Entre los factores más importantes tenemos:

1.6.1. PRESENCIA DE APERTURAS:

Es claro que la presencia de discontinuidades en la mampostería de relleno conllevará concentraciones de esfuerzos y por tanto a una reducción de la resistencia. Así mismo, al no disponer de la sección completa del panel de relleno, la rigidez también se verá reducida. En este sentido, múltiples investigadores han evaluado este efecto ya sea mediante ensayos en laboratorio o mediante modelaciones en elementos finitos. Entre los resultados más relevantes tenemos:

- Utku (1980) en modelos de elementos finitos determina que las mayores concentraciones de esfuerzos se dan cuando la apertura se encuentra en la diagonal de compresión.
- Syrmakezis y Asteris (2001) mediante elementos finitos determinan las redistribuciones de las zonas de contacto en la diagonal de compresión para diferentes tamaños y ubicaciones de aperturas.
- Dawe y Seah (1989) en ensayos a escala real de 28 pórticos de acero rellenos con mampostería verifican que la presencia de aperturas reduce la carga para la aparición de la primera grieta, mientras que la resistencia última no se ve mayormente afectada. Determinan además que la peor ubicación de las puertas es hacia los costados ya que no se permite el desarrollo de la diagonal de compresión.
- Asteris (2003) haciendo un estudio paramétrico en modelos de elementos finitos, usando como variables el tamaño de la apertura y su posición encuentra que para aperturas superiores al 50%, el remanente de la mampostería ya no aporta rigidez adicional al sistema, y que las mayores reducciones de rigidez y resistencia se presentan cuando la apertura se encuentra en el centro del panel.
- Wael y Drysdale (2004), mediante análisis de modelos de elementos finitos encuentran que con la presencia de aperturas en el panel, al momento de la falla del panel, se provoca una reubicación de las rótulas plásticas en los elementos del marco usualmente hacia el centro del tramo de dichos elementos.

- Akhoundi, Lourenço y Vasconcelos (2010) igualmente en un estudio paramétrico mediante la calibración de un modelo de elementos finitos con datos experimentales, concluyen que el tamaño de las aperturas reduce la resistencia del sistema. El grado de esta reducción, encuentran que es mayor cuando la apertura es pequeña, siendo casi inconsecuente para aperturas grandes.
- Nwofor y Chinwah (2012) mediante análisis de elementos finitos determinan que para aperturas superiores al 50% ya no existe ningún aporte de la mampostería a la resistencia del sistema. Además, Ephraim y Nwofor (2015 y 2016) determinan empíricamente un factor de reducción de resistencia del panel en función del porcentaje de apertura aplicable para sus casos de estudio.

1.6.2. CONECTORES DE CORTE:

Siendo la discontinuidad entre un material y el otro la principal limitación para el desarrollo de modelos analíticos simplificados es claro que si proveen elementos que aseguren en alguna medida el acople entre panel y marco estructural, el resultado será un comportamiento más homogéneo.

Varios autores en base a diversas metodologías reportan diversos resultados al respecto. Liauw y Kwan (1985, p.283) indican que la capacidad de disipación de energía es mucho mayor que en sistemas sin conectores de corte siendo más dúctiles y con una degradación más lenta. Dawe y Seah (1989, p.875) reportan un aumento de la rigidez inicial, y ningún tipo de mejora en la aparición de la primera grieta o la resistencia final, al contrario, indican que el empleo de los conectores de corte resulta en patrones aleatorios de grietas. Chrysostomou (1991, p.35) indica que además de mejorar la resistencia y la rigidez, se tiene un agrietamiento uniforme en el panel que mejora la disipación de energía y previene fallas frágiles repentinas.

1.6.3. BRECHA ENTRE EL PANEL Y EL MARCO:

Cuando las juntas entre el panel y el marco no son rellenadas de manera apropiada, o la calidad de estas es inferior, no se desarrolla una adecuada fricción y adhesión entre las dos superficies, y se tiene como resultado un reclinamiento en la zona cercana al origen del diagrama carga-deformación. El tamaño de este reclinamiento corresponde a la brecha entre los dos materiales en la que el pórtico trabaja prácticamente solo.

Dawe y Seah (1989) encuentran que este efecto reduce la carga para la aparición de la primera grieta y reduce la resistencia global del sistema. Así mismo, una separación con la viga superior aumenta significativamente el agrietamiento del panel y su capacidad última de carga.

Asteris, Cavaleri, Di Trapani, y Sarhosis, (2016) determinan en ensayos experimentales que este factor es mucho más influyente cuando la brecha se encuentra en la parte superior, teniéndose valores de rigidez inicial reducidos a la mitad cuando no existe un ajuste apropiado entre panel y viga.

1.6.4. PRESENCIA DE LA CARGA VERTICAL:

Si se realiza un análisis sencillo de las deformaciones experimentadas por el sistema estructural bajo la acción de las cargas verticales, podremos ver que hay una reducción de la longitud de las columnas y una tendencia de la viga superior a apoyarse sobre el panel. Este estado deformacional causará que las zonas de contacto de la diagonal comprimida aumenten de tamaño, y por lo tanto aumentará la rigidez y resistencia a corte del sistema.

Cavaleri, Fosseti y Papia (2004) en modelos de elementos finitos calibrados con estudios experimentales, determinan que para valores típicos de carga vertical la rigidez aumentó en promedio 2.4 veces, sin una mayor variación en la resistencia final del conjunto.

Típicamente las metodologías de evaluación han obviado la presencia de las cargas verticales, por considerar que este enfoque se encuentra del lado conservador. Esto es cierto para modelos de un piso y un vano, o distribuciones verticalmente uniformes de paneles de rellenos, pero para distribuciones heterogéneas esto puede ser todo lo contrario (Amato, Cavaleri, Fossetti, y Papia, 2008).

Asteris et al (2016) determinan las variaciones del ancho de la diagonal a compresión en base a ensayos experimentales, calibran modelos de elementos finitos y determinan que el efecto de cargas verticales se da en mayor grado cuando no existen aperturas, reduciéndose estos efectos con la presencia de estas hasta ser despreciables para aperturas superiores al 60% del panel.

1.6.5. INESTABILIDAD FUERA DEL PLANO:

Una de las causas principales en la falla temprana de las mamposterías de relleno en estructuras aporticadas, es la predisposición de estos rellenos a salirse del marco. Si bien en el plano los paneles aportan mucha rigidez, fuera del plano, estos resultan ser elementos muy esbeltos que trabajan a flexión, lo que los hace sumamente deformables.

La combinación del agrietamiento del panel causado por las solicitaciones en el plano, con las fuerzas inerciales en el sentido perpendicular, hacen que se pueda presentar el colapso de todo el panel incluso para eventos sísmicos relativamente moderados.

Pasca et al (2017) hacen una evaluación de cerca de 150 ensayos experimentales y determinan que el colapso fuera del plano está estrechamente ligado con las condiciones de borde, la esbeltez del panel, las combinaciones de sollicitación en ambos sentidos y la presencia de aperturas. Finalmente concluyen que este fenómeno tiende a ocurrir con mayor frecuencia en las plantas inferiores aun cuando las fuerzas inerciales son mayores en las plantas superiores.

1.6.6. EFECTOS DE CAMPO CERCANO:

Teniendo en mente el mecanismo tipo cercha que se forma entre el marco y el panel de relleno, sabemos que columnas y vigas se encontrarán trabajando principalmente bajo solicitaciones axiales, y podemos darnos cuenta de que cambios en las solicitaciones verticales de estos elementos afectarán en el desempeño y la demanda de ductilidad del sistema.

En un análisis comparativo entre edificaciones con pórticos vacíos y edificaciones pórticos rellenos Decanini et al (2002) determinan que la componente vertical del sismo produce una gran variación en la distribución de la demanda de ductilidad en los pórticos rellenos concentrándose esta en las columnas, mientras que en los pórticos vacíos la componente vertical no tiene mayor influencia en los desplazamientos laterales de la estructura.

1.6.7. HISTORIAL DE CARGA DEL SISTEMA:

Observando el comportamiento histerético de estos sistemas, es claro que para el primer evento sísmico que estos enfrenten tendremos al sistema desarrollando el total de sus capacidades. Pero para los eventos sísmicos subsecuentes, tendremos al sistema trabajando ya con una rigidez, resistencia, y capacidad de disipación degradados.

Wilding, Dolatshahi, y Beyer (2017) en modelos de elementos finitos, calibrados en base a ensayos experimentales, determinan que el mayor efecto del historial de cargas se presenta para mamposterías controladas por corte, siendo este efecto casi impalpable para mamposterías a flexión.

1.6.8. FACTORES AMBIENTALES:

Es conocido que tanto ladrillos sólidos como bloques de hormigón alivianado tienen una alta porosidad y son capaces de absorber, gran cantidad de humedad del

ambiente. Ramos et al (2010) en un estudio de evaluación del comportamiento dinámico de estructuras de mampostería encuentran que existe una relación cuadrática entre la temperatura y contenido de humedad ambiental con las frecuencias de vibración natural de las estructuras.

Adicionalmente las especificaciones de ensayo de materiales recomiendan que las piezas de mampuesto no se encuentren visiblemente húmedas al momento del ensayo. Esto se debe a que un alto contenido de humedad reduce la resistencia obtenida.

1.7. OBJETIVO GENERAL:

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es la determinación de parámetros mecánicos y las metodologías para su evaluación para ser empleados en modelos no-lineales de puntal equivalente de mamposterías usadas como rellenos en pórticos de hormigón armado.

1.7.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Evaluar las propiedades mecánicas de los componentes de una mampostería (mortero y mampuesto) típicamente usada como partición arquitectónica en la construcción, mediante diferentes metodologías de ensayos destructivos de laboratorio.
- Evaluar la resistencia a compresión de la mampostería por ensayos destructivos de prismas con diferentes tipos de acabo constructivo (media caña, no revocado, revocado, enlucido fino y enlucido grueso).
- Evaluar el comportamiento histerético de la mampostería a compresión mediante ensayos de carga incremental en muretes con diferentes ángulos de inclinación en sus hiladas de mortero.
- Evaluar la resistencia de la mampostería a corte mediante ensayos de muretes a tensión diagonal y tripletes a corte directo.

- Evaluar teorías de falla de la mampostería de Hilsdorf y Mann-Müller en base a los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.
- Calibrar modelos constitutivos de mamposterías para evaluación de su comportamiento histerético en base a los ensayos de laboratorio.
- Evaluar metodologías de modelación lineal (elásticas) de mamposterías en base a modelos de puntal equivalente usando aproximaciones mono-puntal, bi-puntal, tri-puntal compararlas con modelos de elementos finitos.
- Evaluar las propiedades dinámicas de pórticos de hormigón armado con y sin rellenos de mamposterías de bloque alivianado de hormigón simple.
- Evaluar el comportamiento histerético de los pórticos antes mencionados en ensayos destructivos mediante la aplicación de cargas reversibles incrementales.
- Calibrar modelos no lineales de mamposterías de relleno y evaluarlos en base a resultados de ensayos en modelos físicos.

CAPÍTULO 2

CARACTERIZACIÓN Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DE LA MAMPOSTERÍA

Entendiéndose que la mampostería es un material compuesto, en este capítulo se hace una revisión de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales típicos empleados para la construcción de mamposterías, de las técnicas para su caracterización y de las teorías empleadas para predecir su comportamiento bajo diferentes solicitaciones. El contenido de este capítulo está desarrollado de la siguiente manera: En las secciones 2.1, 2.2, y 2.3 se analizan las propiedades de las piezas de mampuesto, del mortero y de la mampostería respectivamente. Se hace una apreciación de sus características principales de manera general y se evalúan las propiedades mecánicas principalmente las resistencias a la compresión, y a la tensión, y los módulos de elasticidad y de Poisson. Adicionalmente se discuten los procedimientos para la evaluación de estos parámetros y los valores típicos obtenidos por diferentes investigadores.

En la sección 2.4 se hace una evaluación de las teorías de falla propuestas para la mampostería. Se hace una descripción detallada de las teorías de Hilsdorf (falla a compresión) y de Mann-Müller (falla por corte combinado), y se revisan otras formulaciones que sirven para la definición de la superficie de falla de la mampostería en el espacio (f_n) , (f_p) , y (τ) .

En la sección 2.5 se analizan algunos de los modelos constitutivos de la mampostería, esto es, diversas formulaciones disponibles en la literatura para definir la relación carga-desplazamiento del material. Se indican las características principales de algunos y su disponibilidad en paquetes computacionales.

2.1. PROPIEDADES DE LAS PIEZAS DE MAMPUESTO:

El mampuesto se refiere a las unidades que colocadas en hiladas intercaladas componen la mampostería. Se los fabrica tradicionalmente de materiales arcillosos para ladrillos, y hormigón para bloques. Ambos tipos pueden ser sólidos o unidades alivianadas huecas para reducir su peso. Según la normativa neozelandesa y de la ACI/ASCE, según lo reporta Crisafulli (1997), para que una unidad se la considere sólida su área neta debe ser superior al 75% del área bruta. Lo que lleva a pensar: hasta donde es admisible una reducción de la sección transversal en beneficio de reducir el peso. Hendry et al (2003) indican que las relaciones óptimas se encuentran entre 57 y 62% de área neta sobre área bruta.

La modulación de los ladrillos varía según el fabricante o los requerimientos del constructor. Una modulación típica encontrada en el mercado local es de 180mm de ancho por 70mm de alto con largos entre 280 y 330mm. Para el caso de los bloques huecos las modulaciones también pueden variar según el sistema constructivo teniéndose la típica modulación de 400mm de largo por 200mm de alto con valores de ancho entre 100, 150, y 200 mm. Para estas modulaciones, las relaciones de área neta sobre área bruta se encuentran en 66%, 53% y 46% respectivamente.

Para los ladrillos se tiene densidades entre 10 a 19 KN/m³ según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG 2014, y para los bloques huecos la densidad bruta se encuentra entre 8.5 y 12 KN/m³. En la literatura revisada, a nivel internacional se encuentran valores típicos entre 15 y 20 KN/m³ para los ladrillos de arcilla y superiores a los 12KN/m³ para los bloques.

2.1.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:

Esta resistencia (f'_{cb}) se determina mediante un ensayo directo de compresión referido a las áreas neta y bruta del mampuesto según la norma ASTM C140/C140M – 17. En los diferentes estudios revisados en la bibliografía, se puede

ver que la resistencia a compresión de los bloques y/o ladrillos no estructurales se encuentra típicamente entre los 6 y los 20 MPa. Para el caso de nuestro país, estos valores son mucho más bajos, encontrándose valores superiores a 10 MPa únicamente en mampuestos considerados como estructurales fabricados por empresas especializadas en ello. En la experiencia del autor, los valores típicos de resistencia de bloques no estructurales utilizados para particiones en nuestro país son típicamente inferiores a los 3 MPa.

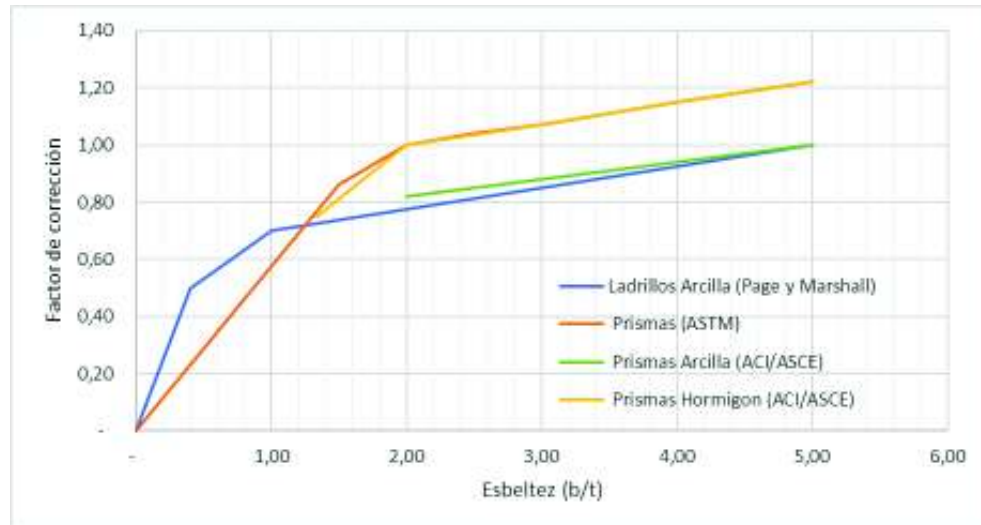
En la literatura revisada y en los ensayos realizados se pudo ver que existe una gran influencia de la metodología de ensayo y la forma de las probetas con la resistencia obtenida.

La resistencia aparente de las piezas de mampuesto de un material dado aumenta con la reducción de su altura debido al efecto de confinamiento que ejercen las placas de compresión de las máquinas de ensayo en la deformación lateral de las probetas (Hendry, 2003, p.52). Page y Marshal según reporta Hossain (1997, p.136) establecen factores de corrección por el efecto de placa, así mismo Crisafulli (1997) evalúa varios procedimientos de ensayos y determina una metodología de ensayo que elimina este efecto ensayando pilas de 3 bloques separados por planchas de corcho, lo que aumenta la esbeltez del conjunto y elimina el confinamiento en la pieza central.

Así mismo, existen tablas de factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez de la probeta ensayada como se muestra en la figura 2.1.

Como se puede ver, estos factores obtenidos para diferentes materiales y tamaños de probetas siguen un mismo patrón o una misma forma de la curva, pero las diferencias de sus valores hacen pensar que su aplicabilidad está limitada específicamente para los materiales que se emplearon para su obtención. Por lo que siempre será más recomendable usar una metodología que reduzca los efectos de las placas de compresión sin inducir efectos de esbeltez en la probeta.

FIGURA 2.1: Factores de corrección de la resistencia en función de la esbeltez.



FUENTE: Crisafulli (1997) y ASTM (2017).

2.1.2. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:

Si bien esfuerzos de tensión principales no son comunes en las piezas de mampuesto, su presencia tiene una influencia mucho mayor en la resistencia a compresión que se determinaría mediante una relación de Mohr-Coulomb. (Crisafulli, 1997, p.18)

La gran variedad de tipologías existentes de piezas de mampuesto hace que la evaluación de la resistencia a tensión por medios directos sea compleja. Se requiere la fabricación de acoples y/o abrazaderas que se adapten a la pieza en cuestión de forma que no induzcan esfuerzos de corte o aplastamiento en la zona de contacto.

Es por esto que se recurre a métodos indirectos siendo el más confiable según Crisafulli (1997, p.16) el ensayo de tensión por hendidura. Este ensayo se lo realiza bajo la norma ASTM C1006 – 07 (Re-aprobada 2013), el cual es una modificación del ensayo brasilero aplicado a cilindros de hormigón (Ensayo ASTM C496 / C496M - 17). En un estudio realizado por Hamid y Drysdale (1982) sobre bloques de

hormigón, según lo reporta Crisafulli (1997, p.15) determina que la resistencia a tensión se puede relacionar a la resistencia a compresión mediante la fórmula:

$$f'_{tb} = c \cdot \sqrt{f'_{cb}} \quad (2.1)$$

En este estudio en particular se determinó que el valor de c es igual a 0.34 para tensión obtenida con el ensayo a tensión por hendidura, pero por otro lado múltiples estudios reportan relaciones entre la resistencia a tensión y compresión con valores desde muy bajos hasta valores que rondan el 50%. Aunque no lo parezca, este parámetro resulta indispensable por los efectos de la interacción que hay con el mortero. Es por esto que, de forma conservadora, se recomienda tomar un valor igual al 20% de f'_{cb} o menor.

2.1.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:

No existe mucha información acerca de los valores de módulo de elasticidad ni metodologías definidas para su evaluación. Por un lado, para ladrillos sólidos de arcilla, Hendry (2003, p.23) y Crisafulli (1997, p.19) indican que el comportamiento de estos es prácticamente elástico lineal hasta el punto de falla. Por otro lado, para el caso de los bloques de hormigón, su comportamiento es no lineal desde el principio, asemejándose mucho al del hormigón simple siendo una curva casi parabólica hasta el punto de falla frágil.

Múltiples estudios indican una gran variabilidad de relaciones entre la resistencia a compresión (f'_{cb}) y el módulo de elasticidad (E_b) dependiendo del material empleado. Aunque la gran mayoría de los estudios no reportan la metodología empleada para la determinación del módulo de elasticidad, quienes la reportan típicamente determinan los valores de módulo de elasticidad como la secante de la curva esfuerzo-deformación al 30% o al 60% de la resistencia máxima a compresión. La variación entre si se usa el 30% o el 60% no es mayor, está en el orden de un 12% por lo que queda a discreción del investigador en base a los objetivos del estudio la forma en que se lo determine y/o aplique.

En el caso del módulo de Poisson tampoco existe mucha información, según Crisafulli (1997, p.20) varios autores reportan valores entre cero y 0.22 sin indicar el tipo de materiales empleados en el estudio. De la literatura revisada, el único estudio que reporta el tipo de material es Binda (1988, p.208) que para ladrillos sólidos obtiene valores de módulo de Poisson de 0.094 calculados al 30% de la carga máxima.

2.2. PROPIEDADES DEL MORTERO:

El mortero es el ligante que se usa para unir las piezas de mampuesto. Está constituido comúnmente por cemento y agregados pétreos finos (arena) y en algunos países es común el adicionar cal hidratada como estabilizante de la mezcla además que mejora su trabajabilidad y durabilidad. Una recomendación practica es que el tamaño máximo de partícula en la arena empleada no debe exceder a la mitad del espesor de la hilada entre bloques.

2.2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN:

La resistencia a compresión del mortero (f'_{cj}) se la puede determinar mediante el ensayo a compresión directa de cubos de mortero de 50mm de lado según la norma ASTM C109/C109M – 16^a, o mediante cilindros de relación alto-diámetro 2 a 1 al igual que el hormigón, con la norma ASTM C39 / C39M - 18. La resistencia que se desee obtener está dada por la proporción de los materiales, la calidad de estos y el tipo de cemento empleado. La normativa NEC-SE-MP 2014 en la tabla 2.1 indica las dosificaciones para varios tipos de morteros.

Según Hendry (2003, p.54) la resistencia a compresión del mortero dentro de la mampostería es superior a la obtenida mediante ensayos de compresión directa dado que las piezas de mampuesto ejercen un efecto de confinamiento sobre las hiladas de mortero. Además, la norma ASTM C780 – 17 indica que la adsorción de

agua del mortero por parte de las piezas de mampuesto reduce la relación agua – cemento obteniéndose resistencias superiores. En la misma norma, también se indica que la resistencia obtenida en cilindros de mortero es aproximadamente igual al 85% de la resistencia obtenida en los cubos de una misma mezcla. Esto se debe a los efectos de confinamiento desarrollados por la fricción entre las probetas y las placas de compresión en los aparatos de ensayo.

TABLA 2.1: Dosificaciones de mortero según NEC-SE-MP.

Tipo de Mortero	Resistencia mínima a la Compresión 28 días (MPa)	Composición en Partes por Volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20,00	1,0	-	2,5
M15	15,00	1,0	-	3,0
		1,0	0,5	4,0
M10	10,00	1,0	-	4,0
		1,0	0,5	5,0
M5	5,00	1,0	-	6,0
		1,0	1,0	7,0
M2,5	2,50	1,0	-	7,0
		1,0	2,0	9,0

FUENTE: NEC-SE-MP (2014).

2.2.2. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:

Muy rara vez se realizan ensayos para determinar este parámetro y según Gani (1997, p.73) existe una gran cantidad de resultados dispersos en diferentes estudios. La norma bajo la cual se determina este parámetro es la ASTM C190-85 pero se encuentra descontinuada desde 1990 y ha sido eliminada el catálogo de la ASTM.

Sin otra referencia, y debido a que el comportamiento del mortero es muy similar al del hormigón, se considera que la resistencia a la tensión del mortero (f'_{tj}) también se podría determinar de forma indirecta usando la metodología para ensayo de tensión por hendidura de la norma ASTM C496 / C496M – 17 para cilindros de hormigón o la metodología para obtener el módulo de ruptura obtenido de ensayos a flexión de la Norma ASTM C348 – 14, teniendo en cuenta que esta última tiende a arrojar resistencias superiores

2.2.3. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:

Tampoco existe una metodología definida para la evaluación del módulo de elasticidad del mortero (E_j), pero se puede ver que la curva esfuerzo - deformación unitaria de los ensayos de compresión es muy similar a la del hormigón simple, por lo que se puede aplicar los mismos criterios descritos anteriormente para los bloques de hormigón.

Según Crisafulli (1997, p.26) existen varias expresiones para calcular el módulo de elasticidad en función de la resistencia a compresión basándose en la premisa que el mortero tiene un comportamiento similar al del hormigón no confinado. De la diversidad de expresiones revisadas, se puede ver que su aplicabilidad está limitada al caso de estudio. Este parámetro depende en gran medida de la calidad de los materiales pétreos utilizados y si se ha empleado de cal hidratada.

Igualmente, para el caso del módulo de Poisson del mortero, se encuentra una gran dispersión de resultados en la literatura. Binda (1988, p.208) reporta valores entre 0.057 y 0.115. siendo valores típicos entre 0.15 y 0.20 los recomendados según Crisafulli (1997, p.27).

2.3. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA:

El comportamiento de la mampostería bajo diferentes sollicitaciones de carga o deformación es el resultado de la interacción entre el mortero y las piezas de mampuesto. Es por esto que, para poder definir modelos analíticos de mampostería, se debe tener un claro entendimiento del comportamiento de sus materiales constitutivos y cómo estos influyen el uno sobre el otro.

Crisafulli (1997, p.63) concluye que existen muchas expresiones empíricas propuestas en base a resultados experimentales, pero que su validez está limitada únicamente para las condiciones y materiales en que fueron obtenidas. Así mismo, como se verá más adelante, existen varias teorías de falla de la mampostería en base a las propiedades del mortero y las piezas de mampuesto, pero la aplicabilidad de estos se ve limitada por la calidad de la mano de obra y el sistema constructivo.

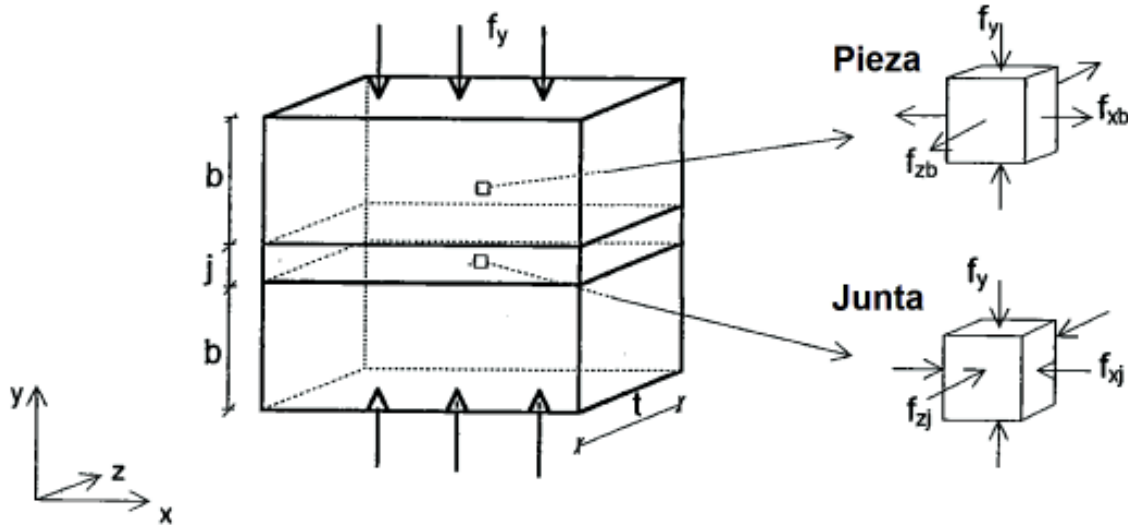
2.3.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN

La diferencia de módulo de Poisson entre los dos materiales que componen la mampostería hace que, bajo una misma sollicitación de carga, estos se encuentren en diferentes estados tensionales:

- Compresión perpendicular a la hilada del mortero: típicamente el módulo de Poisson del mampuesto es menor que el módulo de Poisson del mortero. Esto significa que, bajo una misma carga axial, el mortero se expande lateralmente en mayor grado que la pieza de mampuesto. En la superficie de interacción entre los dos materiales tendremos fuerzas de fricción y adhesión que, por un lado, tratan de confinar al mortero y, por otro lado, como reacción tratan de expandir al bloque o ladrillo (ver figura 2.2). De esta manera, tenemos como resultado que el mortero se encontrará en un estado triaxial de esfuerzos de compresión y la pieza de mampuesto tendrá compresión en el sentido perpendicular a la hilada de mortero y tracciones en el plano de contacto. Así, podemos darnos cuenta de que la resistencia

a la tensión del bloque es un parámetro sumamente importante para definir la resistencia a la compresión de la mampostería.

FIGURA 2.2: Estados tensionales de la pieza y de la junta de mortero en compresión perpendicular a la hilada:

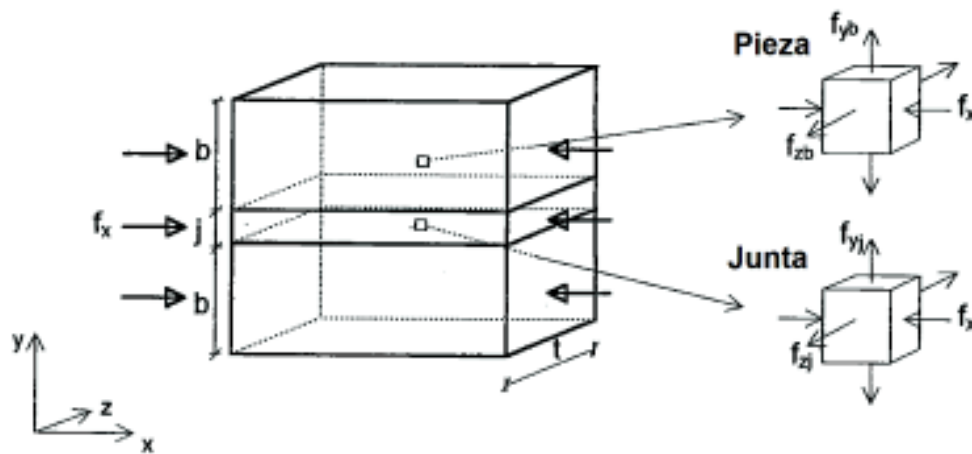


FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.32).

- Compresión paralela a la hilada de mortero: En este caso la presencia de planos de falla inherentes en las superficies de contacto entre los dos materiales hace que estos se despeguen. La resistencia a compresión estará definida por la adhesión y fricción entre los dos materiales (ver figura 2.3).

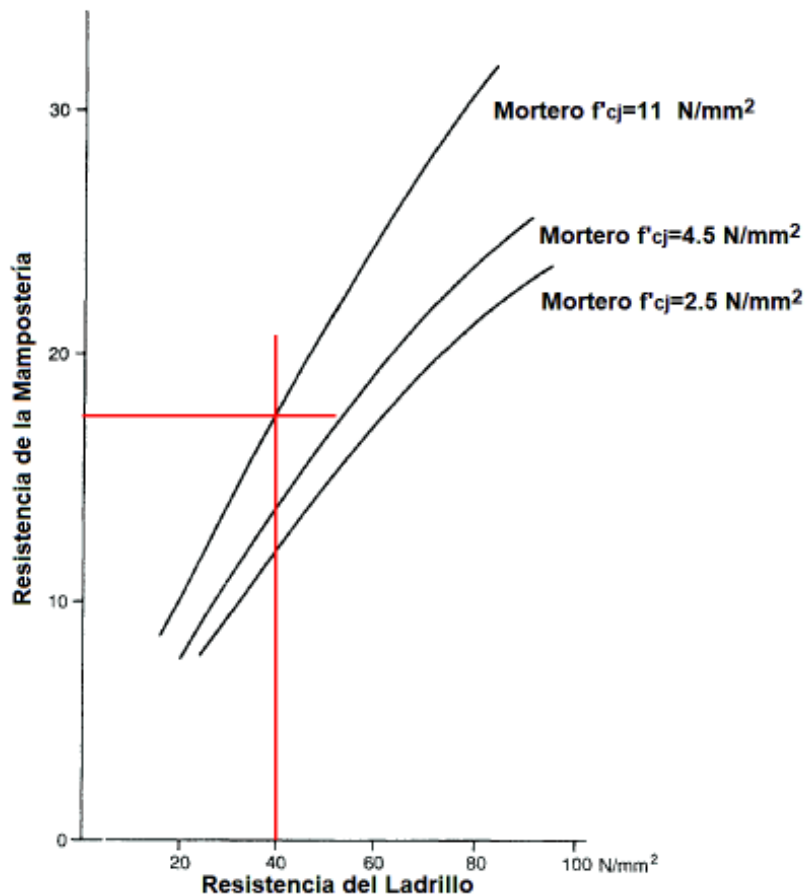
Hendry (2003, p.52) en base a análisis en mamposterías de ladrillo concluye que las resistencias a compresión de las piezas de mampuesto y mortero no es una medida directa de las resistencias de estos materiales en la mampostería ya que los modos de falla son diferentes en ambos casos. Por tanto, tendremos que la resistencia a compresión de la mampostería siempre será menor que la resistencia a compresión de las piezas de mampuesto. Así mismo, Hendry (2003, p.52) determina que la resistencia a compresión de la mampostería varía aproximadamente como la raíz cuadrada de la resistencia a compresión de las piezas y como la raíz cubica o cuarta de los cubos de mortero.

FIGURA 2.3: Estados tensionales de la pieza y de la junta de mortero en compresión paralela a la hilada:



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.32).

FIGURA 2.4: Relación de resistencia a compresión entre la pieza de mampuesto, el mortero y la mampostería:



FUENTE: Modificado de Hendry (2003, p.53).

En la figura 2.4 se puede ver la relación entre las resistencias de las piezas de mampuesto, los morteros y el resultado en la mampostería. Se puede observar, por ejemplo, que para un ladrillo de 40MPa de resistencia a compresión, si se usa un mortero de 11MPa, el resultado será una mampostería de 17.5MPa aproximadamente. No solo depende de uno o de otro, si no que es un resultado de la interacción entre ambos componentes.

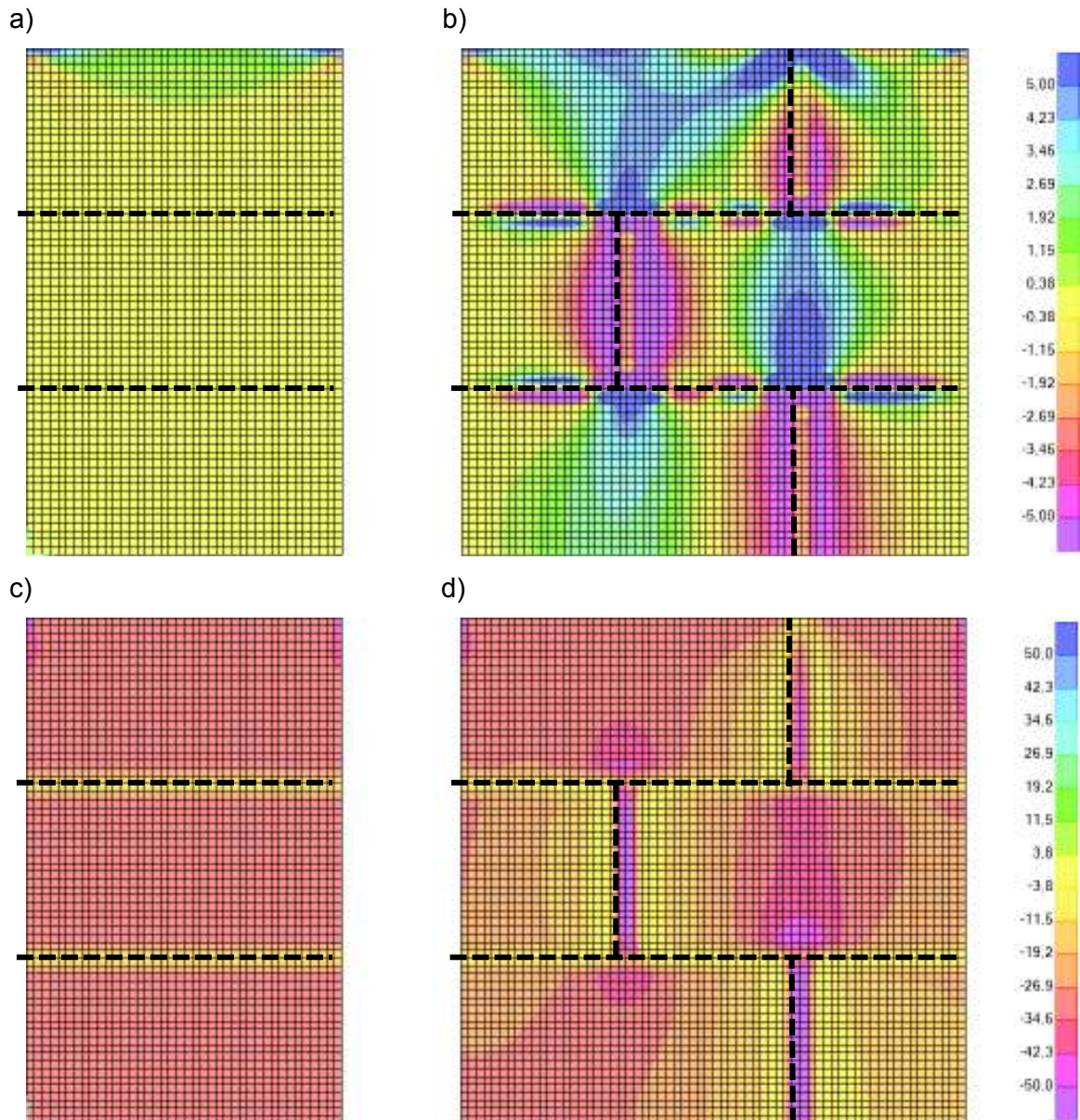
La resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) se la evalúa mediante ensayos de compresión directa realizados en prismas de mampostería según la norma ASTM C1314 – 16. Las probetas utilizadas para el ensayo típicamente son prismas contruidos apilando las piezas de mampuesto verticalmente una sobre otra. La relación de aspecto alto / ancho (menor dimensión transversal) está delimitada entre 1.3 y 5.0 para evitar efectos de confinamiento y de esbeltez que afecten de forma significativa los resultados.

En base a los ensayos realizados en esta investigación y modelaciones en elementos finitos se vio que al emplear este tipo de probetas se obtendrán valores superiores a los correspondientes al estado tensional real de la mampostería. En obra, la mampostería se construye con piezas intercaladas entre hiladas. Esta configuración, combinada con la diferencia de módulos de elasticidad y de Poisson de los dos materiales, produce concentraciones de esfuerzos en las zonas aledañas a las juntas verticales de mortero que reducirán la resistencia a compresión global de la mampostería como se puede observar en la figura 2.5.

Estas distribuciones de esfuerzos dependerán del sistema constructivo en cuestión y sobre todo en gran medida de la calidad de las juntas verticales

Otros parámetros importantes son la deformación unitaria de la mampostería a la falla y última Crisafulli (1997, p.40) indica que estos valores se encuentran entre 0.002 y 0.004 y entre 0.003 y 0.006 respectivamente. Paulay y Priestley (1992, p.113) toman 0.0025 a 0.003 respectivamente. Hendry (2003, p.59) determina como valor de deformación unitaria a la falla 0.0028.

FIGURA 2.5: Distribuciones de esfuerzos por carga vertical: a) Esfuerzos verticales en prismas; a) Esfuerzos verticales en muretes; c) Esfuerzos horizontales en prismas; d) Esfuerzos horizontales en muretes.



ELABORACIÓN: Fabián Pachano (2018).

2.3.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE POISSON:

No existe una metodología definida para la evaluación del módulo de elasticidad de la mampostería (E_m). Al igual que con las piezas de mampuesto y el mortero,

muchos autores utilizan los mismos criterios que para el hormigón simple, esto es calculando valores de modulo secante a la curva de esfuerzo – deformación unitaria al 30% o hasta el 60% de la resistencia a compresión.

Haciendo un análisis por compatibilidad de deformaciones Binda (1988, p.213), presenta la expresión:

$$E_m = E_b \cdot \frac{r + 1}{r + \frac{E_b}{E_j}} \quad (2.2)$$

Siendo:

$$r = \frac{b}{j} \quad (2.3)$$

Donde, b es el alto del bloque o ladrillo, j es el espesor de la junta de mortero. E_b y E_j son los módulos de elasticidad de la pieza de mampuesto y del mortero respectivamente. Esta expresión, calcula la deformación elástica del conjunto como la suma de las deformaciones parciales de los dos materiales.

También existe una gran variedad de expresiones predictivas del módulo de elasticidad de la mampostería en función de la resistencia a compresión de esta. Entre las más usadas comúnmente tenemos:

Paulay y Priestley (1992, p.113):

$$\text{Mampostería de Bloque de Hormigón:} \quad E_m = 1000 \cdot f'_m \quad (2.4)$$

$$\text{Mampostería de Ladrillo de Arcilla:} \quad E_m = 750 \cdot f'_m \quad (2.5)$$

Hendry (2003, p.59) obtiene una expresión general sin especificar el tipo de materiales:

$$E_m = 700 \cdot f'_m \quad (2.6)$$

Crisafulli (1997, p.43) indica que los valores reportados por varios autores se encuentran en el rango entre 400 a 1000 veces en valor de la resistencia a compresión.

Cavaleri, Papia, Macaluso, Di Trapani, y Colajanni, (2014) en un estudio experimental para evaluar las propiedades ortotrópicas de 3 tipos de mamposterías, determinan ecuaciones analíticas para determinar los módulos de elasticidad y de Poisson de mamposterías con cualquier grado de inclinación en sus hiladas de mortero. Cavaleri et al (2014) comparan los resultados analíticos con los obtenidos de los ensayos experimentales. Ellos obtienen los siguientes resultados:

TABLA 2.2: Parámetros mecánicos 3 tipos de mamposterías.

Tipo de Mamposteria	Tipo de Carga	f'c (MPa)			Poisson	
		Mortero	Piezas	Murete	al 30% de f'c	Entre 20% a 90% de f'c
Calcarenita Tipo 1	O	3,06	7,06	3,07	0,140	0,100
	P		n.a.	3,48	0,020	0,220
Calcarenita Tipo 2	O	9,89	7,06	5,25	0,003	0,085
	P		n.a.	4,43	0,003	0,100
Ladrillo de Arcilla Hueco	O	9,16	37,68	10,66	0,020	0,090
	P		2,06	5,14	0,020	0,070
Bloque de Hormigón Hueco	O	9,59	4,07	1,76	0,090	0,220
	P		3,15	0,30	0,000	0,130

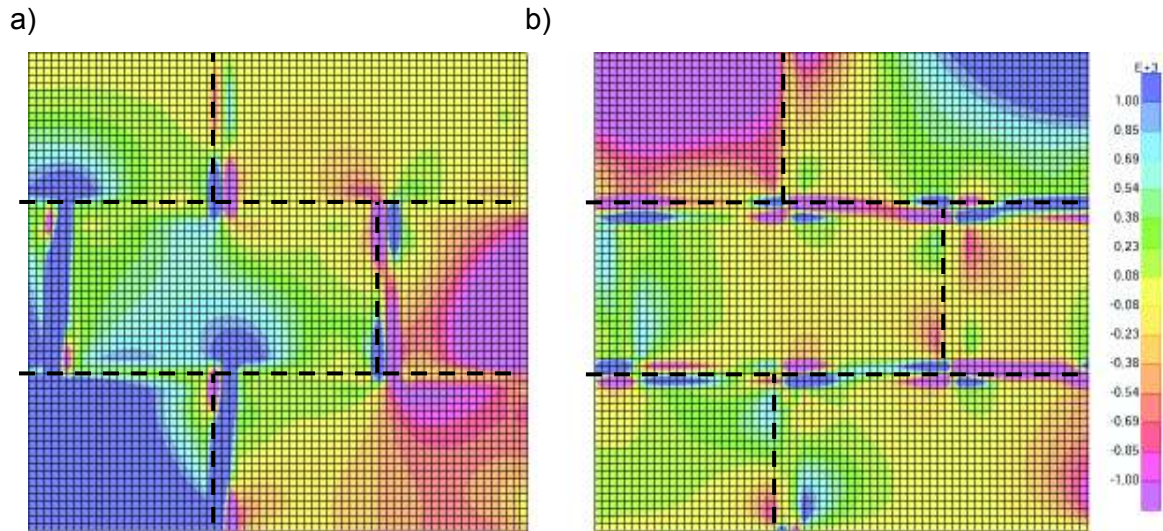
FUENTE: Cavaleri et al (2014).

Binda (1988, p.210) reporta valores de módulo de Poisson desde 0.065 a 0.145 para mamposterías con mortero puzolánico y mortero de cemento de alta resistencia respectivamente.

2.3.3. RESISTENCIA A CORTE DE LA MAMPOSTERÍA:

La resistencia a cortante de la mampostería (τ_m) es sin duda el principal parámetro de estudio en el análisis de mamposterías de relleno en sistemas estructurales de pórticos sujetos a cargas laterales de sismo. Estos sistemas típicamente forman muros de baja esbeltez cuyo comportamiento dentro del rango elástico será netamente como un volado de gran peralte.

FIGURA 2.6: Distribución de esfuerzos por cortante: a) Esfuerzos horizontales; b) Esfuerzos verticales



ELABORACIÓN: Fabián Pachano (2018).

La resistencia a cortante principalmente estará gobernada por la resistencia tensión de las piezas de mampuesto, y por la adhesión y/o fricción entre los dos materiales. En el primer caso, una resistencia baja de las piezas resulta en la formación de grietas diagonales que atraviesan indiscriminadamente las piezas y las juntas de mortero. En el segundo caso, una baja adhesión y/o fricción entre las superficies de los dos materiales, resultará en un despegue que sigue las juntas de mortero de manera escalonada. Como se puede observar en las figuras 2.6 a y b, los esfuerzos verticales y horizontales respectivamente, la acción cortante produce concentraciones en la interfaz de la pieza de mampuesto con la junta de mortero y tensiones importantes en el centro de la pieza.

La adhesión que se pueda desarrollar entre las superficies de los dos materiales (τ_o) es una combinación del trabe mecánico desarrollado al fraguarse el mortero sobre la superficie rugosa de la pieza de mampuesto, y un proceso químico el cual produce formaciones de cristales se entrelazan en las estructuras porosas de ambos materiales. Hendry (2003, p.57) identifica que este parámetro se ve afectado por la presencia de partículas muy finas en la arena del mortero que reducen su porosidad. Así mismo Hendry verifica que la adhesión en piezas completamente

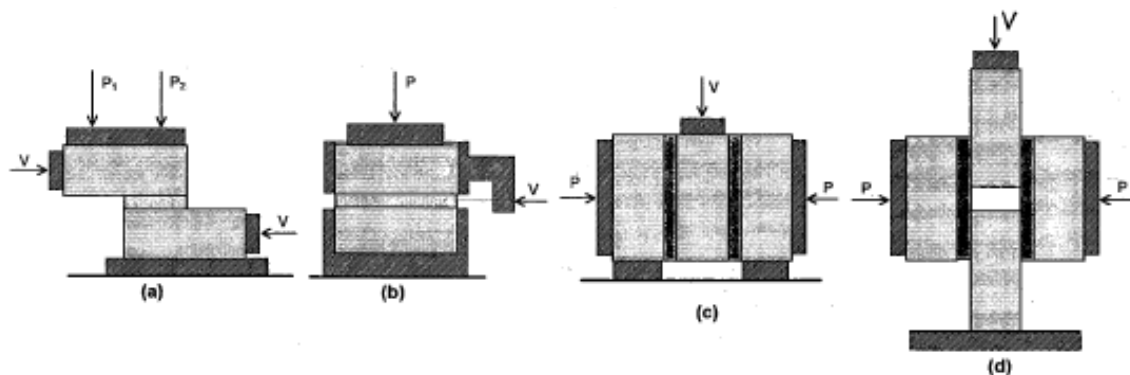
saturadas es prácticamente nula puesto que los poros se encuentran llenos de partículas de agua. Para las piezas analizadas, Hendry identifica que la mayor adhesión se logró al 75% de la saturación total. La adhesión entre el mortero y las piezas de mampuesto se evalúa según la norma ASTM C952 – 12.

La resistencia a cortante de la mampostería se evalúa según la normativa ASTM E519/E519M – 15, mediante un ensayo de tensión diagonal en probetas cuadradas de 1.20x1.20m, aunque menciona que se puede utilizar probetas más pequeñas para investigación. Esta metodología fue desarrollada para evaluar de manera más precisa la resistencia a corte de la mampostería en comparación con otras que emplean probetas mucho más pequeñas en ensayos de corte directo.

Ya en el sistema compuesto pórtico + relleno, sujeto a cargas laterales de sismo, tendremos a la mampostería en una combinación de esfuerzos de compresión y cortante. Es por esto por lo que, conviene evaluar la resistencia a corte de la mampostería en combinación con cargas de compresión.

El procedimiento de la ASTM permite la aplicación de cargas de compresión, pero su implementación es sumamente compleja. En este sentido, se puede evaluar adicionalmente a la mampostería mediante ensayos de corte directo teniendo en cuenta que, como menciona Crisafulli (1997, p.67), los parámetros medidos en estos ensayos representan el comportamiento de las juntas de mortero antes que de una pared entera. Estas metodologías varían según el tipo de probeta empleada como de muestra en la figura 2.7:

FIGURA 2.7: Probetas empleadas para ensayos de corte directo:



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.67).

Cabe recalcar que, en este tipo de ensayos, por la forma de las probetas y la orientación de la carga, siempre genera, en mayor o menor grado un par de fuerzas interno que puede llevar a fallar a la probeta a flexión.

En este sentido, los resultados de estos ensayos evaluados para diferentes valores de carga de compresión (f_n) sirven para poder determinar la adhesión (τ_o) y el coeficiente de fricción (μ) en las superficies de contacto entre los dos materiales, usando los criterios de falla de Mohr-Coulomb:

$$\tau_m = \tau_o + \mu \cdot f_n \quad (2.7)$$

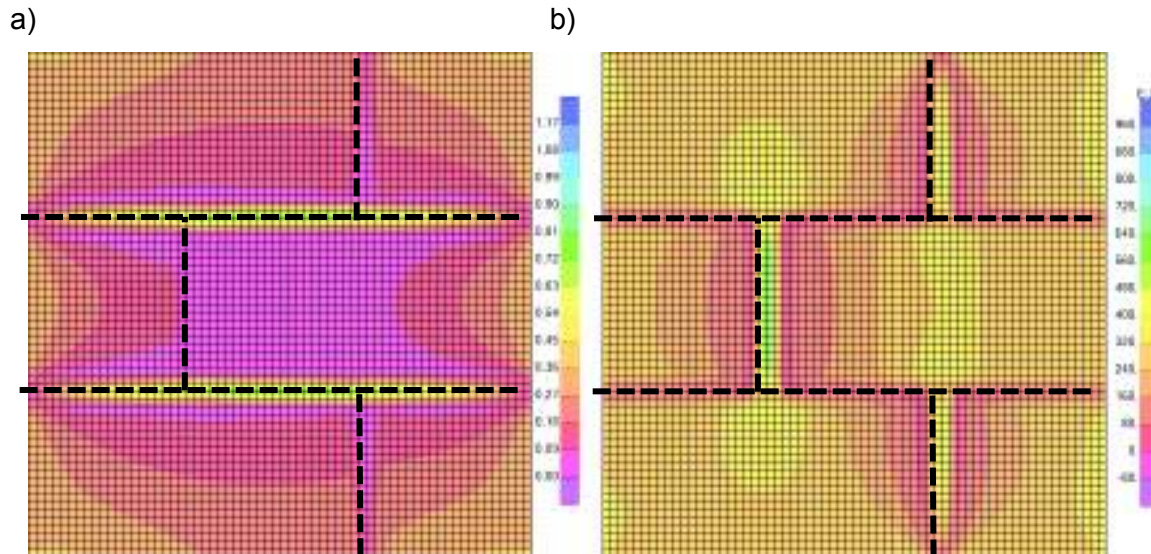
Esta metodología es únicamente aplicable para determinar el comportamiento de las juntas de mortero - mampuesto y no a todo el conjunto de la mampostería. Según Crisafulli (1997) esta metodología tiende a sobrevalorar estos dos parámetros.

2.3.4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN:

En mamposterías de relleno, esfuerzos principales de tensión no se encuentran normalmente de forma significativa. Estos se pueden llegar a producir bajo cargas laterales, en muros esbeltos donde el conjunto marco + mampostería trabaje a flexión, y para que esto ocurra se requiere que ambos permanezcan perfectamente unidos, lo que se podría caracterizar de mejor manera como mamposterías confinadas reforzadas.

Por la formación de planos de falla en el compuesto de piezas de mampuesto y mortero inherente en el proceso constructivo de la mampostería, la resistencia a la tensión de la mampostería (f'_t) dependerá enteramente de la adhesión que exista entre las superficies de contacto de los dos materiales para el caso de tensión perpendicular a las hiladas de mortero, y una combinación de esta misma adhesión con la resistencia a tensión del bloque y/o la resistencia a corte y fricción entre hiladas como se puede ver en la figura 2.8.

FIGURA 2.8: Distribución de esfuerzos por tensión: a) Esfuerzos horizontales por tensión horizontal; b) Esfuerzos verticales por tensión vertical



ELABORACIÓN: Fabián Pachano (2018).

Este parámetro es sumamente complejo de evaluar de manera experimental ya sea por la dificultad para la construcción de probetas para tensión directa o por la falta de homogeneidad de los materiales que resultan en una gran dispersión de resultados en ensayos de tensión por hendimiento. Este parámetro se lo puede evaluar de forma analítica en base a los resultados de ensayos de tensión por hendidura en las piezas de mampuesto y ensayos de adhesión entre mortero y mampuesto.

2.4. TEORÍAS DE FALLA:

Varios autores, tratando de racionalizar el problema, en base a análisis de los estados tensionales de las piezas de mampuesto y de la mampostería, han formulado teorías para determinar la resistencia global del conjunto para las diferentes solicitaciones de cargas en base a las propiedades de cada uno de estos materiales. Aunque, la naturaleza anisotrópica del compuesto de materiales y la variabilidad de las propiedades hacen que esto sea una tarea difícil (Dawe 1989, p.875)

Por razones de brevedad no se hace un análisis de todas las teorías presentes en la literatura, y más bien, por un lado, se presentan aquí las dos teorías más sencillas y que cuya aplicabilidad puede ser generalizada para todo tipo de materiales. Por otro lado, se hace una breve revisión de otras teorías más elaboradas, pero cuya complejidad hace que su aplicabilidad se limite al campo investigativo.

2.4.1. TEORÍA DE HILSDORF – FALLA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA:

Bajo la premisa de que el mortero tiene un mayor módulo de Poisson que la pieza de mampuesto y, por tanto, bajo cargas de compresión perpendiculares a las hiladas de mortero, este tratará de deformarse lateralmente en mayor grado, Hilsdorf, en base a un análisis de equilibrio de fuerzas entre las superficies de contacto entre los dos materiales, y tomando el aporte de la mitad de los ladrillos superior e inferior a la hilada bajo la formulación de la figura 2.9:

Asumiendo esta distribución de esfuerzos uniforme en el eje vertical, y un factor confinamiento para el mortero (m) de 4.1 obtiene la siguiente expresión:

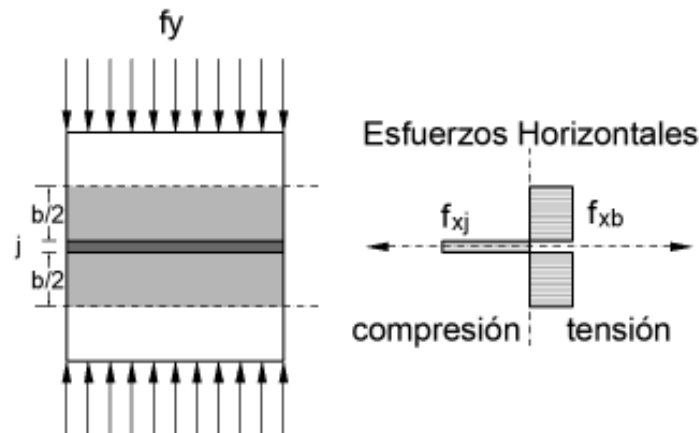
$$f'_m = \frac{f'_{cb}}{U_u} \cdot \frac{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_{cj}}{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_{cb}} \quad (2.8)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{j}{4.1 \cdot b} \quad (2.9)$$

El coeficiente adimensional U_u fue introducido para tener en cuenta la no homogeneidad de la distribución de los esfuerzos en la sección de la pieza de mampuesto. Según Crisafulli (1997, p.48), valores típicos van desde 1.35 a 2.18, usándose comúnmente un valor de 1.50.

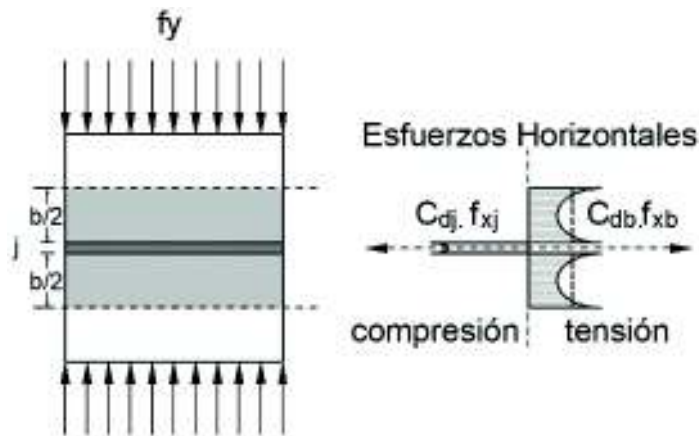
FIGURA 2.9: Formulación de Hilsdorf:



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.47).

Crisafulli (1997, p49) haciendo un análisis de los estados límites de esta formulación, esto es para cuando $j = 0$ y para cuando $b=0$, encuentra que conceptualmente está equivocada y tomando en cuenta la distribución real de esfuerzos descrita en la figura 2.10, la replantea con las siguientes consideraciones:

FIGURA 2.10: Formulación de Crisafulli:



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.54).

- La distribución vertical de esfuerzos no es uniforme en el mortero ni en la pieza de mampuesto, por tanto, introduce los factores C_{db} y C_{dj} , que son la relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la pieza y en la junta respectivamente;
- El coeficiente de confinamiento del mortero (m) es una función de su resistencia a la compresión;

- La relación de los esfuerzos a tensión y compresión en la pieza de mampuesto no es lineal y está determinada por los factores S_1 y S_2 .

Obtiene:

$$f'_m = f'_{cb} \cdot \frac{S_2 \cdot f'_{tb} + \frac{S_1 \cdot \alpha_m}{C_d} \cdot f'_{cj}}{f'_{tb} + \frac{S_1 \cdot \alpha_m}{C_d} \cdot f'_{cb}} \quad (2.10)$$

Donde:

$$\alpha_m = \frac{j}{m \cdot b} \quad (2.11)$$

$$C_d = \frac{C_{db}}{C_{dj}} \quad (2.12)$$

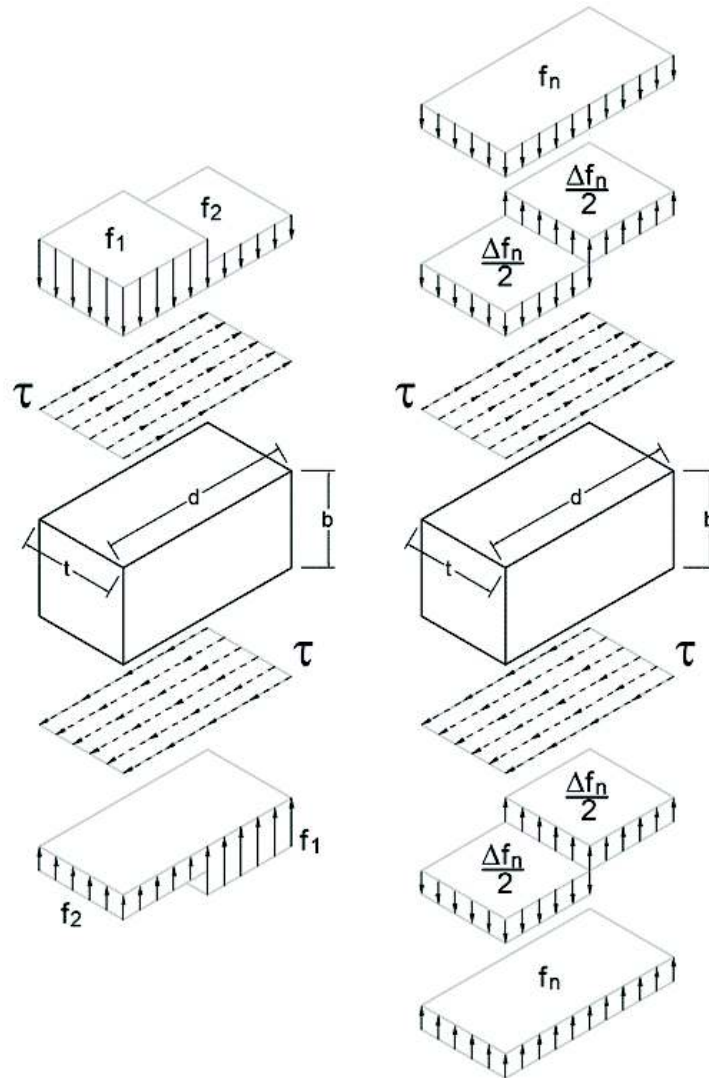
Como la distribución vertical de esfuerzos no es fácil de determinar, en base a un estudio paramétrico, Crisafulli (1997, p.55) determina que C_d se puede obtener bajo la siguiente aproximación:

$$C_d = \frac{0.2}{\frac{b}{d} \cdot \left(1 - 0.1 \cdot \frac{b}{d}\right)} \quad (2.13)$$

2.4.2. TEORÍA DE MANN-MÜLLER – FALLA DE CORTE COMBINADO:

Según Bakeer (2012) Mann y Müller determinan 4 modos de falla posible en la mampostería en función de las combinaciones de esfuerzos de corte y compresión que esté presenten en la mampostería. Asumen bloques de esfuerzos uniformes (figura 2.11) en ambas mitades del mampuesto como simplificación a la distribución real (pseudo triangular), bajo la siguiente formulación:

FIGURA 2.11: Formulación de Mann-Müller:



FUENTE: Modificado de Bakeer (2012).

$$\frac{\Delta f_n}{2} = \frac{2 \cdot b}{d} \cdot \tau \quad (2.14)$$

Donde:

$$\Delta f_n = f_1 - f_2 \quad (2.15)$$

$$f_n = \frac{f_1 + f_2}{2} \quad (2.16)$$

Como se puede ver, esta formulación desprecia el aporte que puedan tener las juntas verticales al desempeño del conjunto, lo que representaría un sistema constructivo sin mortero de relleno en estas juntas, o una muy mala calidad en la construcción de estas.

2.4.2.1 FALLA DE ADHESIÓN EN LA JUNTA:

Para valores muy bajos de compresión (f_n), el esfuerzo f_2 puede ser tensional, si este supera la adhesión (τ_o) se tiene la falla (figura 2.12a):

Para $f_2 \geq -\tau_o$:

$$\tau \leq \frac{d}{2 \cdot b} (\tau_o + f_n) \quad (2.17)$$

2.4.2.2 FALLA DE FRICCIÓN DE LA JUNTA:

Para valores relativamente bajos de compresión (f_n), la mitad de la pieza expuesta a f_2 desarrollará menor fricción y fallará antes que la otra mitad. Para este caso la fricción (μ) y la adhesión (τ_o) se deben afectar para tener en cuenta sólo la mitad afectada (figura 2.12b).

$$\tau \leq \tau_o^* + \mu^* \cdot f_n \quad (2.18)$$

Donde,

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot b}{d}} \quad (2.19)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \cdot \frac{2 \cdot b}{d}} \quad (2.20)$$

Esto se conoce como el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

2.4.2.3 *FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL:*

Para valores intermedios de compresión, la falla se produce cuando el esfuerzo principal inclinado a tensión supera la resistencia a tensión de la pieza de mampuesto. Para esto Mann y Müller determinaron mediante ensayos que el estado tensión en el centro de la pieza de mampuesto era el siguiente (figura 2.12c):

$$f_{ix} = f_n; \quad f_{iy} = 0; \quad \tau_i = 2.3\tau$$

$$\tau \leq \frac{f'_{tb}}{2.3} \cdot \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (2.21)$$

2.4.2.4 *FALLA A COMPRESIÓN:*

Para valores muy cercanos a la resistencia a compresión de la mampostería. La falla se produce en la mitad de la pieza sujeta a la acción del esfuerzo f_1 , cuando este es superior a la resistencia de la pieza f'_m (figura 2.12d):

Para $f_1 \leq f'_m$:

$$\tau \leq \frac{d}{2 \cdot b} \cdot (f'_m - f_n) \quad (2.22)$$

De los cuatro modos de falla, se obtiene una envolvente como la descrita en la figura 2.12. Crisafulli (1997, p.80) modifica la formulación para la distribución real de esfuerzos en la pieza y verifica las ecuaciones para el caso del aporte total de las juntas verticales:

La ecuación 2.18 para la falla de ficción (figura 2.12b') se transforma en:

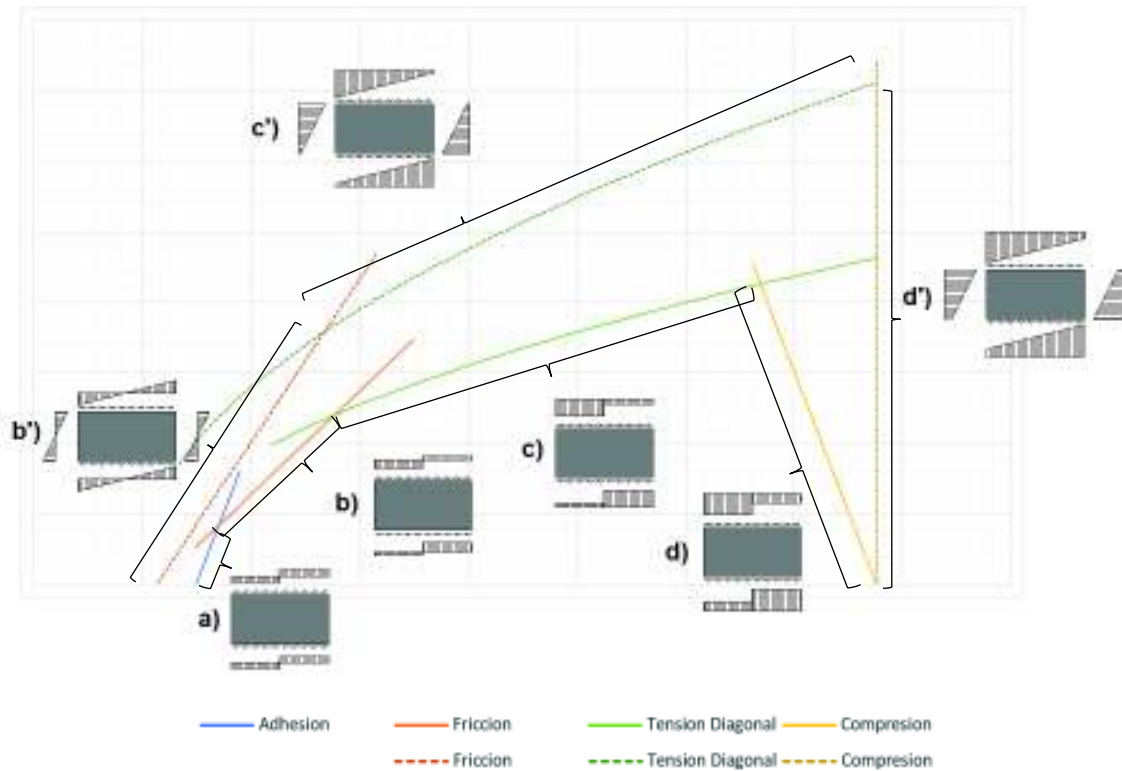
$$\tau \leq \tau_o + \mu \cdot f_n \quad (2.23)$$

La Ecuación 2.21 para la falla de tensión diagonal (figura 2.12c') se transforma en:

$$\leq \frac{f'_{tb}}{1.5} \cdot \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (2.24)$$

La Ecuación 2.22 no aplicaría. Teóricamente la falla solamente se produciría cuando f_n alcance f'_m (figura 2.12d').

FIGURA 2.12: Envolvente de falla de Mann--Müller:



ELABORADO: Fabián Pachano (2018).

Aunque Dawe (1989) concluye que morteros de baja calidad resultan en una rigidez inicial inferior y en reducción de la resistencia final, de ambos modelos se ve que la resistencia del mortero es inconsecuente en la resistencia global del sistema por lo que el empleo de resistencias altas solo se podría justificar por la impermeabilidad que estas proveen al sistema.

Cabe mencionar que estas formulaciones se hacen en base a distribuciones específicas de esfuerzos, queda como futura investigación la variación de la calidad del mortero en la resistencia global del sistema.

2.4.3. OTRAS TEORÍAS:

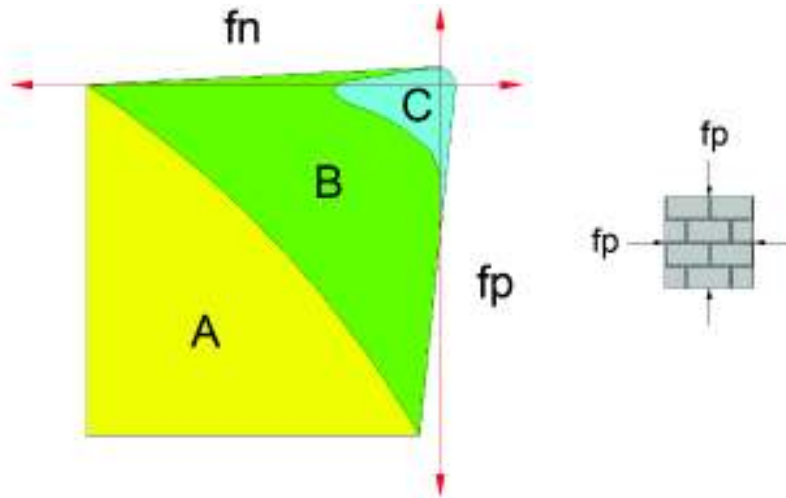
La mampostería es un compuesto de varios materiales dispuestos en diferentes combinaciones y configuraciones geométricas. Analizando el comportamiento mecánico de estas y las dos teorías de falla expuestas, vemos que cada uno de los materiales que la componen puede fallar de manera independiente del resto y por diversas razones (Andreaus, 1996, p.37).

En base a los resultados de ensayos experimentales biaxiales en muertes de mampostería, varios autores han tratado de generalizar el desempeño del conjunto en base a la falla local de los elementos en función de los esfuerzos principales en el plano del panel:

- Andreaus (1996), con base en los criterios de falla de Mohr-Coulomb, Saint Venant, y Navier, obtiene tres ecuaciones en función de los valores de carga normal (f_n), carga paralela (f_p), y corte (τ). Estas tres ecuaciones encierran el espacio de esfuerzos admisibles con base en una superficie tridimensional de falla. En esta superficie de falla se identifican los campos A, B, y C (figura 2.13) correspondientes a cada criterio y sus modos de falla asociados:
 - A (Mohr-Coulomb), curva logarítmica que representa el deslizamiento por la falla de las juntas de mortero.
 - B (Saint Venant), hiperboloide elíptico que representa el agrietamiento transversal de las piezas de mampuesto.
 - C (Navier), cono elíptico que representa el astillamiento o partición por la mitad del plano del conjunto.

En la figura 2.13, al ser una vista en planta, no se puede apreciar la forma de la superficie de falla que daría los valores del corte en el eje z de coordenadas cartesianas.

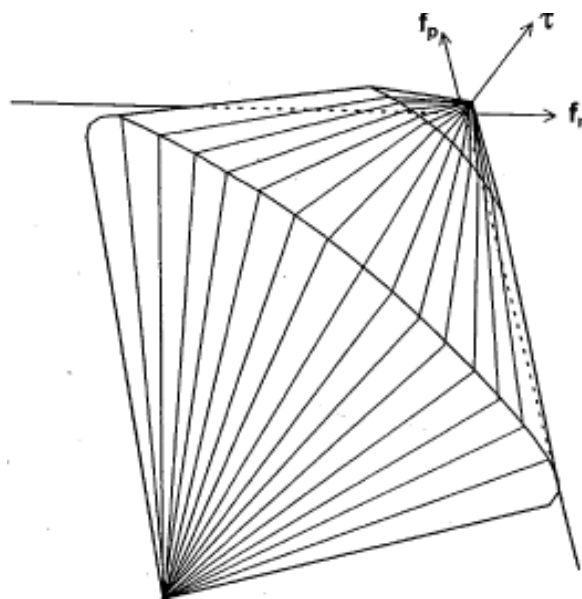
FIGURA 2.13: Vista en planta de la superficie de falla de la mampostería.



FUENTE: Modificado de Andreaus (1996).

- Dhanasekar según reporta Crisafulli (1997, p93) determina un criterio generalizado de falla con base en una superficie formada por tres conos elípticos (figura 2.14). La practicidad de esta formulación se ve limitada por la cantidad de parámetros que se requieren para definir las ecuaciones de los conos.

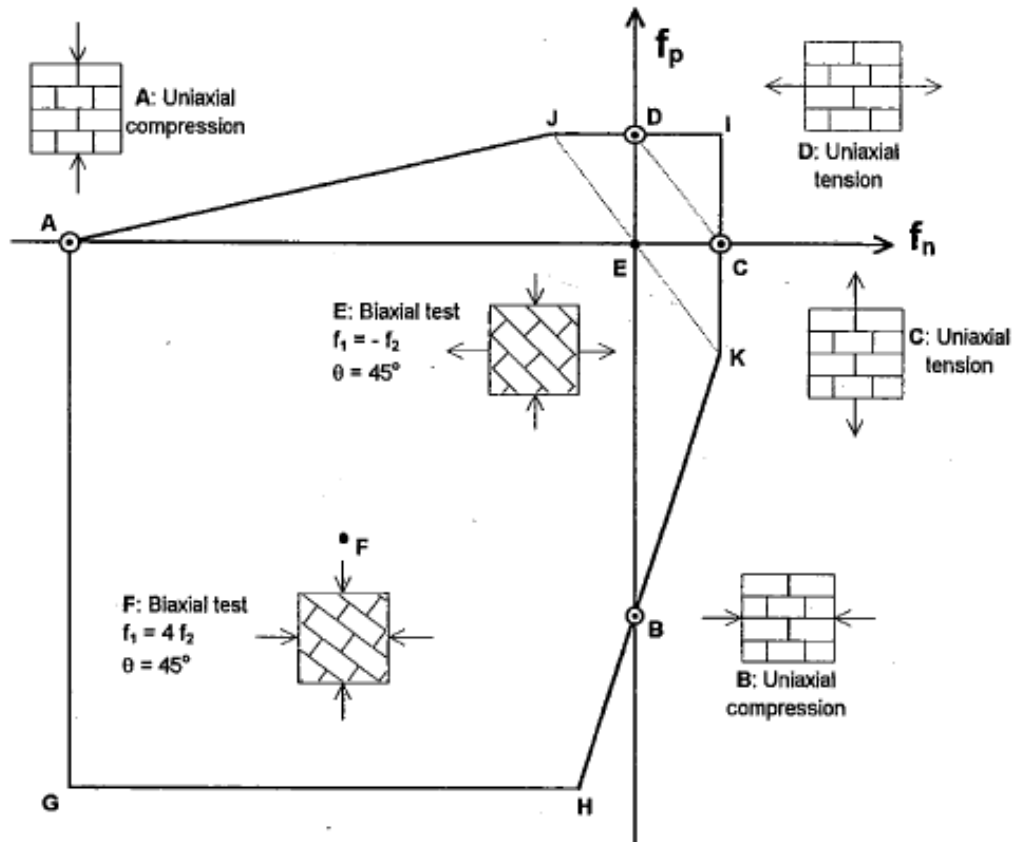
FIGURA 2.14: Vista tridimensional de la superficie de falla de Dhanasekar.



FUENTE: Crisafulli (1997, p.93).

- Crisafulli (1997) Plantea una simplificación de la superficie de falla con base en los resultados de 6 ensayos como se ve en la figura 2.15. Con los 6 puntos y realizando algunas simplificaciones, se puede obtener una idea general de la envolvente de falla de la mampostería

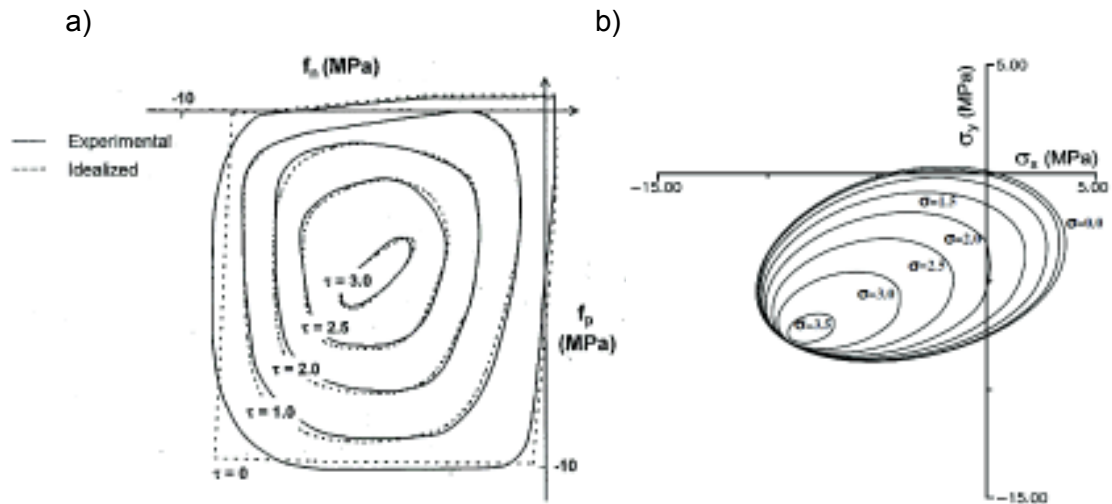
FIGURA 2.15 Simplificación de la superficie de falla.



FUENTE: Crisafulli (1997, p.95).

- Symakezis y Asteris (2001). Usando modelos de elementos finitos encuentran una simplificación de la superficie de falla mediante la definición de un tensor cúbico. Con esta ecuación polinómica, se puede definir los contornos de la superficie para varios niveles de esfuerzo cortante. En la figura 2.16 se puede observar los contornos obtenidos por Dhanasekar (a) y las simplificaciones de Symakezis y Asteris (b) y la ecuación del tensor (c)

FIGURA 2.16: Simplificación de la superficie de falla.



FUENTE: a) Crisafulli (1997, p.95); b) Asteris (2008, p.6)

Para una revisión en profundidad de estas y otras teorías, se recomienda la revisión de los capítulos 2, 3 y 4 de la tesis doctoral de Crisafulli (1997), y las investigaciones de Andreaus (1996) y Mojsilović, (2011).

2.5. MODELOS CONSTITUTIVOS DE MAMPOSTERÍA:

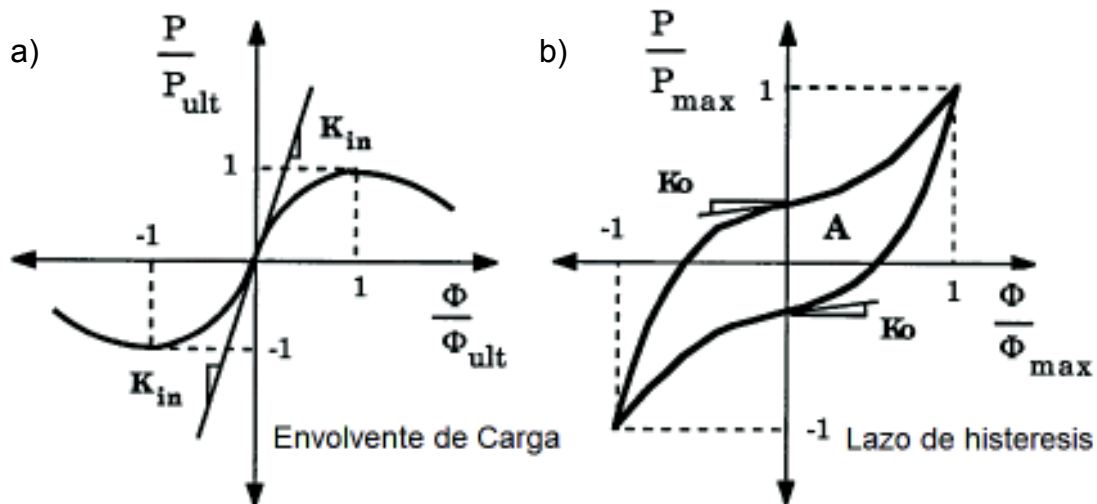
La gran cantidad de factores que contribuyen al comportamiento no-lineal de la mampostería hacen que la definición de las relaciones de fuerza-desplazamiento que representen su comportamiento histerético no sea tarea fácil. La forma de las envolventes de los diagramas esfuerzo-deformación varía incluso con el tipo de material empleado. Hendry (2003, p.59) reporta un comportamiento casi lineal hasta la falla para mamposterías de ladrillos de arcilla, mientras que para mamposterías de bloques de hormigón su comportamiento se lo asemeja a una curva de segundo grado según Crisafulli (1997, p.192).

Siendo la mampostería un conjunto de materiales pétreos, su comportamiento bajo la acción de cargas cíclicas se asemeja mucho al comportamiento frágil de del hormigón simple (no confinado). Es por esto por lo que muchos autores han tomado modelos preexistentes para hormigones y los han modificado para que se ajusten

al comportamiento particular de su caso de estudio. Así tenemos dos modelos específicamente desarrollados para mamposterías:

- Modelo de Chrysostomou: Chrysostomou en su tesis doctoral modifica el modelo de Soroushian. El modelo original emplea 10 parámetros que definen el comportamiento de dos curvas: una para la envolvente de carga (figura 2.17a) y otra para ciclos de descarga y recarga (figura 2.17b). Chrysostomou reduce de 10 a 6 los parámetros requeridos para definir las curvas y les da un significado físico. Para mayor detalle, el lector se puede referir a Chrysostomou (1991)

FIGURA 2.17: Modelo de Chrysostomou.



FUENTE: Modificado de Chrysostomou (1991, p.75)

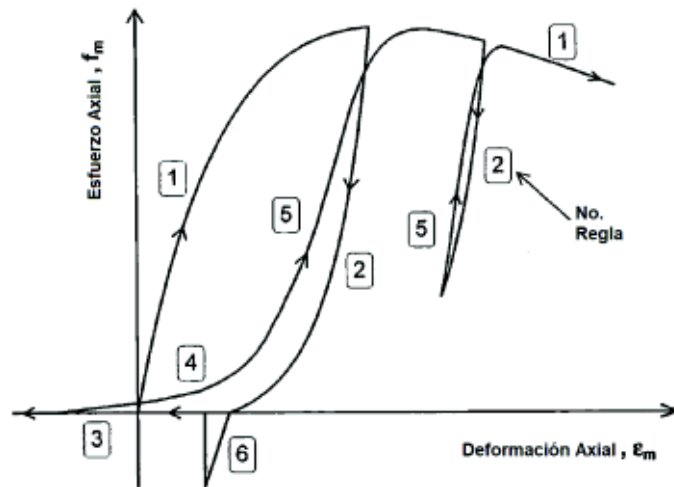
- Modelo de Crisafulli: Este modelo es tal vez es el más completo que existe en la literatura. No solo toma en cuenta la respuesta no lineal de la mampostería bajo cargas de compresión, sino que también incluye comportamiento a tensión inicial y/o tensión remanente después de ciclos de compresión. Incluye además los efectos de contacto entre partículas por agrietamiento de los materiales, y degradación de la rigidez en ciclos de carga histerética.

Crisafulli separa el comportamiento a compresión y a cortante de la mampostería. Para compresión modifica el modelo de Sargin originalmente

concebido para hormigones para definir la envolvente de carga (regla 1) e implementa 5 ecuaciones (reglas 2 a 6) adicionales para la definición del comportamiento histerético (figura 2.18).

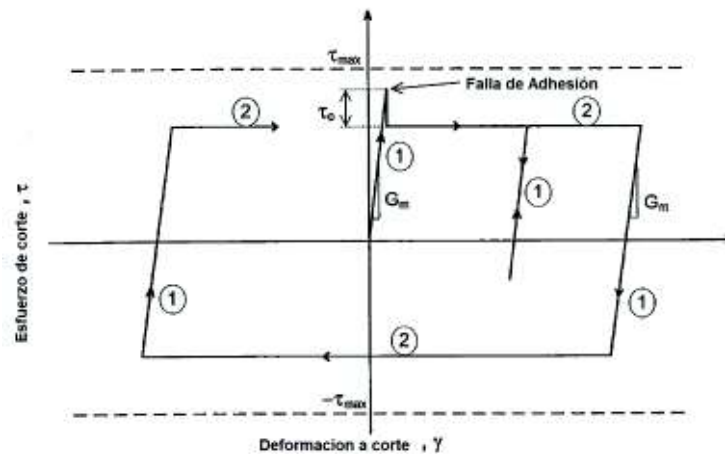
Para el comportamiento a cortante de la mampostería, Crisafulli establece una relación lineal hasta la falla de la adhesión a partir de donde el comportamiento es controlado por la fricción entre superficies deslizantes. El modelo usa una regla para los ciclos de carga y descarga y otra regla para el deslizamiento (figura 2.19).

FIGURA 2.18: Modelo axial de Crisafulli.



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.192)

FIGURA 2.19: Modelo a cortante de Crisafulli.



FUENTE: Modificado de Crisafulli (1997, p.216)

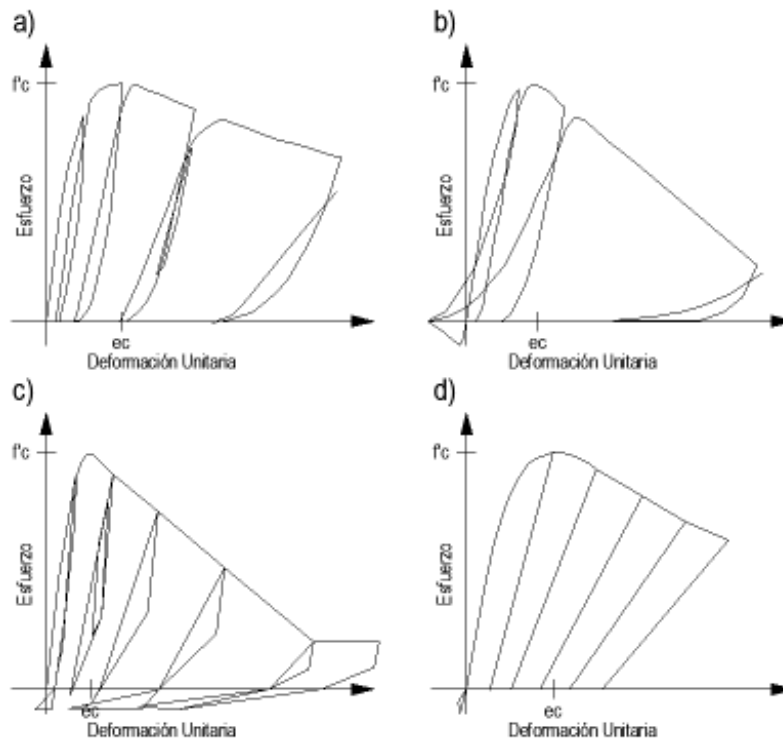
Para más detalle, el lector se puede referir a Crisafulli (1997). Este modelo se encuentra implementado en los programas para análisis no lineal basados en fibras: RUAUMOKO y SeismoStruct.

Crisafulli reconoce que el modelo requiere de calibraciones los cuales se logran mediante ajustes de los parámetros especialmente los que tienen que ver con el comportamiento histerético de la mampostería.

En general, en programas de análisis no lineal de estructuras se puede encontrar modelos elaborados específicamente para el hormigón, que como ya se discutió antes, tiene un comportamiento muy similar a la mampostería. Algunos ejemplos de modelos de hormigón implementados en programas computacionales son:

- Mander et al (SeismoStruct) figura 2.20a
- Chang-Mander (SeismoStruct) figura 2.20b
- Concrete01 Material (OpenSEES) figura 2.20c
- Concrete04 Material (OpenSEES) figura 2.20d

FIGURA 2.20: Modelos constitutivos de hormigón.



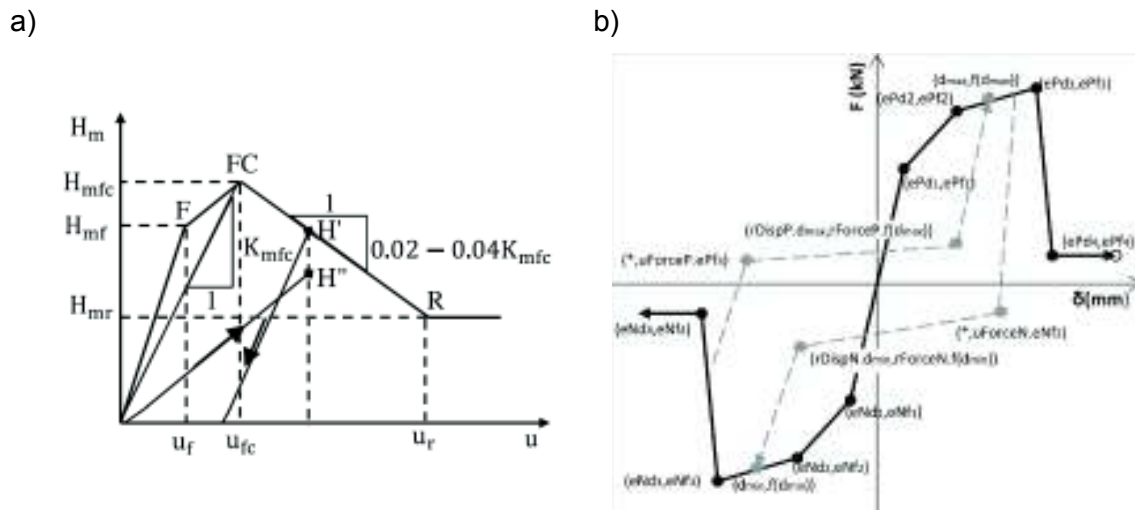
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Como se puede ver en los modelos antes presentados, se tiene curvas que se pueden ajustar de manera muy exacta al comportamiento real de la mampostería, pero su nivel de complejidad y la cantidad de parámetros que requieren hace que sean complejos de implementar y aun más de calibrar, requiriéndose en muchos casos ajustes manuales o retoques para ajustar las curvas al comportamiento real.

Es por esto por lo que se recurre a simplificaciones lineales que, si bien comprometen en mayor o menor grado la exactitud, la estabilidad numérica y la sencillez en su implementación hacen que tengan mayor aplicabilidad. Así como ejemplos tenemos:

- Modelo Liberatore y Decanini figura 2.21a
- Pinching4 Material (OpenSEES) figura 2.21b

FIGURA 2.21 Modelos constitutivos de lineales.



FUENTE: Noh et al (2017).

2.6. CONCLUSIONES:

De los temas tratados en este capítulo se pueden resaltar las siguientes ideas:

- La mampostería es un compuesto heterogéneo de dos o más materiales o elementos dispuestos geoméricamente bajo una cierta modulación determinada.

- Como resultado de la modulación y del sistema constructivo empleados se tienen planos de falla inherentes en la estructura interna del material resultante y concentraciones de esfuerzos en los elementos que lo componen.
- El comportamiento mecánico de la mampostería como material es el resultado de la interacción entre los elementos que la constituyen. Esto resulta en un marcado comportamiento ortotrópico.
- Cada uno de los elementos que componen la mampostería puede fallar de manera independiente,

CAPITULO 3

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PÓRTICOS CON MAMPOSTERÍAS DE RELLENO

En este capítulo en la sección 3.1 se hace una revisión de los modos en que puede fallar el sistema “pórtico relleno con mampostería” en función de las propiedades de sus componentes y de la geometría del conjunto. Se compara aquí las clasificaciones realizadas por varios investigadores y se desarrolla en detalle sobre cada modo.

En la sección 3.2 se hace una revisión del estado del arte en las metodologías para la modelación matemática de los sistemas de pórticos rellenos con mamposterías.

En las secciones 3.3 y 3.4 se hace una breve revisión de los métodos de micromodelación y meso modelación, de sus ventajas y desventajas.

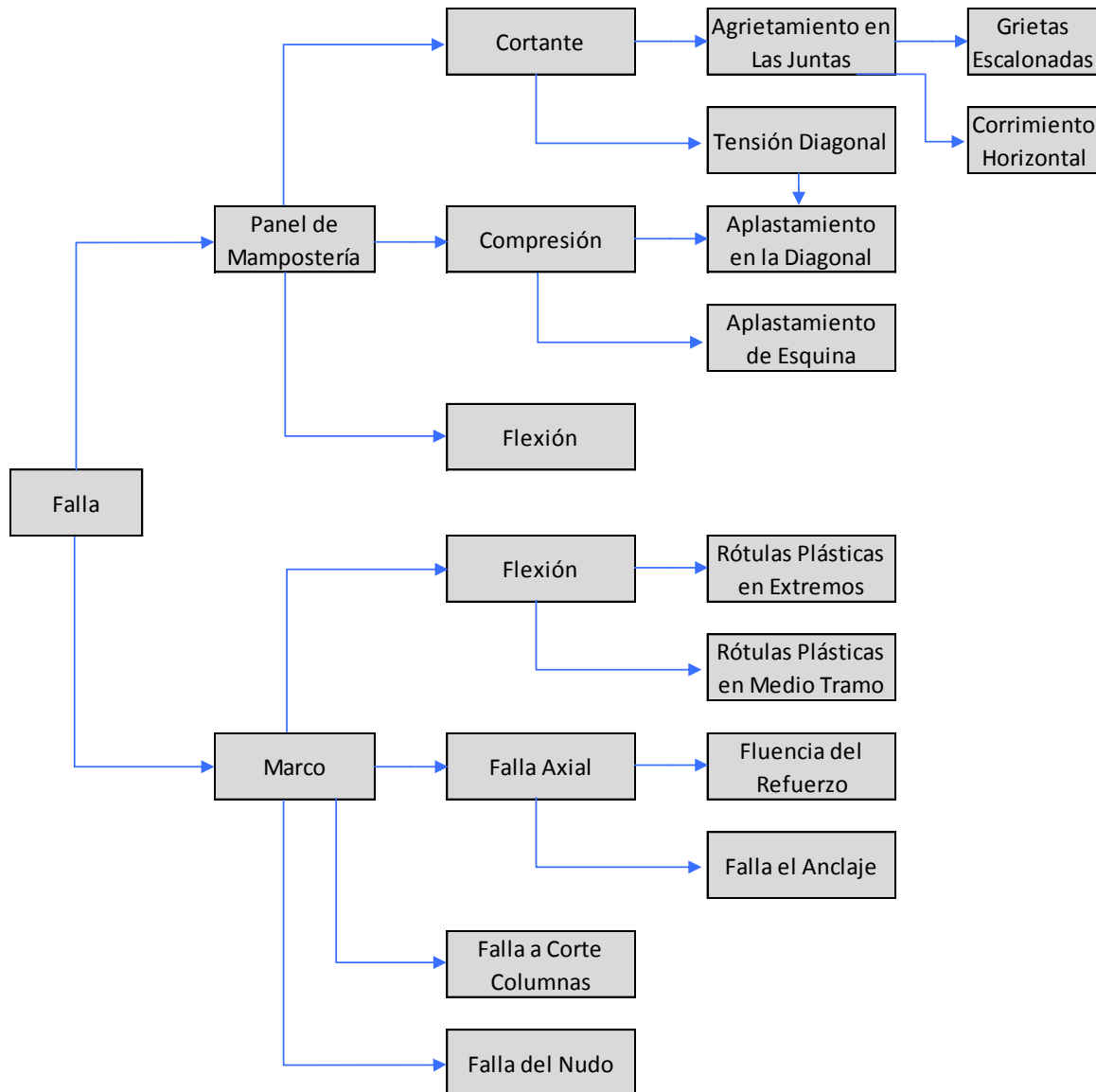
En la sección 3.5 se revisa en detalle los métodos de macromodelación. Sobre todo, esta investigación se concentra en el desarrollo de los métodos de puntales equivalentes, sus diferentes propuestas y aplicabilidad en el mundo ingenieril. Adicionalmente se analizan varias formulaciones (puntal simple o multipuntal) que tratan de solventar las deficiencias que estas metodologías puedan tener.

3.1. MECANISMOS DE FALLA:

En los trabajos de múltiples autores se puede encontrar clasificaciones de los mecanismos en que se puede producir la falla en pórticos con mamposterías de relleno. Sin lugar a duda, el trabajo más comprensivo lo presenta Crisafulli (1997) figura 3.1, donde no sólo hace un análisis de los modos de falla del panel de relleno, sino también del pórtico. Esta clasificación es aplicable de manera general para rellenos íntegros o con presencia de huecos.

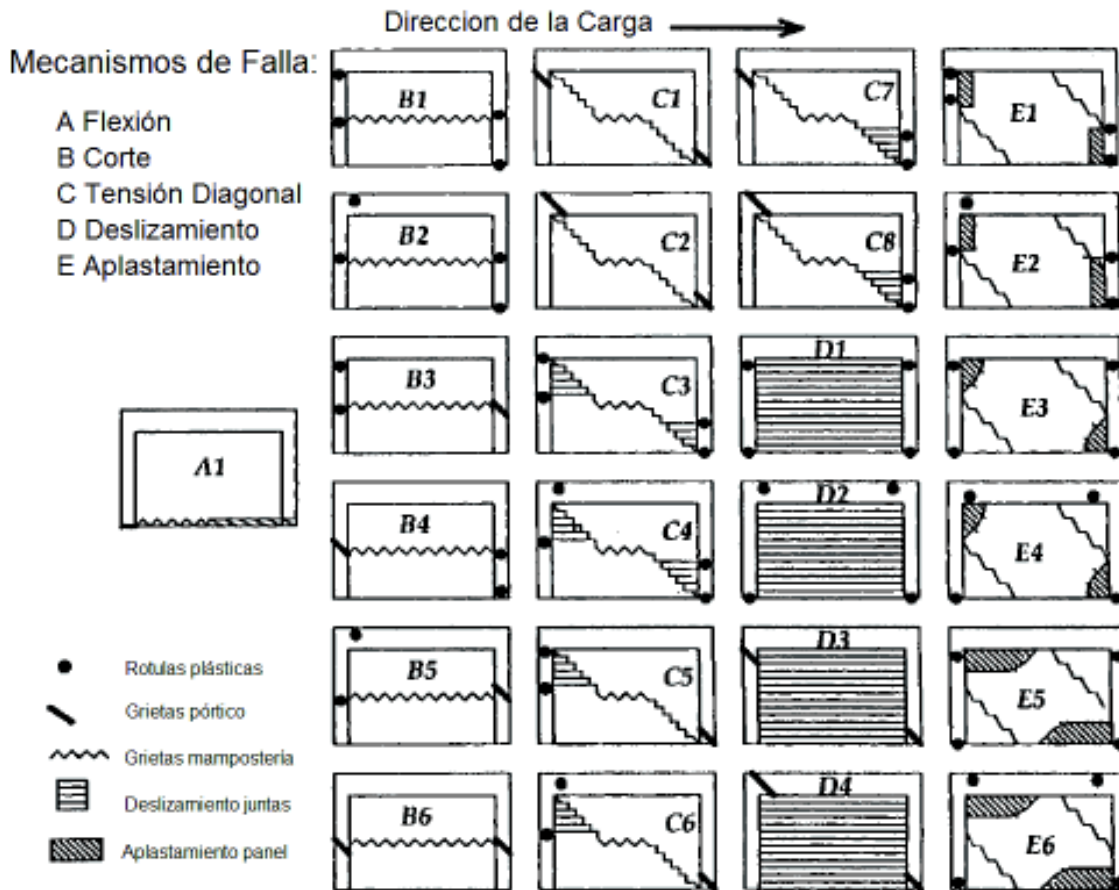
Para rellenos íntegros de mampostería (sin aperturas de puertas o ventanas), de las investigaciones de Shing y Mehrabi (2002) se tiene una clasificación con 5 modos principales y una extensa cantidad de variaciones como se presenta en la figura 3.2

FIGURA 3.1: Clasificación mecanismos de falla en pórticos rellenos con mampostería:



FUENTE: Crisafulli (1997).

FIGURA 3.2: Esquemas modos de falla



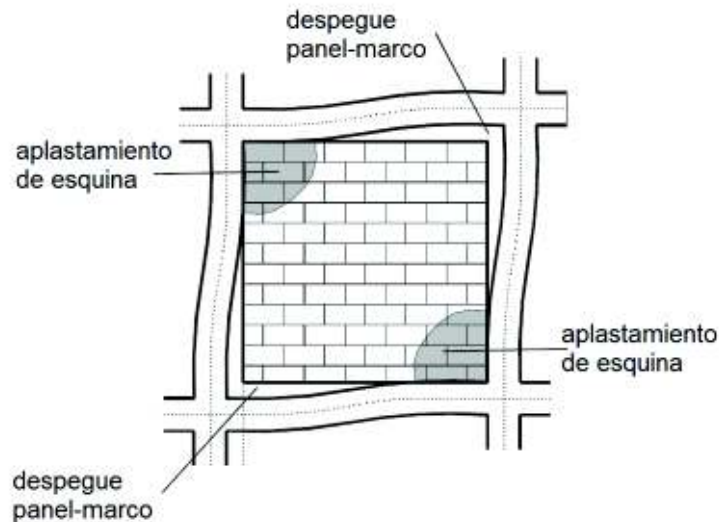
FUENTE: Modificado de Shing y Mehrabi (2002).

Da las investigaciones de Asteris et al (2011), Tarque et al (2015), y Noh et al (2017) en sus trabajos presentan 5 modos más generalizados que se pueden combinar entre sí. Aquí se presenta un análisis de las clasificaciones en todos estos trabajos:

3.1.1. APLASTAMIENTO DE ESQUINA (*CC Corner Crushing*):

Se da por una falla relativamente rápida en cualquiera de las esquinas, o en las dos al mismo tiempo (figura 3.3). Es una falla característica de rellenos con mamposterías con resistencias muy bajas, o con mamposterías de resistencia media enmarcadas en pórticos de nudos débiles y miembros resistentes.

FIGURA 3.3: Falla por aplastamiento de esquinas (CC):



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

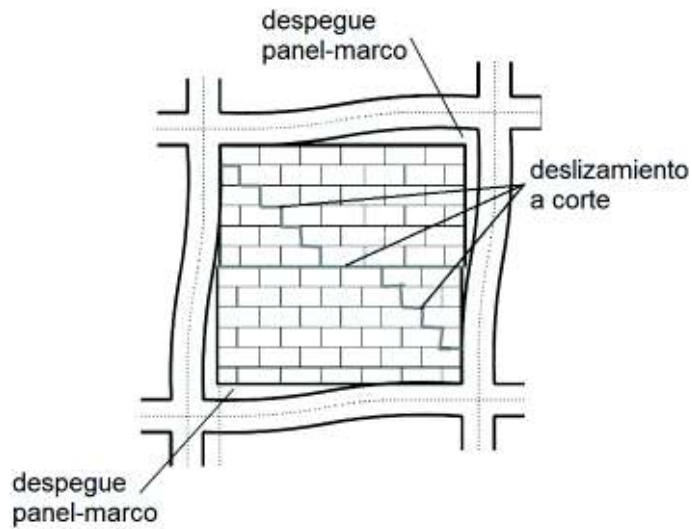
En las esquinas el pórtico ejerce una presión de confinamiento sobre la mampostería. Este confinamiento aumenta la resistencia de la mampostería, si el pórtico es muy flexible o sus nudos no son suficientemente rígidos, este confinamiento no se produce. Adicionalmente, la flexibilidad del pórtico hace que la presión contra el panel se concentre en un área menor. Esta falla principalmente se da en pórticos de acero y raramente sucede en pórticos de hormigón armado.

3.1.2. DESLIZAMIENTO A CORTE (*SS Sliding Shear*):

Es el tipo de falla más común en mamposterías de ladrillo sólido. Se da por un corrimiento en bloque de una porción del panel sobre otra (figura 3.4). Esta falla se puede dar ya sea en las juntas o las piezas de mampuesto. En el primer caso la falla está asociada con una mala calidad de los morteros y en el segundo por el empleo de bloques huecos de baja resistencia.

Esta falla está principalmente controlada por la adhesión y fricción de las juntas y la relación entre la carga de compresión vertical y el corte actuante en el panel.

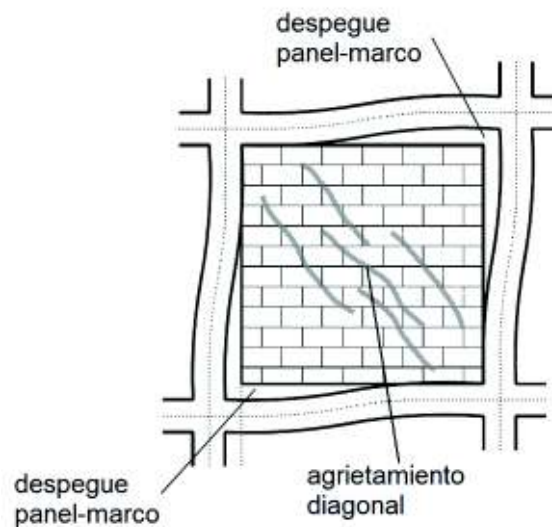
FIGURA 3.4: Falla por deslizamiento a Corte (SS):



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

3.1.3. AGRIETAMIENTO DIAGONAL (*DK Diagonal Cracking*):

FIGURA 3.5: Falla por agrietamiento diagonal (DK):



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

En combinación con la falla SS es el modo de falla más común en mamposterías de bloques huecos. Se presenta como grietas a lo largo de la diagonal comprimida (figura 3.5). Típicamente se representa en pórticos de resistencia baja o con

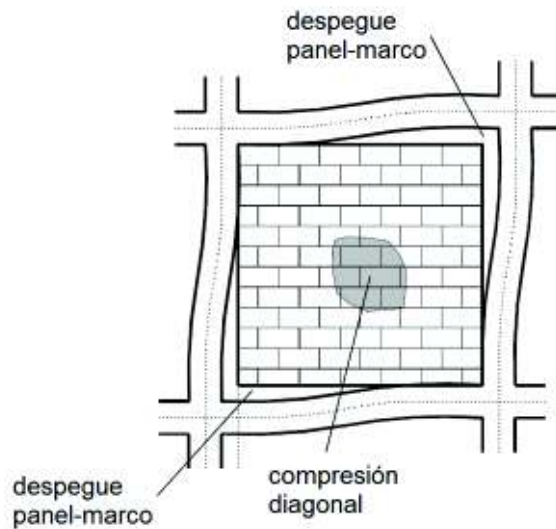
mamposterías de resistencia muy alta enmarcadas en pórticos de nudos débiles y miembros resistentes.

Esta falla está controlada por el estado tensional en el centro del panel. En las esquinas por el confinamiento que aportan la viga y la columna, la mampostería se encuentra en un estado de compresión biaxial en el plano, mientras que en el centro del panel este efecto se pierde y se tienen tensiones perpendiculares a la diagonal comprimida. Cuando, estas tensiones superan la resistencia a tensión de las piezas de mampuesto, se produce la falla.

3.1.4. COMPRESIÓN EN LA DIAGONAL (*DC Diagonal Compression*):

Se da por un aplastamiento del panel en su franja central (figura 3.6). Esta falla se presenta en mamposterías esbeltas por un pandeo fuera del plano del panel, o como pequeñas fallas localizadas cuando ya se ha producido una falla SS. En este segundo caso las grietas diagonales liberan las tensiones perpendiculares a la diagonal por lo que quedan trabajando a compresión franjas esbeltas de mampostería.

FIGURA 3.6: Falla por compresión en la diagonal (DC):



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

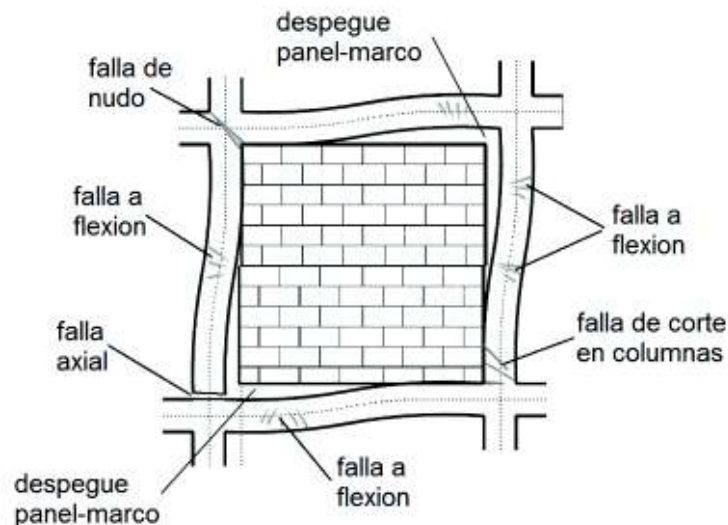
3.1.5. AGRIETAMIENTO A FLEXIÓN (*FC Flexural Cracking*):

En muros de esbeltez alta o en sistemas con rellenos en varios pisos. El sistema pórtico + panel se deforma en conjunto como viga en volado formándose grietas horizontales a nivel del piso o en las juntas de mortero.

3.1.6. FALLA DEL PÓRTICO (*FF Frame Failure*):

Como el tratamiento se concentra en las mamposterías de relleno, los modos de falla asociados al pórtico quedan agrupados en una sola categoría. Todos los tipos de fallas del pórtico están ligados con columnas y vigas de baja resistencia, o con miembros de resistencia media con malas uniones, y rellenos de mamposterías resistentes. Como se indica en la figura 3.7, estas fallas se pueden presentar como:

FIGURA 3.7: Fallas del pórtico (FF):



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

- Falla a Flexión (*FFF Frame Flexural Failure*): se presentan como rótulas plásticas en los extremos o tramos medios de los miembros. Dependiendo de la zona de contacto que se desarrolle con el panel se darán las ubicaciones de estas rótulas. Si hay una buena separación se lograrán

desarrollar en los extremos y si el contacto es mayor estas se reubicarán hacia el centro del tramo.

- Falla Axial (*FTF Frame Tension Failure*): Se presenta ya sea por fluencia de las varillas longitudinales de la columna tensionada en tramos intermedios o por el arrancamiento de estas en la zona de contacto con la viga.
- Falla a Corte en Columnas (*FSF Frame Shear Failure*): Se da cuando la fuerza de compresión producida por la diagonal del panel supera la resistencia a corte de una o las dos columnas.
- Falla de los Nudos (*FJF Frame Joint Failure*): Se da en conexiones viga columnas muy débiles donde no hay suficiente anclaje de las varillas y la fuerza de compresión de la diagonal hace que estos literalmente se desarmen.

3.1.7. PANELES CON APERTURAS:

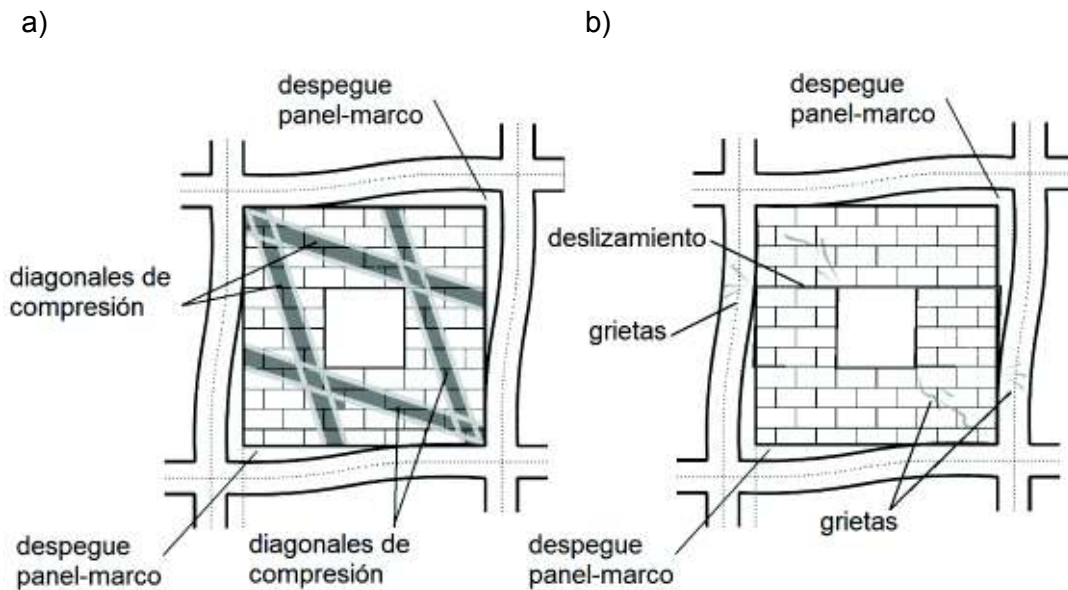
Para el caso de mamposterías con aperturas (rellenos no integrales), resulta que los mecanismos de falla estarán normalmente asociados con la discontinuidad creada por la apertura. Para el caso de puertas estas típicamente representan entre un 15 y un 30% del área del panel y no importa donde se las ubique, que por su forma siempre interrumpirán la diagonal de compresión. Para el caso de ventanas, estas tienen una mayor variabilidad en tamaños y ubicaciones por lo que no siempre interrumpen la diagonal de compresión.

Sin importar el tamaño y ubicación que las aperturas tengan, estas siempre serán discontinuidades en el panel donde se producirán concentraciones de esfuerzos. Muchos autores, Fiorato et al. (1970), Liauw y Kwan (1983), Asteris (2003), Nwofor y Chinwah (2012), en investigaciones sobre los efectos de las aperturas, concuerdan en que para aperturas superiores al 50% del área del panel, el relleno ya no tiene ningún aporte a la resistencia o rigidez de conjunto. El manual de SeismoStruct (Seismosoft, 2016, p.315) recomienda no incluir las mamposterías en el análisis si las aperturas superan el 30% de área de estas.

Puesto que la presencia de aperturas usualmente previene la formación de la diagonal de compresión en todo el panel. Los mecanismos de falla asociados con esfuerzos en la diagonal (Modos CC, DK y DC) tienden a no estar presentes en este tipo de paneles de relleno. En lugar de una sola diagonal, la distribución de esfuerzos en el remanente del panel tiende a reestructurarse en una serie de diagonales insipientes rodeando las aperturas como se observa en la figura 3.8a.

Los modos más comunes en estos casos vienen a ser el deslizamiento a corte (SS) y la falla del pórtico (FF). En el primer caso, siendo las esquinas de las aperturas los puntos de mayor concentración de esfuerzos, estas tienden a agrietarse a 45 grados o a formar planos horizontales de desplazamientos (figura 3.8b). En el segundo caso las zonas del panel debilitadas por la presencia de la apertura tienden a desprenderse y las porciones remanentes usualmente formarán mecanismos patológicos en el marco (figura 3.8b).

FIGURA 3.8: Panel con aperturas: a) Reformulación de diagonales; b) Modos de falla:



FUENTE: Modificado de Asteris (2011).

3.2. MÉTODOS DE MODELACIÓN:

Las mamposterías de relleno tienen una gran cantidad de modos de falla y como hemos visto hasta ahora, existen una gran cantidad de factores que pueden influenciar en que se produzca un modo u otro. Por enumerar aquí los factores principales que influyen en el modo de falla (Crisafulli, 1997, p.143; Asteris et al, 2011), tenemos:

- La resistencia y rigidez relativa de la mampostería con relación a las del pórtico.
- La resistencia y rigidez de los miembros del pórtico y sus uniones entre sí.
- La relación de esbeltez del panel (alto/espesor)
- La relación de aspecto del panel (alto/ancho)
- Presencia de aperturas
- Presencia de cargas verticales

Con esto en mente, una gran cantidad de formulaciones para evaluar el comportamiento del panel de relleno se han desarrollado tratando de representar o todos los modos de falla posibles o por lo menos los más comunes. Dependiendo del grado de detalle incluido en la modelación, podemos categorizar las metodologías en tres enfoques:

- Micromodelación
- Mesomodelación
- Macromodelación

3.3. MICROMODELOS:

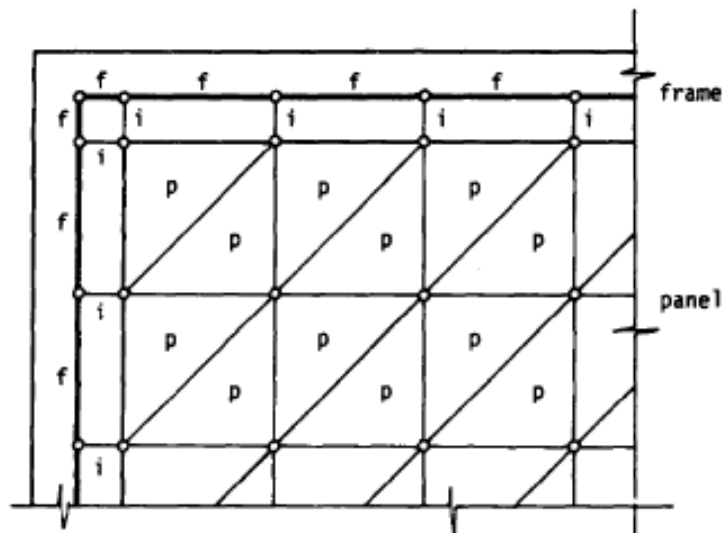
Micromodelación se refiere a la modelación detallada de todas y cada una de las piezas de mampuesto y de las juntas de mortero usando principalmente el método de los elementos finitos (FEM). Un análisis detallado de estas metodologías escapa

los objetivos de este estudio, pero se hace una revisión cronológica de los trabajos de algunos investigadores y de los resultados obtenidos.

En las investigaciones de múltiples autores (Moretti, 2015) (Crisafulli, 2000) se constata que los primeros en emplear elementos finitos para la evaluación de mamposterías de relleno en pórticos fueron Mallick y Severn en 1967. Ellos emplearon esta metodología únicamente para determinar la rigidez lateral del conjunto. A partir de este punto, múltiples investigadores han seguido refinando formulaciones, entre las investigaciones más relevantes, se tiene:

- Liauw y Kwan (1983 y 1985) calibran modelos de elementos finitos en base a ensayos en modelos físicos a escala reducida en marcos de barras cuadradas de acero rellenos con mortero. Emplean elementos tipo barra para modelar el marco (f), elementos tipo barra rígida para modelar la interfaz mampostería – pórtico (i), y elementos finitos bidimensionales para la mampostería (p) como se puede observar en la figura 3.9.

FIGURA 3.9: Discretización de elementos de Liauw y Kwan (1983):



FUENTE Liauw y Kwan (1983).

Cuando existe una compresión entre panel y pórtico, los elementos de interfaz son capaces de transmitir compresión y fricción, pero cuando hay tensiones estos permiten la separación.

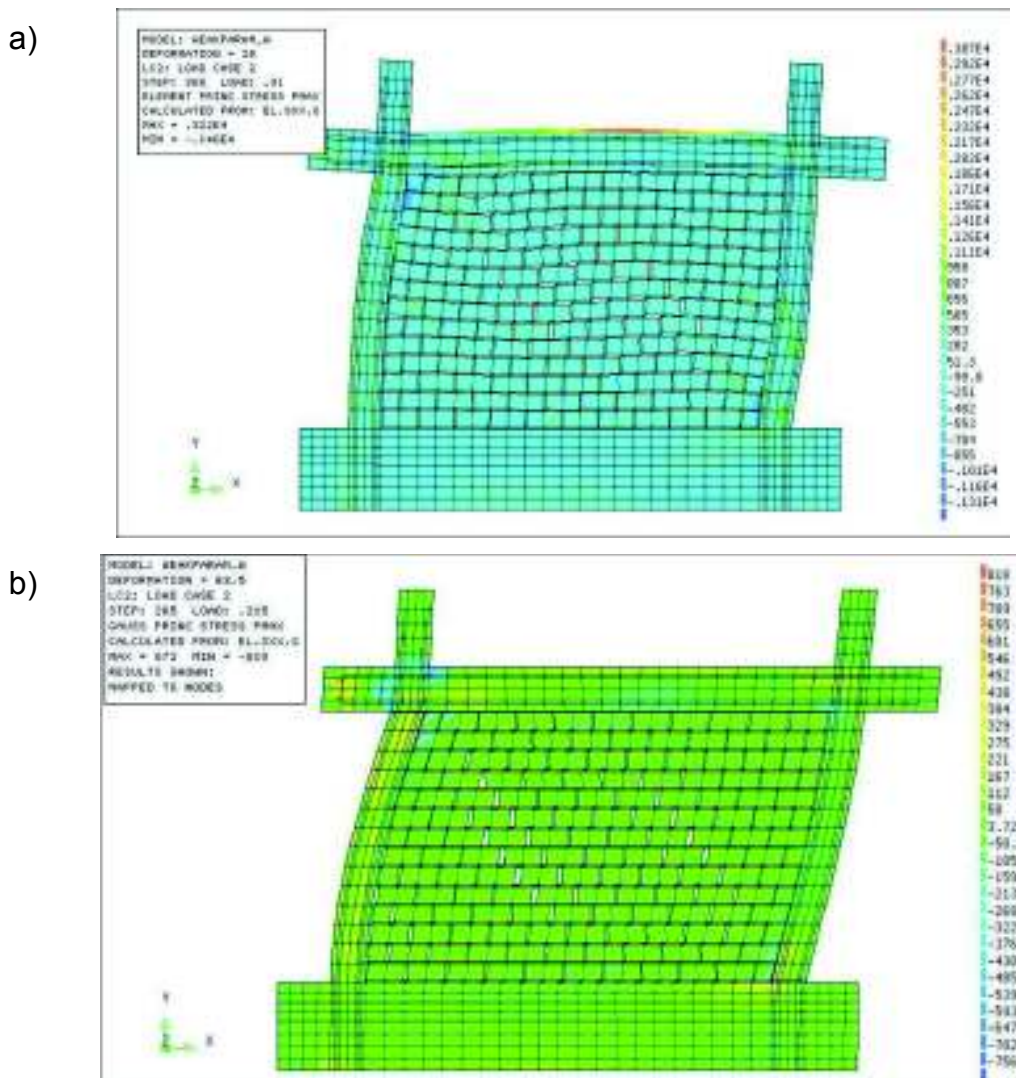
Los elementos finitos empleados como isotrópicos en principio permiten al panel desarrollar esfuerzos en tensión hasta la resistencia de este. A partir de este punto el panel se agrieta y no ofrece resistencia. Cuando la grieta se cierra vuelve a permitir esfuerzos de compresión perpendiculares a la grieta con lo que el elemento se convierte en anisotrópico.

Si bien con el modelo de elementos finitos obtienen resultados muy ajustados a los de los modelos físicos, el modelo físico no representa las propiedades reales de la mampostería.

- Andreaus (1985 y 1990) desarrolla elementos finitos planos y tridimensionales específicos para modelar la ortotropía de la mampostería. En estos estudios se compara los modelos predictivos desarrollados con los resultados de ensayos de muretes en laboratorio donde se verifica la validez de estos.
- Papia (1988) el método de los elementos de borde (BEM) para modelar la mampostería y elementos finitos para el pórtico, haciendo posible tomar en consideración la separación que se produce entre ambos. Papia emplea esta metodología para la evaluación de paneles con aperturas, encontrando muy buenas aproximaciones con ensayos reales.
- Mehrabi y Shing (1996, 1997 y 2003) con base en los resultados de ensayos de pórticos de hormigón armado a escala 1:2 calibran modelos de elementos finitos empleando elementos de fisuración difusa (*smearred crack*) para la modelación de las piezas de mamposterías y el marco de hormigón. Presentan una ley constitutiva para la modelación de las juntas de mortero que toma en cuenta el efecto de confinamiento, y la dilatación por corte en el mortero.
- Al-Chaar y Mehrabi (2008) desarrollan para el cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) un manual de modelos constitutivos para análisis no lineales con elementos finitos en prismas y rellenos de mampostería, con el propósito de determinar si los modelos de elementos finitos pueden servir como un sustituto válido a los costosos ensayos en modelo físicos.

Para las piezas de mampuesto y el marco de hormigón emplean el modelo de fisuración difusa de Lofti y Shing de 1991, donde el material se lo modela de forma no lineal como ortotrópico alineando sus ejes de ortotropía normal y tangencialmente a la grieta. Para las juntas de mortero usan el modelo de interfaz de Mehrabi y Shing de 1997.

FIGURA 3.10: Resultado de micromodelaciones de pórticos: a) con rellenos débiles; b) rellenos resistentes:



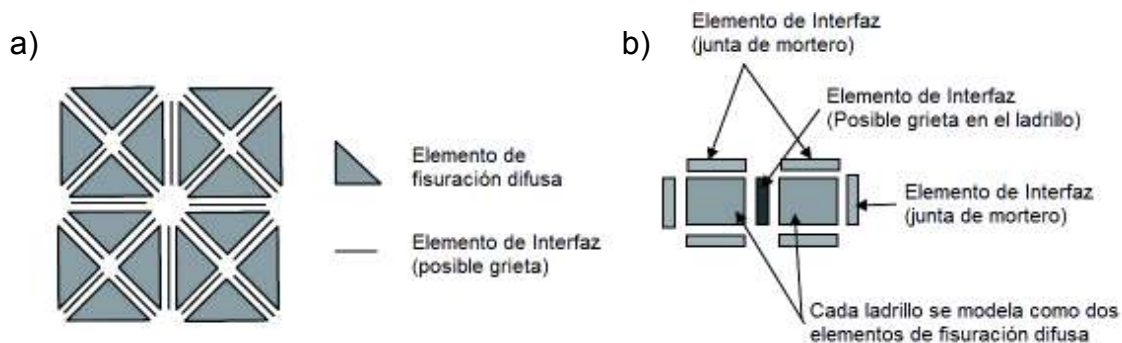
FUENTE: Al-Chaar y Mehrabi (2008).

El nivel de detalle de este estudio se lo puede observar en la figura 3.10 a y b, para un relleno débil y un relleno resistente respectivamente.

Al-Chaar y Mehrabi, determinan que, si bien estas modelaciones son una alternativa económica y fiable a los ensayos en laboratorio, para tener una modelación ajustada a la realidad, los parámetros del modelo tienen que ser calibrados en base a resultados experimentales de los materiales y de las estructuras.

- Stavridis y Shing (2010), y Koutromanos, Stavridis, Shing, y Willam, (2011) además de emplear los modelos de fisuración difusa para las piezas de mampostería y el marco de hormigón, y elementos de interfaz para las juntas de mortero, hacen una discretización sumamente detallada (figura 3.11). La figura 3.11 a muestra la discretización del marco de hormigón armado y la figura 3.11b muestra la discretización de las piezas de mampuesto.

FIGURA 3.11: Discretización de Stavridis et al (2011): a) del pórtico de hormigón; b) de la mampostería:



FUENTE: Modificado de Koutromanos et al (2011).

Koutromanos et al (2011) resaltan que con esta metodología se puede reproducir con gran fidelidad la respuesta histerética del sistema además de los modos de falla y los patrones de agrietamiento.

Cabe recalcar que aquí no se pretende analizar todas las investigaciones disponibles en la literatura si no más bien brindar al lector una idea general de desarrollo que esta metodología ha tenido en las últimas décadas y del actual estado del arte. Algunas conclusiones que podemos sacar sobre estas investigaciones son:

- En la literatura existen varios modelos de elementos tridimensionales, pero se ve que el empleo de elementos planos lleva a resultados de gran exactitud.
- Los elementos de fisuración difusa, originalmente concebidos para modelar rocas o el hormigón, son los elegidos de manera general para la modelación de mamposterías.
- La diferencia en propiedades mecánicas y tipo de sollicitación entre las piezas de mampostería y los morteros hacen que se tenga que emplear tipos de elementos diferentes para un uno y otro.
- En relación con el tamaño de las piezas de mampostería, las juntas de mortero no son representativas, por lo que estas se modelan con elementos unidimensionales de interfaz.
- Las micromodelaciones pueden llegar a incluir no sólo todos los modos de falla posibles sino que también patrones de agrietamiento de manera muy cabal, por lo que en términos de exactitud son la mejor alternativa.
- En el proceso de calibración de los elementos involucrados en una micromodelación, se encuentran una gran cantidad de parámetros que no permiten simplificaciones como lo son los elementos de interfaz.
- Se puede ver que las micromodelaciones requieren un esfuerzo computacional importante además que son particularmente difíciles de implementar por lo que no son realmente prácticas para el análisis de estructuras grandes.
- Actualmente las micromodelaciones son la única forma válida para modelar paneles con huecos de forma acertada en cuanto al desempeño sísmico e interacción con el pórtico.

3.4. MESOMODELOS:

Los mesomodelos representan un compromiso intermedio entre las modelaciones sumamente detalladas de los micromodelos y las racionalizaciones simplificadas de los macromodelos. En lugar de diferenciar las piezas de mampuesto y las juntas

de mortero, las propiedades de ambas se combinan para formar un material equivalente de características promedio entre los dos componentes.

Típicamente se modelan con el método de los elementos finitos usando ya sea materiales homogéneos e isotrópicos, o con un grado de mayor detalle, se toma en cuenta la ortotropía que la orientación de las juntas de mortero introducen en de la mampostería.

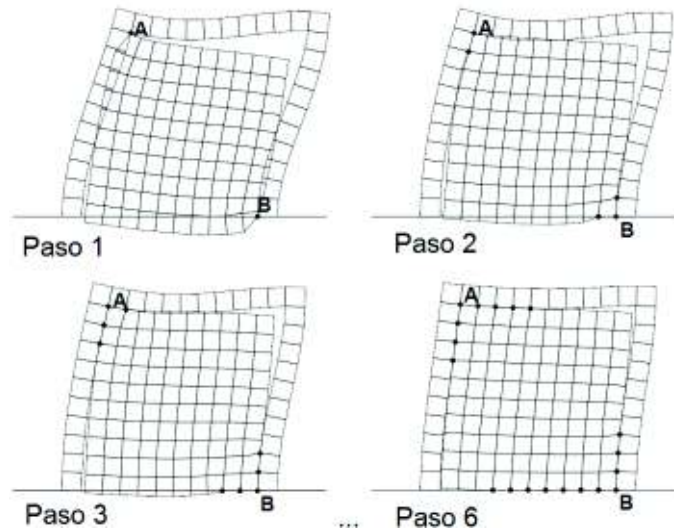
Originalmente los mesomodelos se los clasificaba como parte de los Micromodelos, pero el grado de refinamiento que han llegado a tener estos últimos han hecho que se los tenga que diferenciar.

Como ejemplo, una metodología que se puede incluir en esta categoría es el método de los puntos de contacto de Asteris (1996). Esta metodología se la puede describir como un proceso iterativo manual para la determinación de la extensión de las longitudes de contacto en las esquinas del panel de relleno con el marco estructural de la siguiente forma:

1. Se modelan el pórtico y la mampostería bajo una misma discretización y unidos únicamente por los nudos correspondientes a las esquinas de la diagonal comprimida.
2. Se aplican las cargas y se evalúa los desplazamientos de los nudos correspondientes a la zona de contacto entre el panel y el pórtico. Aquí se aplica manualmente el principio de impenetrabilidad de la materia (Chaves, 2013, p.153). Esto es que, si los desplazamientos del pórtico ubican un nodo dentro de la mampostería, entonces ese nodo debe ser conectado con su correspondiente para producir una compresión entre los dos materiales.
3. Así, se conectan los nudos correspondientes y se vuelve a evaluar. Aquí ya no solo se evalúa que los elementos no estén superpuestos, si no también que no existan tensiones en los puntos de contacto, en cuyo caso los nodos deberán separarse.
4. Se repite el proceso de conexión y evaluación hasta tener el ajuste correcto entre panel y marco.

Gráficamente se puede ver el desarrollo de estos pasos en la figura 3.12.

FIGURA 3.12: Proceso iterativo del método de los puntos de contacto:



FUENTE: Modificado de Asteris (2002).

Esta metodología, sin mayor esfuerzo computacional, puede ser extendida a análisis incrementales de carga lateral mediante la repetición de las calibraciones para varios niveles de carga. Incluso se pueden hacer análisis con cargas verticales sobre el pórtico, y evaluaciones de aperturas como el caso de Syrmakezis y Asteris (2001).

3.5. MACROMODELOS:

Racionalizando el comportamiento que tienen los muros de mampostería, múltiples autores han desarrollado una gran cantidad de modelos analíticos de mayor o menor complejidad dependiendo de los aspectos que hayan enfocado del problema. Crisafulli en su tesis doctoral indica “La principal premisa en el desarrollo de modelos analíticos es la interpretación racional del fenómeno físico, tratando de mantener la formulación lo más simple posible” (Crisafulli, 1997, p.3).

Como se analizó en secciones anteriores, las mamposterías de relleno tienen varios mecanismos de falla posibles, por lo que, dependiendo del nivel de complejidad del

modelo analítico, se podrán representar diferentes modos de falla del panel de relleno.

Dependiendo del tipo de abstracción racional que se emplee para desarrollar un modelo analítico podemos decir que se tiene dos enfoques principales de macromodelos:

- Modelos de pórticos equivalentes
- Modelos de puntales

3.5.1. MODELOS DE PÓRTICOS EQUIVALENTES:

Estos modelos asumen un comportamiento monolítico entre el pórtico y el relleno de mampostería. De esta forma el conjunto puede ser analizado como una viga tipo Timoshenko de sección compuesta con propiedades equivalentes al conjunto mampostería + columnas.

La validez de este modelo depende enteramente de la capacidad del conjunto para permanecer unido. De lo que se ha podido observar en varios ensayos sobre pórticos con rellenos, a menos que la pared se encuentre conectada al marco mediante conectores de corte (chicotes), esta separación se producirá bajo solicitaciones de deformación relativamente bajas. Y aún, si se tienen conectores de corte, la validez del método dependerá de la capacidad de los conectores a resistir las acciones compuestas de solicitación bajo cargas sísmicas sin permitir que se separe el relleno (Crisafulli, 2000, p. 39).

La racionalización se basa en que para sistemas donde se repiten en altura los rellenos de mampostería, estos funcionan como una gran viga en voladizo. Como menciona Crisafulli (1997), los “pórticos rellenos de mampostería, por lo tanto, pueden ser considerados como un caso especial de mampostería reforzada, en la cual el refuerzo se concentra en los extremos del panel para proveer resistencia a flexión y continuidad entre losas y paredes intersecantes”.

Un ejemplo de estos modelos es el desarrollado por Axley y Bertero según reporta Crisafulli (1997, p.175). Ellos modelan los dos sistemas, pórtico y panel de manera separada y obtienen las matrices de rigidez de cada uno. Luego, por condensación estática, reducen la matriz del panel a los grados de libertad del pórtico, de esta manera se obtiene una matriz de rigidez de un pórtico equivalente al sistema panel + marco. Esta metodología no toma en cuenta ningún tipo de separación que se pueda dar entre los elementos por lo que únicamente es aplicable para análisis lineales con cargas muy bajas.

Puesto que el mayor factor que afecta la no linealidad de las mamposterías de relleno en pórticos es la separación que se produce entre los dos elementos, la validez de estos modelos está limitada para el caso de análisis elásticos a menos que se dispongan o se desarrollen modelos constitutivos especiales.

En este sentido Penna y Lagomarsino (2013) desarrollan un macroelemento refinado para representar de manera adecuada las propiedades mecánicas del panel, así como su resistencia en modo de falla a corte, y tener un desempeño consistente bajo la acción de cargas laterales cíclicas en análisis no lineales. Penna y Lagomarsino analizan inclusive la posibilidad de emplear este método para modelar paneles con aperturas mediante un ensamble de macroelementos. En este estudio, se demuestra que esta metodología es una buena opción en términos de precisión y esfuerzo computacional para modelar grandes estructuras donde no se requiera considerar los efectos de la interacción del relleno con el marco estructural.

3.5.2. MODELOS DE PUNTALES:

Según Crisafulli (1997) y Tarque (2015), Polyakov en 1956, usando la teoría elástica es uno de los primeros en realizar estudios sobre muros de mampostería cargados en compresión en una de sus diagonales. Ambos reportan que Polyakov concluye que el comportamiento de pórticos rellenos de mampostería cargados lateralmente puede ser equivalente al de un puntal diagonal.

En 1961 Holmes publica un estudio sobre una metodología de rigidización lateral para pórticos de acero no arriostrados mediante la inclusión de paredes de mampostería de ladrillo sólido o rellenando los pórticos con hormigón simple trabado mecánicamente con los elementos del pórtico. En su formulación, él usa arbitrariamente un puntal equivalente con un ancho igual a un tercio de la diagonal del pórtico y admite que la gran dispersión de resultados obtenidos se debe a la mano de obra y la calidad de los materiales usados.

Poco después, desde 1962 hasta 1970, Stafford Smith realiza varias publicaciones sobre la rigidez lateral en pórticos rellenos con mampostería usando el enfoque del puntal equivalente con una formulación similar a la teoría elástica de vigas de cimentación. En base a ensayos de marcos cuadrados cargados diagonalmente Stafford Smith define una longitud de contacto de la mampostería con el pórtico z , en función de la rigidez relativa entre ambos mediante la expresión:

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h} \cdot h \quad (3.1)$$

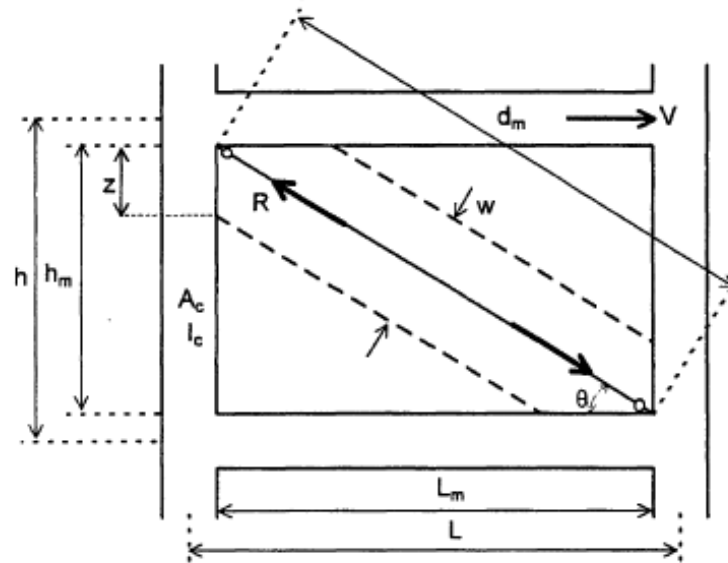
Donde,

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}} \quad (3.2)$$

En la cual h es la altura total del pórtico y h_m es la altura total del panel de mampostería; E_m y E_c son los módulos de elasticidad de la mampostería y las columnas de hormigón; t es el espesor del panel y θ es el ángulo de inclinación de la diagonal. (figura 3.13)

Finalmente, Stafford Smith y Carter (1969) concluyen que se puede obtener una buena estimación de la rigidez lateral de pórticos rellenos de mampostería mediante modelos de puntales, pero advierten que, debido a la naturaleza no lineal de los materiales de relleno, el ancho de dicho puntal varía en función de las cargas aplicadas y de las propiedades del marco y la mampostería.

FIGURA 3.13: Esquema de parámetros geométricos de Stafford Smith:



FUENTE: Crisafulli (2000).

A partir de este punto se tiene una gran cantidad de estudios de diferentes autores sobre un sinnúmero de tipologías de mamposterías de donde se obtienen expresiones que se ajustan particularmente a cada caso de estudio. Entre los más destacables, tenemos:

- Mainstone (1970): En pórticos de acero en escala 1:10 obtiene la siguiente expresión que es la adoptada por la FEMA (FEMA 306, p.197):

$$w = 0.175 \cdot d_m \cdot (\lambda_h \cdot h)^{-0.4} \quad (3.3)$$

- Liauw y Kwan (1983): En pórticos de acero a escala reducida rellenos de mortero obtienen la siguiente expresión:

$$w = 0.95 \cdot \frac{h \cdot \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (3.4)$$

- Decanini y Fantin (1986): En ensayos en mampostería confinada hacen una diferenciación entre panel sano y panel agrietado para dos rangos de valores de λ_h :

- Panel sano:

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) \cdot d_m \quad \text{para } \lambda_h \leq 7.85 \quad (3.5)$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) \cdot d_m \quad \text{para } \lambda_h > 7.85 \quad (3.6)$$

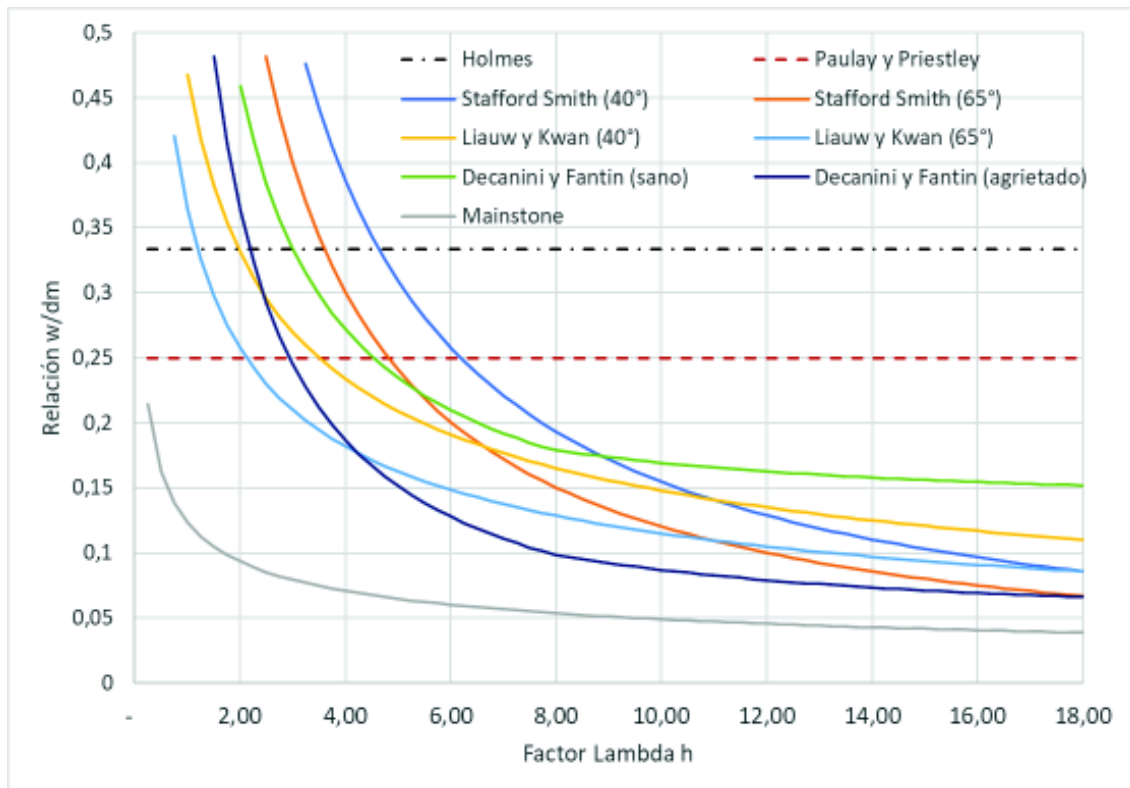
- Panel agrietado:

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) \cdot d_m \quad \text{para } \lambda_h \leq 7.85 \quad (3.7)$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) \cdot d_m \quad \text{para } \lambda_h > 7.85 \quad (3.8)$$

- Karaduman (2001) en estudio experimental encuentra que los valores del ancho del puntal equivalente se encuentran típicamente entre 0.1 a 0.4 veces la longitud de la diagonal y que una buena aproximación se puede dar tomando un valor de 0.20, lo que más o menos concuerda con los valores observados en la figura (3.14).
- Paulay y Priestley (1992, p.588) recomiendan tomar como máximo 0.25 veces la longitud de la diagonal de manera general siendo conservadores, lo cual se aplica a valores bajos de λ_h pero para valores intermedios y altos esto resulta en una sobrevaloración.

FIGURA 3.14: Variación ancho del puntal equivalente según varias ecuaciones:



ELABORACIÓN: Fabián Pachano (2018).

Haciendo un análisis comparativo entre las ecuaciones antes presentadas (figura 3.14), podemos ver que los resultados de cada una de ellas, si bien se ajustan de manera aceptable para la mampostería tomada específicamente para cada estudio, no tienen una aplicabilidad universal. Es por esto por lo que Papia, Cavaleri y Fossetti (2003) desarrollan una metodología basada en equiparar un micromodelo de la mampostería con la idealización del puntal equivalente para determinar el ancho de dicho puntal. Esta metodología se puede implementar de manera general y ha sido refinada en estudios subsecuentes: Cavaleri, Fossetti y Papia, (2004); Amato, Cavaleri, Fossetti y Papia (2008); Amato, Fossetti, Cavaleri, y Papia (2009); Cavaleri, Papia, Macaluso, Di Trapani, y Colajanni (2014); y Asteris, Cavaleri, Di Trapani, y Sarhosis (2016); donde, en base a resultados experimentales se ha extendido su aplicabilidad al caso de paneles con aperturas y a paneles con carga vertical. A continuación, se desarrolla esta metodología:

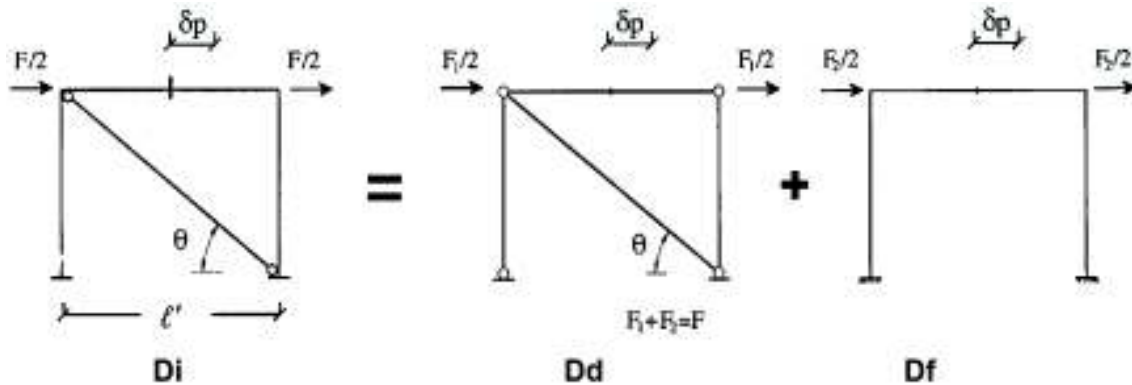
1. Se establece la siguiente igualdad:

$$D_i = \bar{D}_i \quad (3.9)$$

Donde D_i es la rigidez inicial del sistema equivalente y \bar{D}_i es la rigidez inicial "exacta" del sistema.

2. La rigidez exacta \bar{D}_i se puede determinar en base a una micro o mesomodelación del sistema.
3. La rigidez D_i se determina en base a las equivalencias derivadas de la formulación de la figura 3.15:

FIGURA 3.15: Formulación de la rigidez del sistema equivalente:



ELABORACIÓN: Modificado de Papia, Cavaleri y Fossetti (2003).

Donde la rigidez D_i está compuesta por la suma de las rigideces del sistema articulado arriostrado y del pórtico a flexión D_d y D_f respectivamente:

$$D_i = D_d + D_f \quad (3.10)$$

4. La rigidez D_d será igual a:

$$D_d = \frac{k_d \cdot \cos^2 \theta}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2 \theta + \frac{k_d}{2 \cdot k_b} \cos^2 \theta} \quad (3.11)$$

Donde, k_d , k_c , y k_b son las rigideces axiales de el puntal diagonal, las columnas y las vigas respectivamente:

$$k_d = \frac{E_m \cdot t \cdot w}{d} \quad (3.12)$$

$$k_c = \frac{E_f \cdot A_c}{H} \quad (3.13)$$

$$k_b = \frac{E_f \cdot A_b}{L} \quad (3.14)$$

5. La rigidez D_f se evalúa mediante la ecuación:

$$D_f = \frac{24 \cdot E_f \cdot I_c}{H^3} \cdot \left(1 + \frac{I_c \cdot L}{I_b \cdot H}\right)^{-1} \quad (3.15)$$

6. Reemplazando la ecuación 3.11 en 3.10 y este resultado a su vez en la ecuación 3.9, se obtiene la relación w/d:

En la misma línea de investigación de las formulaciones mencionadas anteriormente, esta metodología requiere de la formulación de un parámetro λ^* que relacione las propiedades mecánicas del pórtico y del panel para definir un ancho de puntal. Papiá et al (2004) definen este parámetro de la siguiente manera:

$$\lambda^* = \frac{E_d \cdot t \cdot H}{E_f \cdot A_c} \cdot \left(\frac{H^2}{L^2} + \frac{A_c \cdot L}{4 \cdot A_b \cdot H}\right) \quad (3.16)$$

En función del cual los valores de la relación w/d se ajustan a la siguiente ecuación:

$$\frac{w}{d} = k \cdot \frac{c}{z'} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (3.17)$$

Donde:

$$k = 1 + (18 \cdot \lambda^* + 200) \cdot \varepsilon_v \quad (3.18)$$

$$c = 0.249 - 0.0116 \cdot v + 0.567 \cdot v^2 \quad (3.19)$$

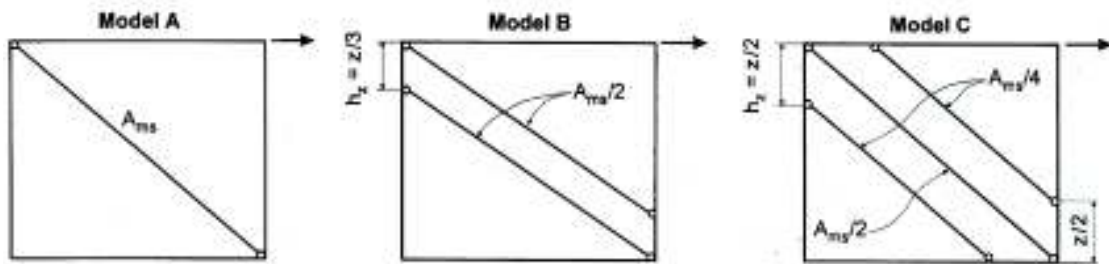
$$\beta = 0.146 - 0.0073 \cdot v + 0.126 \cdot v^2 \quad (3.20)$$

$$z' = \begin{cases} 1 & \text{para } L/H = 1.0 \\ 1.125 & \text{para } L/H = 1.5 \end{cases} \quad (3.21)$$

Con esta metodología se puede obtener familias de curvas para definir el ancho del puntal para todas las mamposterías de un proyecto con un esfuerzo computacional muy reducido.

Ahora bien, el simplificar el panel de mampostería por un puntal diagonal que resulte en una rigidez lateral equivalente es beneficioso únicamente desde el punto de vista global de toda la estructura. Un único puntal conectado articuladamente en las conexiones viga-columna no es capaz de reproducir los efectos que tiene la zona de contacto panel-marco. Es por esto por lo que se recurre a configuraciones multipuntal.

FIGURA 3.16: Configuraciones mono, bi, y tri-puntal:



ELABORACIÓN: Modificado de Crisafulli et al (2000).

Crisafulli et al (2000) hacen una comparación entre varias configuraciones: mono-puntal (figura 3.16 Modelo A), bi-puntal (figura 3.16 Modelo B), tri-puntal (figura 3.16 Modelo C), de Holmes (1961), Crisafulli (1997), y Chrysostomou (1991) respectivamente; y una mesomodelación en base a elementos finitos.

En los tres modelos de puntales se utiliza una misma área de puntal equivalente A_{ms} . En el modelo bi-puntal el área es repartida 50% en cada puntal y en el modelo tri-puntal repartida 25% en los puntales exteriores y 50% en el puntal central. La

longitud de contacto h_z la definen como $z/3$ y $z/2$ en base a la formulación de Stafford Smith (ecuación 3.1).

En este estudio Crusafulli et al (2000) concluyen que el modelo mono-puntal a pesar de su simplicidad provee una estimación adecuada de la rigidez lateral y las fuerzas axiales de los elementos del marco. El modelo bi-puntal tiende a sobreestimar los valores de momentos y cortantes en las columnas en relación con los obtenidos de la mesomodelación. El modelo más refinado tri-puntal entrega los valores más realistas de fuerza cortante y momento flector en columnas y vigas.

Cabe recalcar que las tres configuraciones presentadas en la figura 3.16 son solamente una muestra. En la literatura existe una gran cantidad de configuraciones multi-puntal formuladas para representar aspectos específicos del comportamiento de la mampostería o modos de falla en particular. A continuación, se presentan algunas configuraciones de varios puntales implementadas en paquetes computacionales que presentan facilidades en la modelación de pórticos rellenos de mampostería:

2.4.2.5 MODELO DE CRISAFULLI (MACROELEMENTO PANEL):

Crisafulli et al (2007), proponen un modelo de elemento tipo panel de cuatro nodos, en el cual, mediante una combinación de puntales de compresión y de corte se puede representar de forma adecuada los modos de falla más comunes en paneles de mampostería de relleno: tensión diagonal (DK) y deslizamiento a corte (SS).

Para el modelo se reparte la rigidez del puntal diagonal equivalente entre el puntal de corte y dos puntales a compresión de igual sección de la siguiente manera:

$$k_s = \gamma_s \frac{A_{ms} \cdot E_m}{d_m} \cdot (\cos \theta)^2 \quad (3.22)$$

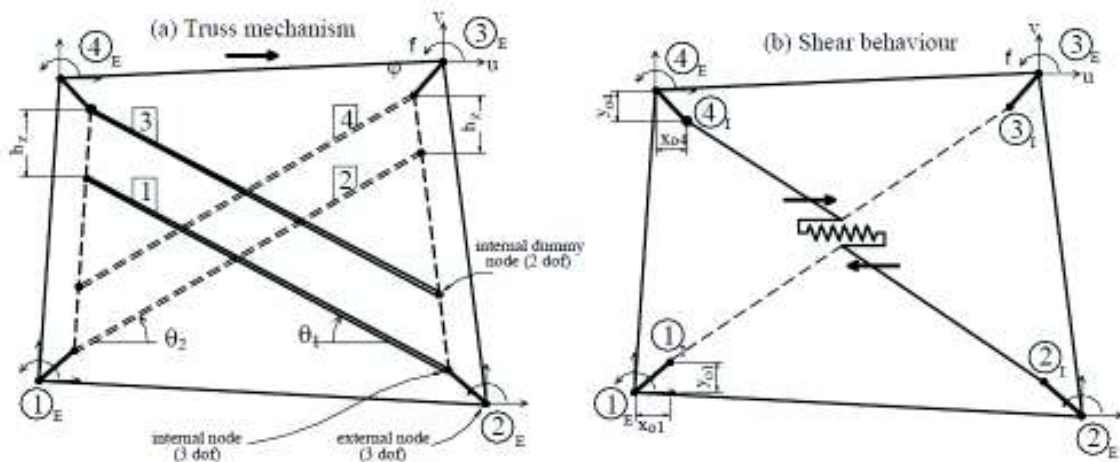
$$k_m = (1 - \gamma_s) \frac{A_{ms} \cdot E_t}{2 \cdot d_m} \quad (3.23)$$

Donde, A_{ms} es el área total del puntal equivalente definida en función del ancho del puntal diagonal y el espesor del panel. E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería. La longitud de la diagonal del panel está representada por d_m y cuya inclinación está dada por θ . E_t es el módulo de elasticidad tangente de la mampostería obtenido del modelo histerético empleado, por tanto, no es un valor constante sino una función de la relación carga - desplazamiento. El factor γ_s indica la proporción de la rigidez entre los dos tipos de puntales para el cual los autores recomiendan valores entre 0.50 y 0.75.

Los autores advierten que la rigidez k_s no refleja el comportamiento real a corte de la mampostería, pero que es una buena aproximación con la que se obtienen valores adecuados de rigidez desde el punto de vista práctico.

Este modelo, además asume una reducción del área del puntal diagonal producida por el agrietamiento de este y por la reducción del área de contacto con el marco, en función de la compresión axial del puntal.

FIGURA 3.17: Formulación de puntales de Crisafulli (2007):



FUENTE: Crisafulli (2007).

Si bien este modelo tiene un tratamiento extenso de las no linealidades involucradas en el comportamiento de los paneles de relleno, los autores señalan la obvia limitación, que al ser un elemento tipo panel conectado únicamente en los nudos con el marco circundante, los efectos sobre el mismo no pueden ser

predichos. Por tanto, su aplicabilidad está limitada para análisis de efectos globales en el sistema estructural.

Este modelo se encuentra implementado en los paquetes computacionales RUAUMOKO por Crisafulli y Carr (2000) y en SeismoStruct por Smyrou (2006), bajo la formulación de puntales de la figura 3.17. Para una determinada sollicitación de deformación lateral, únicamente la mitad de las barras se encuentra activadas, esto es las barras en compresión. Las barras en línea entrecortada en la figura 3.17 indican los puntales inactivos o las barras que se estarían tensionando.

La altura h_z los autores recomiendan calibrar entre $z/2$ y $z/3$, siendo z la longitud de contacto definida en la ecuación 3.1. Por razones de brevedad no se incluye la formulación matricial del modelo, pero se recomienda su revisión en Crisafulli (2007).

2.4.2.6 *MODELO DE RODRIGUES:*

Rodrigues et al (2008) proponen un macromodelo bi-diagonal que toma en cuenta de manera simple la interacción de la mampostería con el pórtico en ambas direcciones.

El modelo usa 4 barras diagonales de soporte y una barra central como se puede observar en la figura 3.18. Las 4 barras diagonales son modeladas como elementos elásticos rígidos, y en la barra central se concentra todo el comportamiento histerético no lineal.

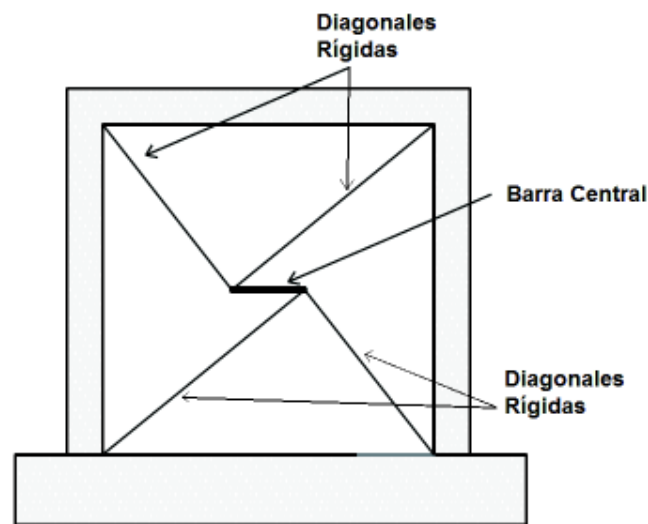
Con esta configuración las fuerzas desarrolladas en la barra central son de naturaleza axial, netamente compresiones y tensiones. Así mismo, esta configuración no requiere de activar o desactivar barras según su estado tensional. Todas las barras se encuentran activas en todo momento, lo que simplifica enormemente su programación e implementación.

En sus investigaciones Rodrigues et al (2010) emplean para la barra central las mismas reglas de comportamiento histerético del modelo de Takeda tomando en

cuenta las degradaciones de la rigidez y de la resistencia, además del efecto de estrechamiento en los lazos de histéresis.

Como se puede ver en la figura 3.18, este modelo es de fácil implementación en cualquier paquete computacional. Únicamente requiere de poner atención en el modelo constitutivo del material de la barra central para obtener resultados realistas.

FIGURA 3.18: formulación de puntales de Rodrigues (2008):



FUENTE: Modificado de Rodrigues et al (2010).

2.4.2.7 **MODELO DE CHRYSOSTOMOU:**

Chrysostomou (1991), en su tesis doctoral hace una evaluación de todos los factores que afectan el comportamiento de los pórticos rellenos de mampostería y de los modos de falla más comunes. El concluye que para poder modelar de manera efectiva se debe tomar en cuenta:

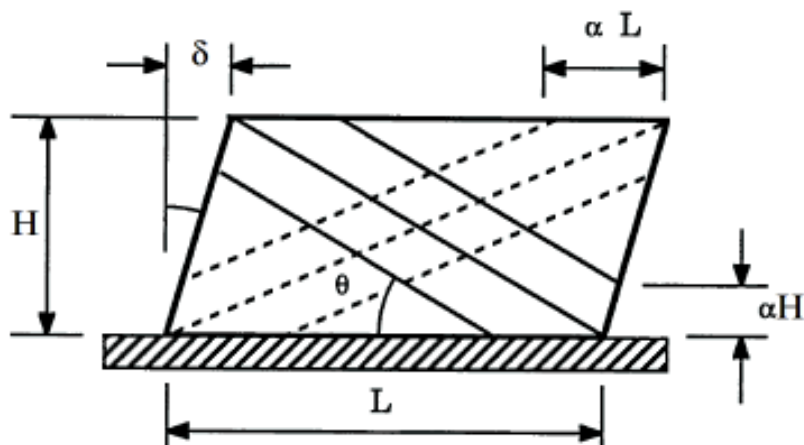
- a) Las condiciones de interfaz entre elementos (trabe mecánica, conectores de corte).
- b) Presencia de aperturas.
- c) Desacople o desajuste entre panel y marco
- d) La longitud de contacto entre panel y marco.

e) Rigidez relativa entre el panel y el marco.

Adicionalmente, en el marco estructural se debe prever la formación de rótulas ya sea en los extremos o dentro de la longitud de las barras una vez que la rigidez y resistencia del panel se han deteriorado.

Las tres primeras condiciones pueden ser incluidas en el modelo constitutivo del material. Tratando de incluir el resto de estas condiciones en la formulación del modelo del panel de relleno, Chrysostomou modela la pared de relleno como seis diagonales que trabajan únicamente a compresión. En cada dirección coloca tres diagonales paralelas equidistantes como se observa en la figura 3.19

FIGURA 3.19: Formulación de puntales de Chrysostomou (1991):



FUENTE: Modificado de Chrysostomou (1991).

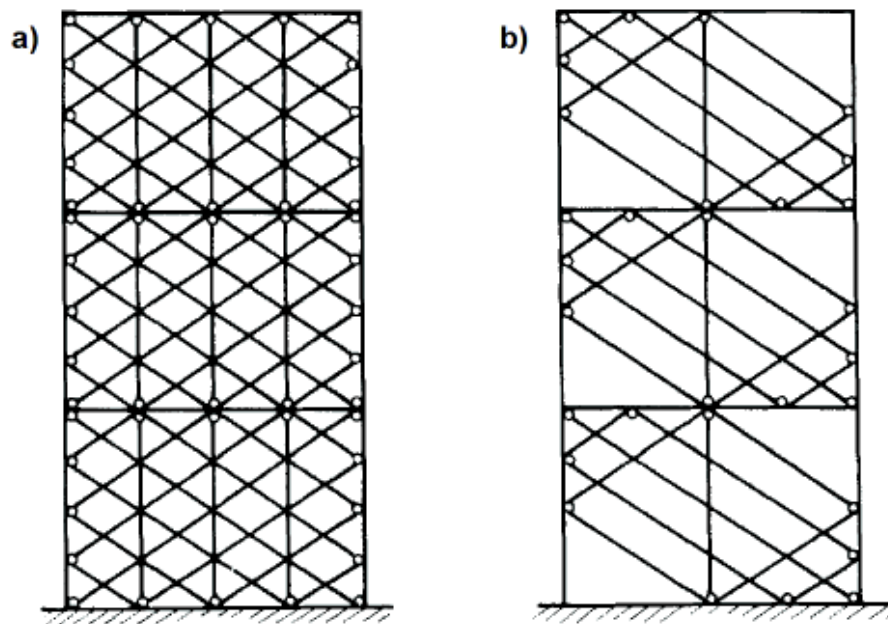
Chrysostomou advierte que se debe tener presente que a pesar de que se modela de forma más precisa la interacción del panel con el marco, no se tiene en cuenta la variación que se produce en la longitud de contacto con las variaciones en la deformación lateral, únicamente se obtiene el resultado final que modifica las distribuciones de corte y momentos en el marco y la ubicación de las rótulas plásticas.

2.4.2.8 *MODELO DE THIRUVENGADAM:*

Thiruvengadam (1985) en base a resultados experimentales incluye el efecto de la longitud de contacto entre panel y marco usando una configuración multi-puntal. El modelo inicialmente asume una adherencia perfecta entre panel y marco. La rigidez lateral se modela por un conjunto de diagonales paralelas equidistantes a una diagonal central de esquina a esquina del panel, y la rigidez vertical se toma en cuenta mediante la inclusión de puntales verticales como se ve en la figura 3.20a.

Con el incremento de la carga lateral, se eliminan las diagonales que tengan solicitaciones de tensión formando de esta manera una diagonal comprimida compuesta de varios puntales como se ve en la figura 3.20b. La cantidad de puntales dependerá del nivel de refinamiento que se le quiera dar a la modelación.

FIGURA 3.20: Formulación de puntales de Thiruvengadam (1985):



FUENTE: Modificado de Thiruvengadam (1985).

Los puntales verticales se forman por la división de panel en varias franjas de mampostería. Cada franja se modela por elementos cuya rigidez y resistencia axial es igual a la de la franja de mampostería.

Los puntales diagonales se obtienen de la discretización del relleno en varios paneles. Cada panel se reemplaza por dos diagonales, una en compresión y la otra en tensión. La discretización se hace en tal manera que todos los paneles sean de iguales dimensiones y por tanto todos los puntales tengan la misma área.

Como se puede ver, es un proceso muy parecido al método de los puntos de contacto de Asteris (1996) descrito en la sección 3.4 de mesomodelos, por lo que su implementación es muy sencilla. Cabe mencionar que esta formulación puede tener en cuenta los efectos de la presencia de aperturas y de cargas verticales sobre el marco.

3.5.3. CONCLUSIONES DE LOS MACROMODELOS:

Los macromodelos presentan grandes ventajas para la modelación del día a día de mamposterías de relleno. Las formulaciones más usadas de macromodelos se basan en el empleo de puntales que representen la diagonal comprimida de la mampostería.

En la literatura existe una gran variedad de formulaciones con diversas configuraciones de puntales que tratan de representar aspectos específicos del comportamiento de la mampostería de relleno o están orientados a describir modos de falla particulares.

El ancho del puntal equivalente es el principal parámetro para poder caracterizar la rigidez lateral del relleno de mampostería. Durante los últimos 60 años se han realizado múltiples estudios tratando de formular expresiones que definan el ancho del puntal. El ancho del puntal equivalente, así como la longitud de contacto entre el panel y el marco no son valores constantes, si no que varían con el nivel de sollicitación de deformación lateral experimentado por el sistema.

Del análisis comparativo de la figura 3.14 nos podemos dar cuenta que:

- No existe una formulación única que sea aplicable de manera general.

- Se puede usar varias formulaciones para obtener un rango de valores más o menos acertado.

El ancho del puntal es una característica muy particular de la configuración estructural del pórtico y de la mampostería empleada, por lo que, si lo que se requiere es precisión, lo más conveniente será emplear la metodología de Papia et al (2003).

Con respecto a las configuraciones de puntales podemos ver que, si bien el empleo de un solo puntal puede entregar muy buenos resultados a nivel global de todo el edificio, a nivel local no es una metodología capaz de representar los efectos de la interacción del panel con el pórtico, por lo que no es recomendable para análisis detallados. A mayor cantidad de puntales que se empleen, mejor calidad en los resultados que obtengan, pero también mayor complejidad en la implementación de los modelos.

Los modelos de Crisafulli y Rodrigues, si bien emplean 2 o más puntales, en términos de efectos sobre el pórtico, estos equivalen a modelos mono-puntal. Las configuraciones de puntales de ambos modelos están definidas para representar ya sea la compresión de la diagonal o el cortante en el centro del panel, más no efectos de la longitud de contacto entre el panel y el marco.

Asteris (2002, p.7), del análisis de las metodologías de modelación, concluye que toda formulación debe tener en cuenta las longitudes de contacto entre el panel y la estructura circundante, y que estas no pueden ser tomadas mediante formulaciones arbitrarias.

Crisafulli (2000) concluye que los macromodelos exhiben obvias ventajas en términos de simplicidad y eficiencia computacional, y asegura que las deficiencias al momento de representar la interacción con el marco se pueden solventar con el uso de modelos de varios puntales.

Se recomienda al lector la revisión de Crisafulli (1997), Moretti (2015) y Tarque (2015) para más información sobre configuraciones con uno o varios puntales.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA DE ENSAYOS DE MATERIALES

En este capítulo se presentan todos los ensayos de caracterización de materiales que se realizaron para poder definir el comportamiento tanto de los materiales constitutivos de la mampostería como del conjunto. En cada uno de los acápite se presenta de manera cronológica como se fue desarrollando cada uno de los ensayos realizados. Se indica la normativa tomada como referencia para los ensayos y se hace un recuento de las experiencias y resultados obtenidos.

En la sección 4.1 se hace una descripción del proceso de selección de los materiales. Se hace una pequeña justificación sobre el tipo de bloque empleado y su resistencia, y sobre el mortero. A continuación, se hace una descripción de los equipos y laboratorios donde se realizaron los diferentes ensayos.

En las secciones subsecuentes se describen los ensayos realizados. Cabe mencionar que en muchos ensayos se empezó por determinar parámetros básicos y posteriormente se vio la necesidad de aumentar el número de ensayos para mejorar las metodologías y obtener parámetros adicionales. Finalmente, todos los ensayos de compresión realizados se enfocaron en la determinación de la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson

En la sección 4.2 se presentan los ensayos realizados sobre bloques. Se empieza por los ensayos de caracterización realizados en 5 piezas. Se describen varios ensayos de compresión realizados sobre un total de 22 piezas. Después, en esta sección se describen los ensayos de tensión por hendidura realizadas sobre 10 piezas (5 de cada tipología). Finalmente, se concluye esta sección con una discusión de los resultados obtenidos.

En la sección 4.3 se presentan los resultados de los ensayos de compresión en morteros con diferentes tipos de probetas. Se ensayaron cuatro tipos de probetas en un total de 28 muestras de mortero. Se presentan de manera comparativa los resultados y se hace una discusión de los mismos.

En la sección 4.4 se presentan diferentes ensayos realizados sobre varios tipos de probetas de mamposterías, los cuales se resumen de la siguiente manera:

- Compresión en prismas: Ensayos sobre 15 prismas de mampostería con 5 diferentes tipos diferentes de acabado superficial final, para determinar la variación en la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.
- Compresión cíclica en muretes: Ensayos de carga cíclicas incrementales en 26 muretes con diferentes inclinaciones de la hilada para definir la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson, amortiguamiento del material.
- Tensión diagonal en muretes: Ensayos en 5 muretes para determinar la resistencia al corte y el módulo de rigidez al corte de la mampostería.
- Corte directo en tripletes: Ensayos sobre 10 tripletes a fin de determinar la adhesión y el coeficiente de fricción en las juntas de mortero.
- Adhesión en duplas: Ensayos en 17 duplas de mampostería bajo dos metodologías diferentes, para determinar la adhesión por flexión en las juntas de mortero.
- Finalmente se hace una discusión de los resultados obtenidos.

En la sección 4.5 se emplean varios modelos predictivos para la evaluación de parámetros mecánicos de la mampostería en función de las propiedades de los materiales constitutivos. Se hace un análisis sobre los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad de la mampostería: se emplea el modelo de Binda para determinar el módulo E_m en función de los módulos del mortero y del bloque, y de la geometría de estos.
- Módulo de Poisson de la mampostería: se aplica un criterio de homogeneización para determinar el módulo de Poisson de la mampostería en función de los módulos del mortero y de bloque, las geometrías de estos, y la inclinación de la hilada con respecto al eje de aplicación de la carga.
- Módulo de rigidez al corte: se hace una aproximación para determinar este módulo en función del módulo de elasticidad de la mampostería y de su módulo de Poisson.

- Resistencia a compresión: Se aplica el modelo de Hilsdorf para determinar la resistencia de la mampostería a compresión en función de las resistencia del bloque y del mortero y sus geometrías.
- Resistencia corte: se aplica la formulación de Mann-Müller para definir al envolvente de resistencia a corte bajo carga de compresión variable.
- Superficie de falla de la mampostería: con todos los datos obtenidos anteriormente se determinó la superficie tridimensional ($f_n-f_p-\tau$) de falla de la mampostería.

Finalmente, en la sección 4.6 se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas de este capítulo. En el Anexo A se presenta el resumen de los valores de los parámetro obtenidos en este capítulo y que se emplearon en modelaciones. En el Anexo E se presentan los costos de los materiales, los ensayos y la mano de obra empleada.

4.1. MATERIALES Y EQUIPOS

4.1.1. SELECCIÓN DE LOS MATERIALES:

Uno de los objetivos de esta investigación es la evaluación de las propiedades mecánicas de los materiales de una mampostería típicamente usada como partición arquitectónica en la construcción, mediante diferentes metodologías de ensayos destructivos en el laboratorio

En el Ecuador el 93.9% de las construcciones se las realiza con estructura de hormigón armado y de estas la gran mayoría emplean mamposterías con bloques huecos de hormigón alivianado para sus particiones (INEC, 2015). El terminado de estas particiones puede ser sencillamente revocado, o enlucido, según el uso y según el presupuesto del propietario.

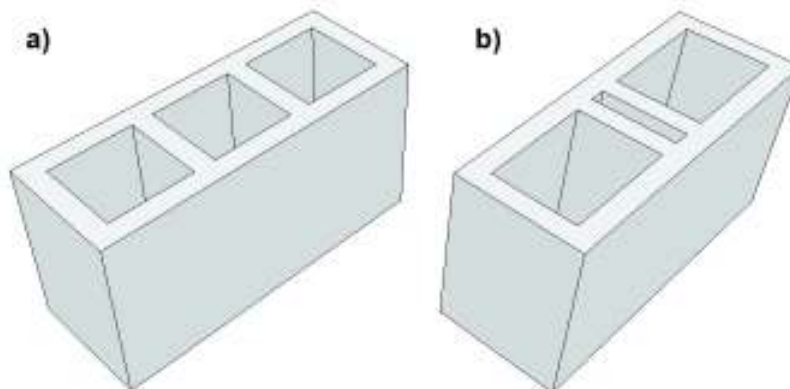
En la ciudad de Quito existen una gran cantidad de empresas que se dedican a la fabricación de bloques huecos de hormigón alivianado, pero solamente unas pocas realmente tienen implementado procesos de control de calidad. La gran mayoría

fabrican las piezas con procesos muy artesanales, lo que resulta en un producto con una gran dispersión de valores en su geometría y propiedades físicas y mecánicas.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, una típica construcción de nuestro país estará conformada con paredes de bloque hueco de hormigón aliviando de fabricación artesanal. El reto estará en encontrar una pieza de mampuesto con estas características, pero con una dispersión de propiedades suficientemente baja para que se pueda dar un tratamiento estadístico a los resultados.

Con este fin, se realizó una comparación de los resultados obtenidos en el programa de ensayos realizado para las tesis de pregrado en la Escuela Politécnica Nacional en el año 2017 a cargo del Ing. M.Sc. Diego Sosa, con resultados de ensayos de los productos de varias fábricas de bloques de la ciudad. Se determinó que la dispersión encontrada en los resultados del programa de ensayos de la EPN es suficientemente baja y permite un tratamiento estadístico de las variables a fin de obtener conclusiones sólidamente fundamentadas, por lo que se emplearon los mismos bloques en este estudio.

FIGURA 4.1: Tipologías de bloque a) bloque estándar; b) bloque de remate de hilada:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El bloque seleccionado tiene dos tipologías: el bloque estándar de 3 huecos (figura 4.1a) y el bloque de remate de la hilada de dos huecos grandes y una ranura para

corte (figura 4.1b) Ambas tipologías poseen las aperturas de los huecos en la base, esto es que tienen una tapa en la parte superior que sirve como base para colocar el mortero de apoyo de la hilada inmediatamente superior.

Los bloques empleados también fueron usados en varias tesis de la EPN que sirvieron como guía:

- López y Ushiña (2017)
- Gualacata y Ortega (2017)
- Vinueza e Ipiales (2017)

Para el caso del mortero, se decidió emplear una mezcla que resulte en una resistencia elevada con la finalidad de, en contraposición con la resistencia baja de las piezas de mampuesto, acentuar las diferencias de desempeño entre los dos materiales.

El mortero empleado es el M15 descrito en la tabla 2.1. Se utilizó 3 partes de arena fina por cada parte de cemento dosificados en volumen. La relación agua/cemento se mantuvo en 0.50 dosificado en peso.

4.1.2. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS Y LABORATORIOS

Para los ensayos de caracterización de los materiales se recurrió principalmente al Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Se eligió este laboratorio por las facilidades que ofrece para la realización de estudios de investigación además de contar con equipos de última generación. Además, el laboratorio se encuentra certificado por la Norma ISO 17025.

En este laboratorio se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayos de compresión en bloques.
- Ensayos de tensión por hendidura.
- Ensayos de compresión y módulo de Poisson en morteros.

Para estos ensayos se emplearon las siguientes máquinas universales para pruebas físicas:

- Tinus Olsen Super L-400/602.
- Tinus Olsen Super L-60/602.

Las especificaciones de estas máquinas universales se pueden observar en el Anexo B.

Para los ensayos de las probetas compuestas, lo que se refiere a combinaciones de piezas de mampuesto unidas por el mortero, se recurrió al Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional. Este laboratorio cuenta tanto con instalaciones como equipos de primera generación que permiten configurar cualquier tipo de ensayos para la caracterización de cualquier tipo de parámetro mecánico de una estructura.

En este laboratorio se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayos de compresión y módulo de Poisson en bloques
- Ensayos de compresión, y módulo de elasticidad en prismas
- Ensayos de compresión, módulo de elasticidad y módulo de Poisson en muretes.
- Ensayos de Tensión diagonal y módulo de rigidez al cortante en muretes
- Ensayos de corte directo en tripletes
- Ensayos de Adhesión en duplas

Para estos ensayos se emplearon los siguientes equipos:

- Cilindro de émbolo hueco ENERPAC RCH-202.
- Cilindro de doble acción ENERPAC RR-10013.
- Transductores diferenciales de desplazamiento (LVDT) Hottinger Baldwin Messtechnik WA de 100mm, 200mm, y 500mm.
- Celdas de carga Hottinger Baldwin Messtechnik U2B de 200kN

Las especificaciones de todos los equipos se pueden observar en el Anexo B.

4.2. ENSAYOS DE BLOQUES:

En los ensayos de compresión de los bloques se han empleado varias metodologías para comparar resultados. A lo largo del programa de ensayos se vio la necesidad de determinar el módulo de elasticidad y de Poisson de los bloques por lo que se extendió el programa en una segunda etapa de ensayos. En ninguno de los ensayos se han empleado factores de corrección por esbeltez de las probetas a fin de poder comparar los resultados obtenidos por cada metodología

También se realizaron ensayos para determinar la resistencia a tensión del bloque debido a que como se pudo ver en la sección 2.3.1 la resistencia compresión de la mampostería depende de este parámetro.

4.2.1. ENSAYOS DE COMPRESIÓN:

Los ensayos de compresión de bloques se realizaron bajo los lineamientos de la norma ASTM C140/C140M – 17. En una primera y segunda etapas estos ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la PUCE. En una tercera etapa se modificó las condiciones del ensayo en el laboratorio del Centro de Investigación de la vivienda de la EPN para reducir los efectos de confinamiento que ejercen las placas de compresión sobre las probetas.

La primera etapa consistió en el muestreo de las piezas, medición de dimensiones, resistencia a la compresión, absorción, densidad, y contenido de humedad. Se seleccionaron las piezas según los lineamientos de la sección 5 de norma ASTM. La norma pide un mínimo de 6 especímenes, 3 para ensayos de caracterización y 3 para ensayos de compresión. Se seleccionaron un total de 10 piezas: 5 para ensayos de caracterización, y 5 para ensayos de compresión del espécimen estándar completo. En la tabla 4.1 se pueden ver los resultados de los ensayos de caracterización.

Vale la pena mencionar que esta metodología está pensada para bloques completamente huecos. En nuestro caso al disponer de una tapa en uno de los

extremos, el área neta obtenida es superior al área neta de los tabiques resistentes en el ensayo de compresión. Es por esto por lo que, para los ensayos de compresión, se determinó el área neta de cada espécimen mediante mediciones de los tabiques de la sección resistente.

TABLA 4.1: Resultados de ensayos de caracterización de las piezas de mampuesto:

Absorsión Bloques 400x200x150					
Muestra No	1	2	3	4	5
Fecha Ensayo	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17
Masa Recepcion Wr (Kg)	10.71	11.52	10.43	11.81	11.88
Masa Saturada Ws (Kg)	12.01	12.76	11.79	13.17	12.97
Masa Sumergido Wi (Kg)	5.78	5.27	4.30	6.40	6.20
Masa Seco Wd (Kg)	10.65	11.43	10.36	11.70	11.80
Absorción (kg/m ³)	218.12	177.66	190.82	217.26	172.87
Absorción (%)	12.77	11.64	13.80	12.56	9.92
Contenido Humedad (%)	4.41	6.77	4.90	7.48	6.84
Densidad Seca (kg/m ³)	1,708.10	1,526.85	1,382.44	1,729.23	1,743.50
Volumen Neto (cm ³)	6,235	7,486	7,494	6,766	6,768
Area Neta Promedio (mm ²)	31,622	37,368	38,048	34,138	33,217
Area Bruta (mm ²)	60,615	61,084	61,044	60,924	60,997

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.2 se pueden ver los resultados de los ensayos de compresión de las piezas estándar completas. Por razones de brevedad no se incluyen todas las mediciones de la geometría de los bloques, y en su lugar se presentan únicamente los promedios.

En estos ensayos se pudo observar que la falla tendía a presentarse en forma de grietas verticales hacia los extremos del bloque. Este tipo de falla respondería a que un extremo se encuentra más cargado que el otro. Esto se puede explicar por el tamaño de la pieza, si esta no se encuentra perfectamente centrada, se producirá un momento que induce la falla hacia uno de los extremos.

Por esta razón, en una segunda etapa se seleccionaron 6 piezas de remate de hilada para ser cortadas por la mitad y de esta manera reducir el posible momento

por excentricidad de la pieza. Las medias piezas se obtuvieron del corte por la mitad de los bloques de remate como estipula la sección 7.2 de la norma ASTM.

TABLA 4.2: Resultados de ensayos de compresión de las piezas estándar completas:

Bloques 400x200x150					
Muestra No	1	2	3	4	5
Fecha Ensayo	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17	16-ago-17
Carga Maxima (kN)	85,617.68	46,983.19	107,552.97	57,621.53	84,346.47
Resist. Bruta f'b (MPa)	1.42	0.77	1.77	0.95	1.40
Masa Recepcion Wr (Kg)	10.97	11.14	11.51	10.79	11.08
Densidad Bruta (kg/m ³)	905.93	919.90	952.51	893.91	923.42
Densidad Neta (kg/m ³)	1,811.86	1,839.80	1,905.01	1,787.82	1,846.83
Volumen Bruto (cm ³)	12,109	12,110	12,084	12,071	11,999
Volumen Neto (cm ³)	6,055	6,055	6,042	6,035	5,999
Volumen Calculado (cm ³)	6,170	6,384	6,410	6,457	6,313
Area Bruta (mm ²)	60,354	60,703	60,598	60,671	60,416
Area Neta (mm ²)	30,177	30,352	30,299	30,336	30,208
Area Calculada (mm ²)	30,752	31,999	32,145	32,454	31,787

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.3 se puede ver los resultados de los ensayos de compresión de medios bloques. Como se puede observar las resistencias son un 27% superiores a las obtenidas en el ensayo de las piezas completas.

En la Tabla 4.4 se presenta el resumen de resultados con los promedios de los valores encontrados, sus respectivas desviaciones y el porcentaje del valor promedio que estas representan.

En todas las tablas se incluye el valor de resistencia rectificada. Este valor corresponde al promedio de las resistencias obtenidas habiendo desechado el mayor y el menor de los valores que causaban la mayor desviación en los resultados. Igualmente se incluyen los valores de la desviación estándar para los promedios rectificadas y su respectivo porcentaje en relación al promedio rectificado.

TABLA 4.3: Resultados de ensayos de compresión de medias piezas de mampuesto:

Bloques 200x200x150						
Muestra No	1	2	3	4	5	6
Fecha Ensayo	17-ago-17	17-ago-17	17-ago-17	17-ago-17	17-ago-17	17-ago-17
Carga Maxima (kN)	54,993.10	43,834.60	35,353.04	47,407.26	64,935.72	41765.53
Resist. Bruta f'b (MPa)	1.82	1.48	1.19	1.57	2.16	1.40
Masa Recepcion Wr (Kg)	5.53	5.05	5.02	5.40	5.34	5.23
Densidad Bruta (kg/m ³)	902.51	829.17	836.92	893.05	867.93	864.51
Densidad Neta (kg/m ³)	1,805.01	1,658.35	1,673.84	1,786.09	1,735.85	1,729.03
Volumen Bruto (cm ³)	6,127	6,090	5,998	6,047	6,153	6,050
Volumen Neto (cm ³)	3,064	3,045	2,999	3,023	3,076	3,025
Volumen Calculado (cm ³)	3,112	3,127	3,071	3,136	3,299	3,139
Area Bruta (mm ²)	30,289	29,590	29,681	30,215	30,037	29,893
Area Neta (mm ²)	15,144	14,795	14,840	15,108	15,018	14,947
Area Calculada (mm ²)	15,385	15,192	15,194	15,669	16,103	15,512

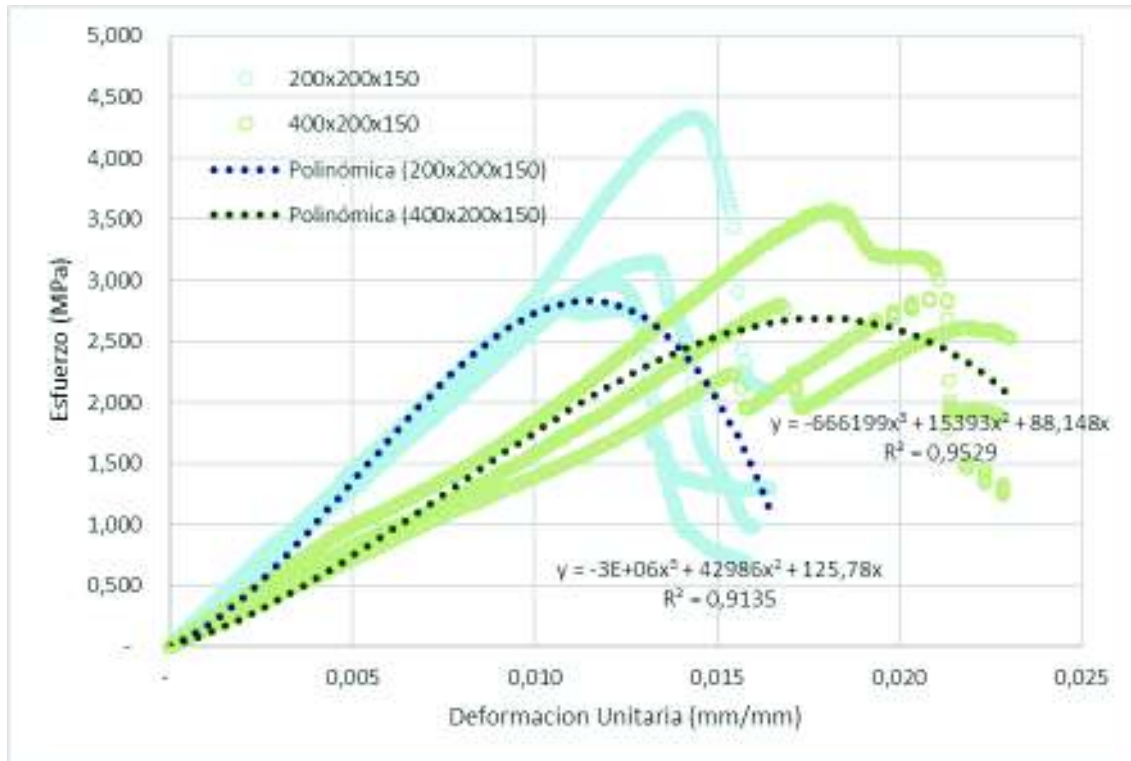
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

TABLA 4.4: Promedio de resultados de ensayos de compresión y caracterización:

Caracterización de las Piezas			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Absorción (kg/m ³)	195,35	21,43	10,97%
Absorción (%)	12,14	1,46	12,04%
Contenido Humedad (%)	6,08	1,34	22,07%
Densidad Seca (kg/m ³)	1.618,02	158,14	9,77%
Volumen Neto (cm ³)	6.949,80	538,85	7,75%
Area Neta Promedio (mm ²)	34.878,88	2.745,78	7,87%
Area Bruta (mm ²)	60.933,13	187,43	0,31%
Piezas Completas Estandar 400x200x150			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Carga Maxima (kN)	76.424,37	24.169,18	31,62%
Resist. Bruta f'b (MPa)	1,26	0,40	31,71%
Resistencia Rect. f'b (MPa)	1,25	0,26	21,07%
Medias Piezas de Remate 200x200x150			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Carga Maxima (kN)	48.048,21	10.509,27	21,87%
Resist. Bruta f'b (MPa)	1,60	0,34	21,35%
Resistencia Rect. f'b (MPa)	1,57	0,18	11,54%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.2: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria piezas de mampostería estándar (400x200x150) y medias piezas de remate (200x200x150):



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En figura 4.2 se puede observar comparativamente las curvas esfuerzo vs deformación unitaria de ambos tipos de probetas. Se observa claramente una diferencia entre los módulos de elasticidad de ambos ensayos. Si se trata del mismo material, esta menor rigidez en las probetas completas puede ser explicada por la presencia de un momento inducido en la probeta al momento del ensayo por la excentricidad de la carga.

Para la tercera etapa de los ensayos, se modificó el ensayo para evitar los efectos de confinamiento que produce la fricción de las placas de compresión sobre las probetas, se ensayó los bloques en posición horizontal y en posición vertical y adicionalmente se instrumentaron las probetas para obtener el módulo de Poisson de las piezas. En esta etapa se utilizaron únicamente piezas estándar.

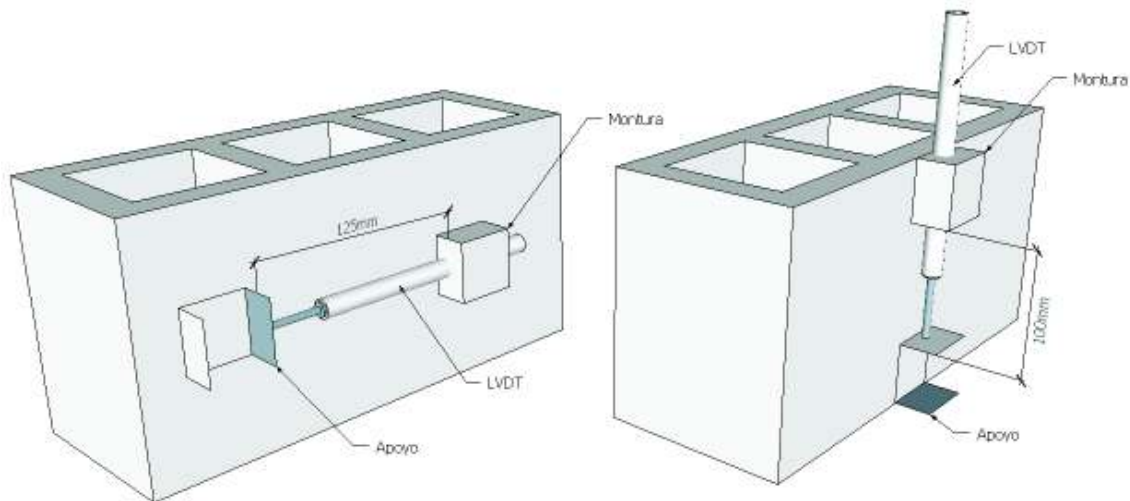
Para evitar los efectos de confinamiento en las probetas se utilizó la metodología descrita por Crisafulli en su tesis doctoral, y se ensayaron las piezas en una pila de 3 bloques de alto separados entre sí por planchas de corcho. Las dos piezas de los

extremos reciben el confinamiento de las placas de compresión mientras que la pieza central no recibe ningún efecto. De esta manera se obtiene la resistencia real a compresión de las piezas.

Se ensayaron un total de 12 piezas, 6 de forma vertical y 6 de forma horizontal. Para los ensayos con las piezas verticales no se empleó la metodología de Crisafulli puesto que en la esbeltez de la pieza ya desaparece el efecto de confinamiento de las placas.

Para poder determinar el módulo de Poisson de las piezas, se instrumentaron todas las probetas con 2 transductores diferenciales (LVDT) de 200mm, uno a lo largo de la pieza y otro a lo alto de la pieza en las caras opuestas como se indica en la figura 4.3. Se pegaron a las caras de las piezas dos pedazos de pletinas dobladas de 1mm de espesor. Una pletina en forma de U se utilizó como apoyo a tope de la punta del LVDT y otra pletina en cajón se empleó como montura para soportar el LVDT.

FIGURA 4.3: Instrumentación de LVDTs en ambas caras de las piezas:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.5 se puede ver los resultados de los ensayos a compresión, y en la tabla 4.6 se presentan los valores promedio de la resistencia y de la resistencia rectificada. Se puede observar que las resistencias obtenidas son en promedio un 37% y 23% más bajas para las probetas verticales y horizontales respectivamente en relación con el promedio de las resistencias obtenidas de los ensayos de las

piezas estándar completas. Esto confirma que la metodología claramente reduce o elimina los efectos de confinamiento de las placas de compresión. En ninguno de los resultados de los ensayos se ha empleado un factor de corrección para poder comparar los resultados con las diferentes metodologías.

TABLA 4.5: Resultados de ensayos de compresión de piezas estándar de mampuesto en forma vertical y horizontalmente:

Verticales						
Muestra No	1	2	3	4	5	6
Fecha Ensayo	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18
Carga Maxima (N)	23.567,50	26.765,10	19.067,17	32.450,50	12.079,82	25.344,55
Resistencia bruta f'_b (MPa)	0,78	0,89	0,63	1,08	0,40	0,84
Horizontales						
Muestra No	1	2	3	4	5	6
Fecha Ensayo	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18	27-feb-18
Carga Maxima (N)	53.440,08	70.347,19	89.528,47	48.789,47	61.574,49	30.790,22
Resistencia bruta f'_b (MPa)	0,88	1,16	1,48	0,81	1,02	0,51

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

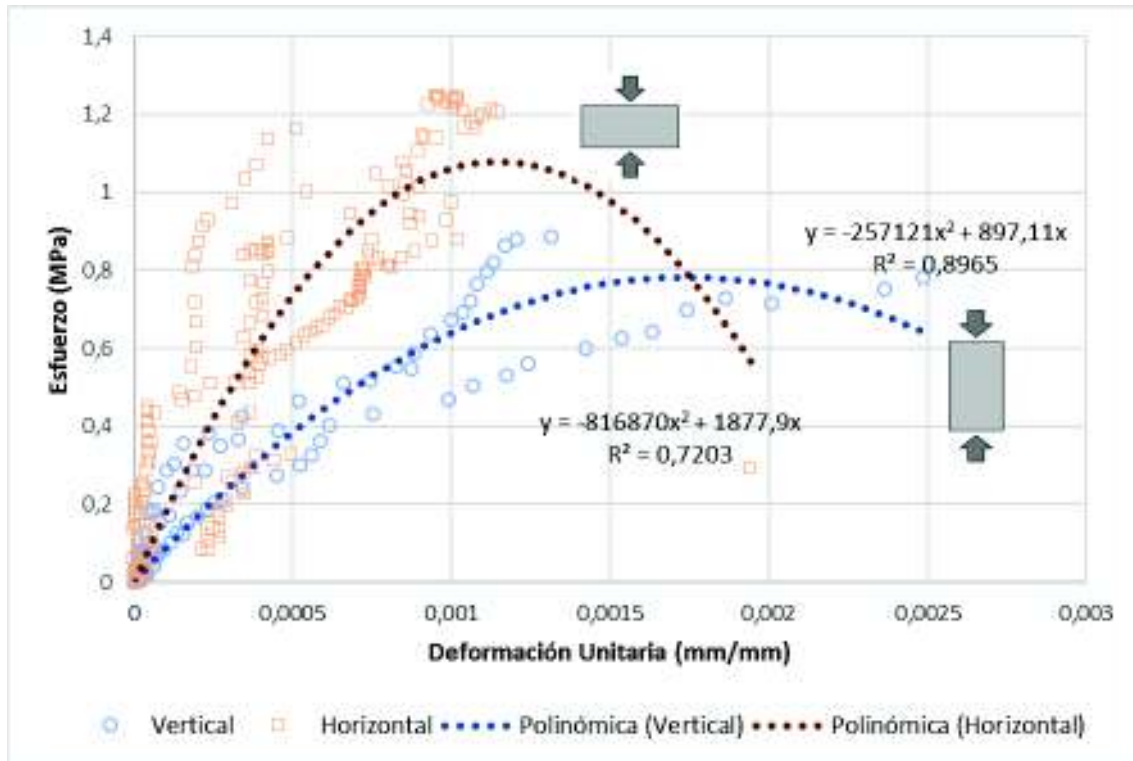
TABLA 4.6: Promedio de resultados de ensayos de compresión de piezas estándar de mampuesto probetas en forma horizontal y vertical:

Verticales			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Carga Maxima (kN)	23.212,44	6.982,17	30,08%
Resist. Bruta f'_b (MPa)	0,77	0,23	30,08%
Resistencia Rect. f'_b (MPa)	0,79	0,11	14,12%
Horizontales			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Carga Maxima (kN)	59.078,32	19.991,48	33,84%
Resist. Bruta f'_b (MPa)	0,98	0,33	33,84%
Resistencia Rect. f'_b (MPa)	0,97	0,16	16,20%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.4 se presentan las curvas esfuerzo vs deformación unitaria de las dos formas de ensayo a manera de dispersiones de puntos. Se han normalizado ambos ensayos mediante curvas de regresión de segundo grado ya que estas son las formas funcionales más comúnmente usadas en los modelos constitutivos de materiales frágiles. Esta normalización únicamente es válida hasta la resistencia máxima. Si bien esta se extiende, ya no representa puntos del ensayo.

FIGURA 4.4: Curvas esfuerzo vs. deformación unitaria piezas de mampostería estándar ensayadas de forma vertical y horizontal:



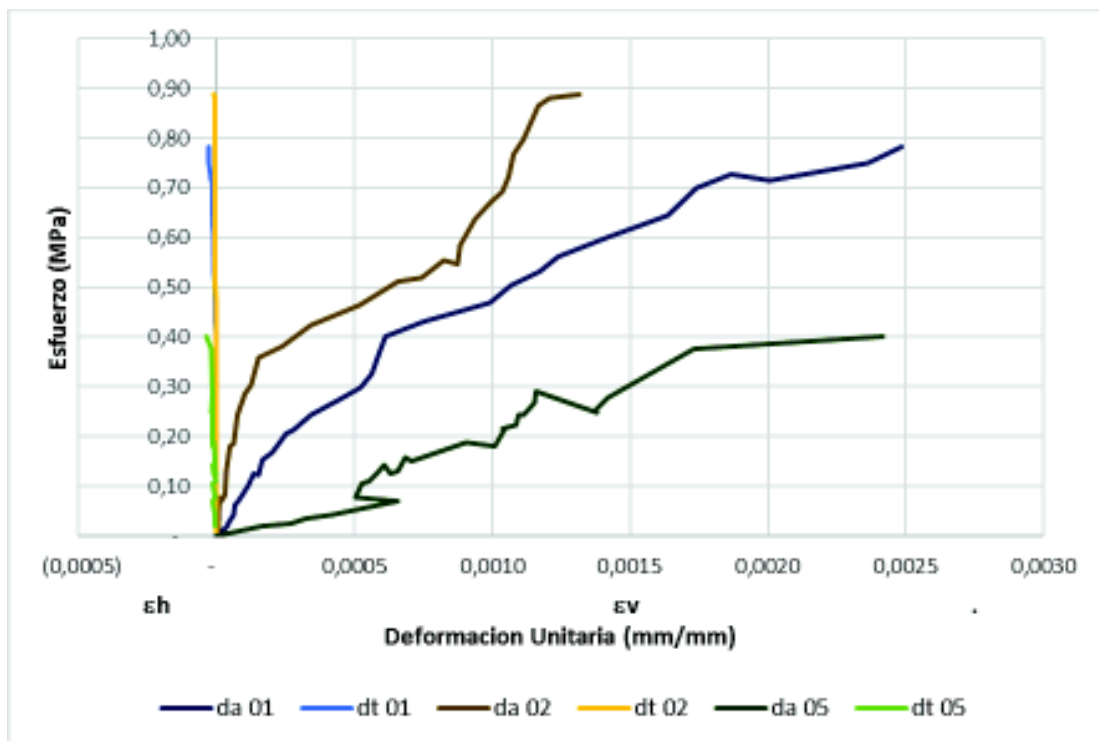
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Se puede ver que los bloques huecos tienen un comportamiento marcadamente ortotrópico. Los bloques huecos presentan una mayor resistencia y rigidez cuando se los comprime horizontalmente. Esta diferencia en el comportamiento mecánico se la puede explicar por efectos de esbeltez local de las caras y tabiques de las piezas de mampuesto. Para el caso horizontal la sección resistente consiste en tres cajones en serie formando una estructura alveolar. Para el caso vertical, la estructura resistente únicamente está representada por las dos caras laterales que actúan como dos tabiques dispuestos paralelamente sin ningún tipo de rigidización si despreciamos la tapa del bloque.

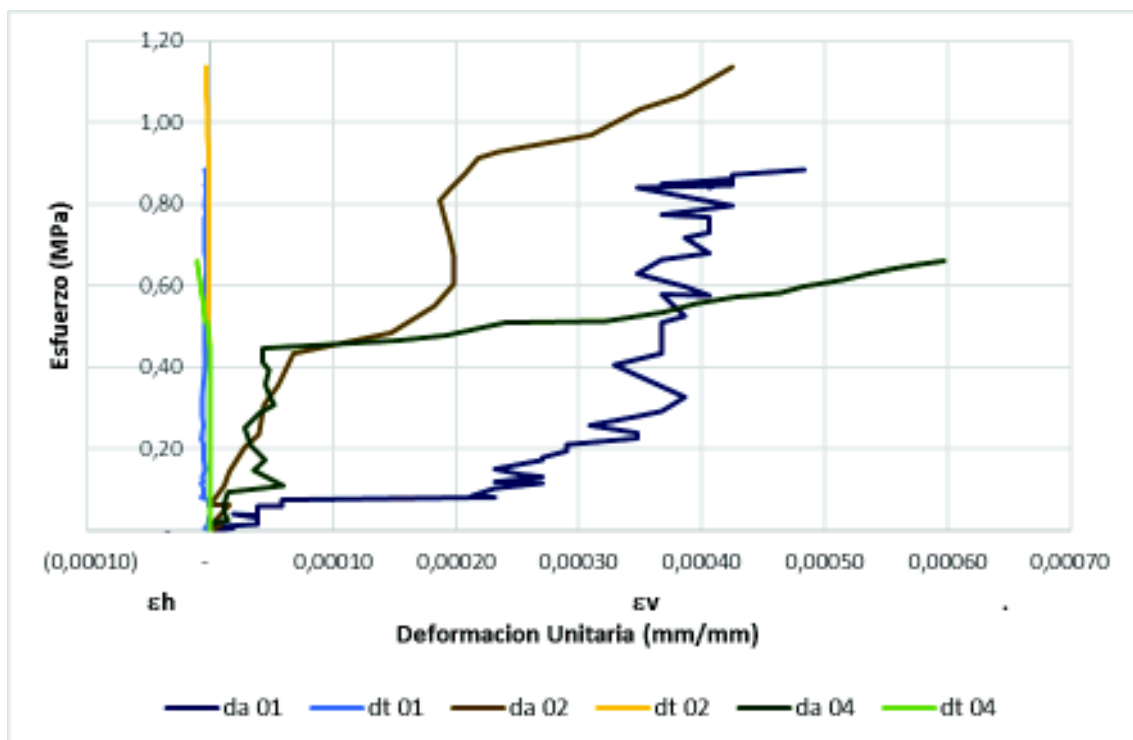
La falla de las piezas ensayadas de forma horizontal se presentó como grietas verticales lo que sugiere falla a compresión mientras que para caso de las piezas ensayadas de forma vertical la falla se presentó como grietas horizontales, lo que implicaría una falla local a flexión por esbeltez de las caras laterales de la pieza.

FIGURA 4.5: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria axial y transversal de piezas de mampostería estándar ensayadas de forma:

a) Vertical:



b) Horizontal:



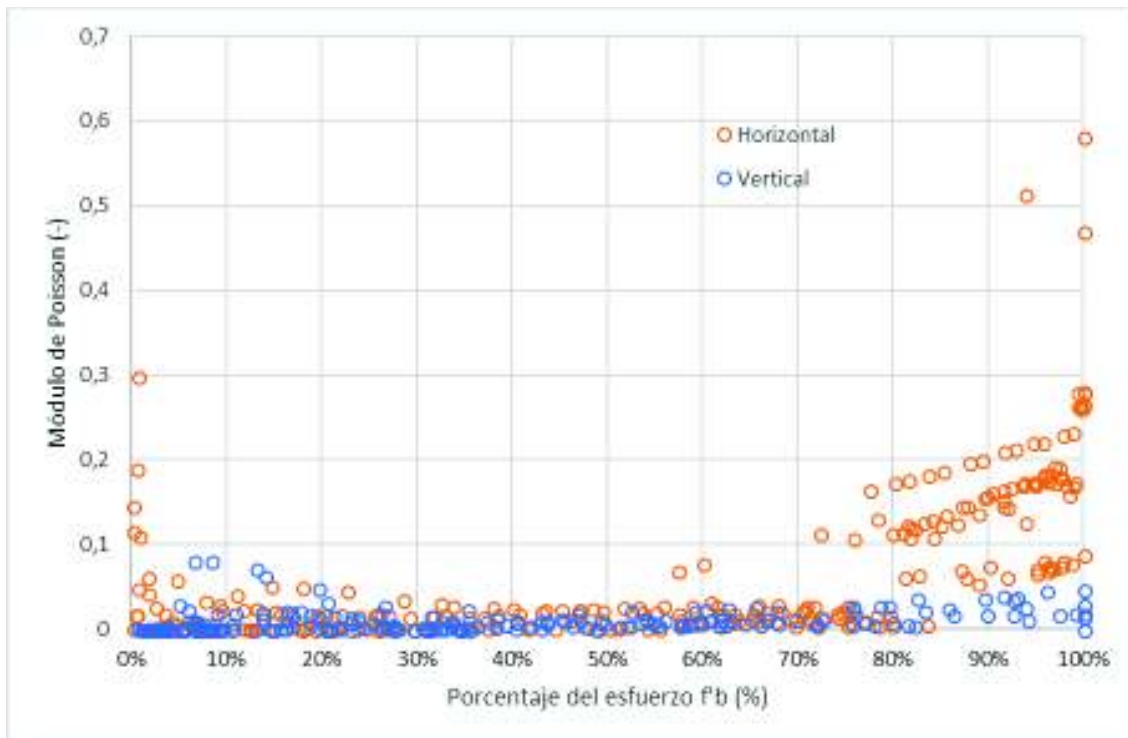
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.5 se puede observar las curvas esfuerzo vs. deformación unitaria axial (ϵ_v) y deformación unitaria transversal (ϵ_h) de varios bloques ensayados de forma vertical (figura 4.5a) y de forma horizontal (figura 4.5b). Se presenta comparativamente las deformaciones axial (d_a) y transversal (d_t) de cada bloque.

El módulo de Poisson se lo determinó como la relación entre la deformación unitaria transversal para la deformación unitaria axial según la siguiente expresión tomada de Jones (1999, p.64):

$$\nu = -\frac{\epsilon_t}{\epsilon_a} \quad (4.1)$$

FIGURA 4.6: Dispersión de valores de módulo de Poisson normalizado al porcentaje de la resistencia de la pieza ensayada:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.6 se puede observar una gráfica de dispersión de puntos indicando el valor del módulo de Poisson calculado para las piezas ensayadas de forma vertical y horizontal. Los valores han sido normalizados al porcentaje de la resistencia $f'm$ de cada una de las probetas ensayadas. Como se puede observar en una primera etapa (hasta aproximadamente el 20% de $f'm$) se tienen valores

muy altos. Luego se tiene una etapa intermedia con valores muy estables, y finalmente una tercera etapa en la que los valores se vuelven a elevar de manera precipitada (por sobre el 75% de $f'm$).

En las gráficas de la figura 4.5 se puede ver claramente la gran diferencia que existe entre la deformaciones axiales y las transversales. Esta diferencia tan marcada ya nos da una idea de que el módulo de Poisson resultante será muy bajo. En la gráfica de la figura 4.5b se observa un corrimiento en las deformaciones axial y transversal del ensayo 01. Esto corresponde a la formación temprana de una grieta. Los datos por encima de este corrimiento ya no fueron empleados para el cálculo del módulo de Poisson.

Los valores altos de módulo de Poisson de la primera etapa no tienen una razón o justificación real, además que no corresponden con resultados en ningún otro estudio encontrado en la literatura. La única explicación que se les puede dar es que correspondan a un proceso de estabilización o acomodo de la pieza al inicio del ensayo.

Los valores altos en la etapa final claramente corresponden al proceso de agrietamiento de la pieza, donde esta deformación ya no es producida por el hinchamiento lateral de la probeta si no más bien por la apertura de grietas verticales.

TABLA 4.7: Promedio de Módulos de Poisson para las piezas ensayadas de forma vertical y horizontal:

Verticales			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Módulo de Poisson (-)	0,0109	0,0137	125,49%
Módulo de Poisson Rect (-)	0,0085	0,0021	24,75%
Horizontales			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Módulo de Poisson (-)	0,0681	0,0899	132,08%
Módulo de Poisson Rect (-)	0,0172	0,0044	25,72%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Estableciendo rangos para estas etapas y desechando los valores obtenidos en la primera y tercera etapas del ensayo, se pudo obtener resultados estables entre el

20% y el 70% del esfuerzo de falla. Se obtuvo el promedio de módulo de Poisson rectificado en este tramo intermedio como se observa en la tabla 4.7. Adicionalmente se desecharon valores que estuviesen fuera del promedio +/- media desviación estándar para evitar tener una dispersión muy alta de resultados.

Cabe mencionar que los valores de deformación transversal medidos en muchos de los ensayos resultaron ser inservibles. La medición el módulo de Poisson es una tarea delicada, los valores de deformación medidos son sumamente pequeños y al emplearse LVDTs para su determinación, estos pueden resultar afectados por efectos de vibración ambiental.

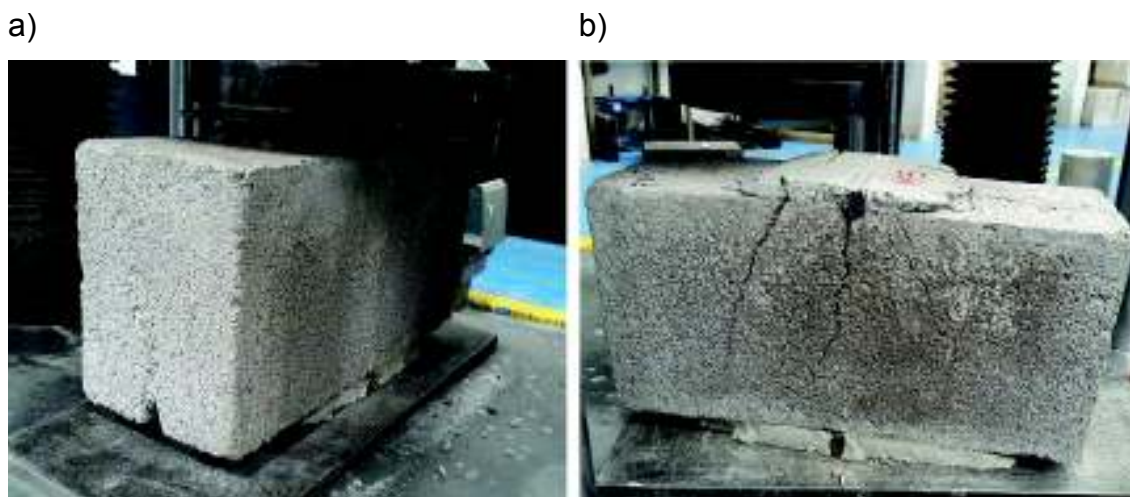
Vale la pena recalcar que en los múltiples ensayos realizados para determinar módulos de Poisson, se vio que esta medición puede estar afectada por vibraciones ambientales. Al tratarse de valores muy pequeños, su medición resulta muy delicada y se pueden observar distorsiones en los resultados por el simple hecho que exista actividad humana en las inmediaciones. En las gráficas de la figura 4.5 se presentan únicamente las curvas que no presentaron distorsiones durante el ensayo.

4.2.2. ENSAYOS DE TENSIÓN POR HENDIDURA:

Los ensayos de tensión por hendidura (*Split Tensile Strength*) realizaron bajo los lineamientos de la norma ASTM C1006-07 en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la PUCE.

La norma pide un mínimo de 5 especímenes, para lo cual se seleccionaron un total de 10 piezas. 5 piezas estándar y 5 piezas de remate de hilada. Para la aplicación lineal de la carga se seleccionaron barras de acero lisas de 20mm de diámetro. El diámetro de estas barras se encuentra en el rango entre 1/8 y 1/12 de la altura del espécimen a ensayar según lo especifica la norma. En la figura 4.7 se puede observar la configuración del ensayo y la falla típica producida en las probetas.

FIGURA 4.7: a) configuración del ensayo de tensión por hendidura y; b) falla típica:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.8 se pueden ver los resultados de los ensayos de tensión por hendidura para las piezas estándar y las piezas de remate de la hilada. Para los valores del espesor de las caras se ha tomado el valor promedio de los ensayos de caracterización de los bloques puesto que este valor únicamente se emplea para el cálculo de la resistencia neta el cual es un valor meramente informativo.

TABLA 4.8: Resultados de los ensayos de tensión por hendidura:

Piezas estándar					
Muestra No	1	2	3	4	5
Fecha Ensayo	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17
Carga Maxima (kN)	9,38	9,89	9,49	9,09	9,23
Resistencia Bruta ftb (MPa)	0,1949	0,2033	0,1978	0,1922	0,1935
Resistencia Neta ftb (MPa)	0,6237	0,6594	0,6378	0,6158	0,6198
Longitud (mm)	401,00	400,00	400,50	401,00	401,00
Ancho (mm)	150,75	152,79	151,87	150,94	150,85
Altura (mm)	203,28	202,76	201,11	199,45	201,37
Espesor (mm)	23,55	23,55	23,55	23,55	23,55
Area Bruta (mm ²)	30.644	30.980	30.541	30.105	30.375
Area Neta (mm ²)	9.574	9.550	9.472	9.394	9.484

TABLA 4.8: Continuación:

Piezas de Remate de Hilada					
Muestra No	6	7	8	9	10
Fecha Ensayo	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17	18-sep-17
Carga Maxima (kN)	10,26	11,60	12,88	11,57	10,32
Resistencia Bruta ftb (MPa)	0,2202	0,2455	0,2722	0,2464	0,2187
Resistencia Neta ftb (MPa)	0,7024	0,7811	0,8658	0,7848	0,6961
Longitud (mm)	400,00	400,50	400,00	400,00	401,00
Ancho (mm)	151,40	151,05	150,99	151,20	151,10
Altura (mm)	195,90	199,15	199,46	197,68	198,84
Espesor (mm)	23,73	23,73	23,73	23,73	23,73
Area Bruta (mm ²)	29.659	30.081	30.116	29.888	30.045
Area Neta (mm ²)	9.299	9.453	9.468	9.383	9.438

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

La resistencia a tensión de las piezas (f_{tb}) se determina mediante la expresión 4.2, donde P es la carga de ruptura de la pieza; t y b son el ancho y alto de la pieza respectivamente. Para el cálculo de la resistencia neta el ancho t es remplazado por dos veces el espesor de las paredes del bloque.

$$f_{tb} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot b \cdot t} \quad (4.2)$$

En la tabla 4.9 se presentan los valores promedio de la resistencia a tensión de las piezas estándar y de las piezas de remate de hilada.

TABLA 4.9: Promedio de Resistencia a Tensión bruta de la Piezas:

Piezas estándar			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia Bruta ftb (MPa)	0,1963	0,0044	2,24%
Resistencia Bruta ftb Rect (MPa)	0,1954	0,0022	1,12%
Piezas de Remate de Hilada			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia Bruta ftb (MPa)	0,2406	0,0221	9,18%
Resistencia Bruta ftb Rect (MPa)	0,2374	0,0148	6,25%
Global			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia Bruta ftb (MPa)	0,2185	0,0277	12,70%
Resistencia Bruta ftb Rect (MPa)	0,2150	0,0216	10,03%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Como se puede observar no existe mayor desviación en los resultados obtenidos tanto para cada tipo de pieza como en el sentido global. Se ha incluido al igual en el resto de los ensayos el cálculo de las resistencias rectificadas aun cuando los valores difieren únicamente en la tercera cifra significativa.

4.2.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En los ensayos a compresión con piezas de mampuesto completas se ve que existe una tendencia a arrojar valores inferiores de resistencia en comparación con los ensayos realizados sobre medias piezas. Esto se explica por la presencia de un momento inducido por la excentricidad de la carga de compresión.

Los bloques, por su proceso de fabricación y control de calidad no resultan en un material con propiedades y geometría muy homogéneas. Es por esto por lo que aun cuando geoméricamente se aplique la carga en el centro del bloque, el centro de la rigidez axial puede no coincidir y producir esta excentricidad que para una pieza de mayor sección será más grande.

De manera general, es conocido que la esbeltez de la pieza influye en la resistencia a compresión obtenida, para reducir este efecto diferentes normativas establecen factores de corrección. Estos factores están dados para casos específicos y responden a condiciones particulares de cada ensayo como la fricción entre las placas de compresión y las piezas ensayadas.

Es por esto por lo que se debe estudiar metodologías que respondan de mejor manera en los ensayos de compresión eliminando estos efectos. La metodología planteada por Crisafulli si bien entrega mejores resultados, no es particularmente práctica y no se podría decir que tenemos la seguridad de que los efectos hayan sido eliminados por completo. Sería recomendable realizar un estudio paramétrico de la misma con la finalidad de mejorarla y calibrarla.

Los bloques huecos de mampuesto muestran un marcado comportamiento ortotrópico causado principalmente por la diferencia en la sección resistente de la estructura interna del bloque. En el caso de la compresión del bloque colocado

horizontalmente la sección resistente consiste en tres cajones en serie mientras que colocados verticalmente la estructura solamente consiste en las dos caras laterales que funcionan como parapetos no rigidizados lateralmente.

Sin una metodología definida para la obtención del módulo de elasticidad de las piezas de mampuesto, se decidió determinar este parámetro en base a la definición de una curva de ajuste de segundo grado obtenida de la dispersión de datos de los ensayos de compresión. Definida esta curva se puede obtener el módulo secante o tangente de forma sencilla.

Se tiene que el módulo de Poisson de estas piezas presenta valores muy bajos casi cercanos a cero. Esto se explica por la alta porosidad del material, existe un menor grado de cohesión entre las partículas y cualquier intento de producir un ensanchamiento lateral se disipa en los espacios vacíos y discontinuidades.

Los resultados del módulo de Poisson obtenidos experimentalmente si bien muestran cierta consistencia, también sugieren que la metodología empleada puede ser mejorada. Se sugiere extender este estudio de forma paramétrica para comprobar si la dispersión de resultados obtenida se debe la metodología empleada o si se debe la heterogeneidad del material. Valores bajos de módulo de Poisson según la literatura, son característicos de las piezas de mampuesto.

Los valores obtenidos del ensayo de tensión por hendidura muestran una ligera diferencia entre los dos tipos de bloque empleados. Las piezas de remate de hilada presentan una resistencia 20% superior a las piezas estándar. Esto puede ser ocasionado por la concentración de material que se da en la ranura de corte de la piezas de remate. Si las barras de aplicación de la carga no están perfectamente alineadas con la menor sección de la ranura la sección resistente puede resultar mayor y entregar una mayor resistencia.

Para todos los casos fue de interés la obtención de la resistencias sobre el área bruta debido a que este parámetro es el que nos sirve para verificar el comportamiento individual en el conjunto compuesto de la mampostería.

4.3. ENSAYOS DE MORTEROS:

Para los ensayos en morteros se emplearon varias condiciones de fraguado y curado de las muestras a fin de verificar si estas condiciones afectan su resistencia final. Fue de interés definir los módulos de elasticidad y de Poisson para verificar su participación en el comportamiento de la mampostería.

No se realizaron ensayos para definir la resistencia a tensión debido a que este parámetro no se emplea en ninguno de los modelos predictivos, y para su definición se pueden emplear las mismas aproximaciones que para el hormigón.

4.3.1. ENSAYOS DE COMPRESIÓN:

Los ensayos a compresión de los morteros fueron ejecutados enteramente en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la PUCE, y se los realizó en dos etapas. En una primera etapa se tomaron muestras de los morteros empleados para la construcción de los muretes, prismas, tripletes, y duplas que fueron utilizados en los ensayos de mamposterías. En la segunda etapa las muestras fueron tomadas del mortero empleado en la construcción del muro de relleno del pórtico.

En total, se utilizaron 4 diferentes tipos de probetas para los ensayos:

- Cubos de 50mm de lado.
- Cilindros de 140mm de alto por 70mm de diámetro.
- Cilindros de 200mm de alto por 100mm de diámetro.
- Prismas cuadrados de 180mm de alto por 90mm de lado.

Los cubos de 50mm de lado fueron ensayados según la norma ASTM C109/C109M-16a. En esta especificación las probetas son coladas en moldes especializados engrasados libres de cualquier suciedad o escombros. Los cubos son curados por inmersión a las 24 horas de colados. Se mantienen los cubos en proceso de curado hasta 48 horas antes del ensayo a compresión, donde estos se

secan y se dejan reposar en condiciones de laboratorio hasta ser ensayados a compresión.

Los cilindros y prismas fueron ensayados según la norma ASTM C39/C39M-18 con algunas modificaciones para acomodar variaciones en el proceso de curado y forma de las probetas. Todos los cilindros fueron fundidos en moldes especializados para este fin. Los cilindros de 70mm no fueron curados por inmersión, si no que se los ubico al exterior, al costado de los muretes de forma que experimenten las mismas condiciones de intemperismo que estos. Los cilindros de 100mm de diámetro fueron curados por inmersión tal y como indica la norma.

Los prismas de 90mm de lado fueron fundidos dentro de la cavidad hueca de los bloques para simular las mismas condiciones de migración de agua de la mezcla a la pieza de mampuesto. Estas piezas tampoco fueron curadas en inmersión, si no que se las dejó dentro de los bloques al costado de la pared de relleno del pórtico para simular las mismas condiciones de temperatura y humedad ambiental a las que está estuvo expuesta.

En la primera etapa se tomaron un total de 20 muestras del mortero empleado para la construcción de las probetas de mampostería. Para la preparación de los especímenes de mampostería se prepararon dos lotes de mortero en una mezcladora eléctrica de un cuarto de saco de cemento de capacidad. De cada uno de los lotes se tomó 5 muestras en forma de cubos de 50mm y 5 en forma de cilindros de 70mm. Como se mencionó anteriormente los cubos fueron curados en inmersión mientras que los cilindros se los dejó al exterior expuestos a las mismas condiciones de intemperie que los muretes. Los resultados de ambos ensayos de compresión se pueden observar en la tabla 4.10

Se ha mantenido la misma nomenclatura entre las muestras de ambas tipologías puesto que de la misma porción de mortero, fue tomada una parte para la elaboración del cubo de mortero y otra parte para la elaboración del cilindro. De esta forma se tiene una misma porción de mortero expuesta a diferentes condiciones de curado e intemperismo. El resumen de los resultados obtenidos de ambos ensayos se tiene en la tabla 4.11 donde, por la cantidad de ensayos

realizados se decidió descartar los dos valores superiores y los dos valores inferiores para la determinación de la resistencia rectificada.

TABLA 4.10: Resistencias a compresión del ensayo de cubos de 50mm de lado y cilindros de 70mm de diámetro:

Cubos 50x50x50mm										
	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09	M-10
Largo (mm)	50,23	50,61	50,56	51,21	51,64	50,70	51,02	50,26	50,72	50,68
Ancho (mm)	50,56	51,21	50,96	51,76	50,30	51,01	50,45	50,96	51,57	51,61
Altura (mm)	50,16	50,14	50,31	51,28	52,41	51,75	50,80	51,41	51,36	52,81
Masa (gr)	218,74	216,62	218,87	216,90	220,65	225,41	228,77	227,03	225,91	231,28
Volumen (cm ³)	127,39	129,95	129,63	135,92	136,13	133,84	130,76	131,67	134,34	138,13
Area (mm ²)	2.520	2.538	2.544	2.626	2.706	2.624	2.592	2.584	2.605	2.676
Densidad (kg/m ³)	1.717	1.667	1.688	1.596	1.621	1.684	1.750	1.724	1.682	1.674
Carga (kN)	50.371	39.947	47.672	39.595	34.725	52.262	59.498	47.992	50.665	50.374
Resistencia f' _j (MPa)	19,99	15,74	18,74	15,08	12,83	19,92	22,96	18,57	19,45	18,82
Cilindros 140x70mm										
	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09	M-10
Alto S/C (mm)	131,94	136,61	136,21	133,83	136,98	137,18	137,69	136,31	139,68	139,31
Alto C/C (mm)	135,42	140,32	140,90	136,81	140,38	141,62	141,94	140,48	143,84	144,26
Diámetro 1 (mm)	70,70	71,62	70,84	71,36	70,82	71,56	71,40	71,69	71,67	71,31
Diámetro 2 (mm)	70,57	71,76	71,01	71,26	70,27	71,33	70,25	71,77	71,80	71,03
Masa (gr)	894,61	938,22	952,28	941,53	940,80	956,99	967,89	964,86	995,22	985,10
Volumen (cm ³)	523,84	558,92	547,41	540,45	542,05	558,85	550,83	559,26	572,94	564,05
Area (mm ²)	3.919	4.037	3.951	3.994	3.909	4.009	3.940	4.041	4.042	3.978
Densidad (kg/m ³)	1.708	1.679	1.740	1.742	1.736	1.712	1.757	1.725	1.737	1.746
Carga (kN)	69.245	67.371	78.173	80.185	65.685	76.534	80.918	84.241	85.602	68.332
Resistencia f' _j (MPa)	17,67	16,69	19,79	20,08	16,81	19,09	20,54	20,85	21,18	17,18

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

TABLA 4.11: Promedio de resistencia a compresión de mortero en cubos de 50mm de lado y cilindros de 70mm de diámetro:

Cubos 50x50x50mm			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia f' _j (MPa)	18,21	2,90	15,94%
Resistencia f _j Rectificada (-)	18,54	1,46	7,88%
Cilindros 140x70mm			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia f' _j (MPa)	18,99	1,75	9,22%
Resistencia f _j Rectificada (-)	19,06	1,36	7,13%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Estadísticamente no se puede decir que exista mayor diferencia entre los resultados de los ensayos de ambos tipos de probetas. En la segunda etapa se tomaron un total de 18 probetas repartidas de la siguiente manera: 12 corresponden a cilindros de 100mm de diámetro obtenidos del mortero empleado para la mampostería de relleno del pórtico; y 6 corresponden a prismas de base cuadrada de 90mm de lado igualmente obtenidos del mortero de la mampostería del pórtico. Se elaboraron un total de 3 lotes de mortero para la construcción de la mampostería de relleno. De cada lote se obtuvieron 4 muestras para cilindros y 2 para los prismas. Los cilindros de mortero fueron instrumentados para medir el módulo de Poisson del mortero.

TABLA 4.12: Resistencias a compresión del ensayo de cilindros de 100mm de diámetro y prismas de base cuadrada de 90mm de lado:

Cilindros 200x100mm												
	MJ-01	MJ-02	MJ-03	MJ-04	MJ-05	MJ-06	MJ-07	MJ-08	MJ-09	MJ-10	MJ-11	MJ-12
Diámetro 1 (mm)	101,17	102,09	101,73	101,17	102,10	101,36	101,90	102,26	101,39	101,07	101,28	101,56
Diámetro 2 (mm)	102,81	101,36	101,90	101,10	101,84	101,54	101,33	101,70	101,04	102,13	101,70	101,34
Alto 1 (mm)	201,00	202,00	202,00	202,00	202,00	200,00	201,00	201,00	200,00	201,00	202,00	201,00
Alto 2 (mm)	202,00	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00	200,00	201,00	202,00	201,00	202,00
Alto 3 (mm)	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00	202,00	202,00	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00
Masa (kg)	3,10	3,05	3,14	3,06	3,09	3,14	3,11	3,16	3,09	3,08	3,10	3,06
Volumen (cm ³)	1.645	1.636	1.639	1.617	1.644	1.625	1.633	1.639	1.615	1.632	1.629	1.627
Area (mm ²)	8.170	8.127	8.142	8.033	8.166	8.083	8.110	8.168	8.046	8.107	8.090	8.083
Densidad Bruta (kg/m ³)	1,88	1,86	1,92	1,89	1,88	1,93	1,90	1,93	1,91	1,89	1,90	1,88
Carga (kN)	156,41	123,65	178,06	209,40	217,50	206,90	121,29	103,52	177,14	181,41	93,74	164,48
Resistencia f _j (MPa)	19,15	15,21	21,87	26,07	26,63	25,60	14,96	12,67	22,02	22,38	11,59	20,35
Prismas de 90x90x180mm												
	MJ-01	MJ-02	MJ-03	MJ-04	MJ-05	MJ-06	MJ-07	MJ-08	MJ-09	MJ-10	MJ-11	MJ-12
Alto (mm)	156,70	160,80			159,70	156,60			177,80	173,70		
Ancho 1 (mm)	96,50	94,40			92,30	97,20			97,80	93,60		
Ancho 2 (mm)	105,20	104,60			105,20	105,60			103,50	104,70		
Espesor 1 (mm)	97,20	95,50			96,80	98,60			104,10	96,70		
Espesor 2 (mm)	109,30	108,60			106,40	106,20			104,60	106,50		
Masa (kg)	3,13	3,11			3,06	3,08			3,36	3,23		
Volumen (cm ³)	1.632	1.633			1.602	1.626			1.867	1.750		
Area (mm ²)	10.413	10.154			10.033	10.383			10.503	10.074		
Densidad Bruta (kg/m ³)	1,92	1,90			1,91	1,89			1,80	1,85		
Carga (kN)	114,90	110,90			43,10	90,40			126,70	131,10		
Resistencia f _j (MPa)	11,03	10,92			4,30	8,71			12,06	13,01		

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Los resultados de estos ensayos se los puede observar en la tabla 4.12 en estos ensayos, de igual manera se mantiene una misma nomenclatura en ambas

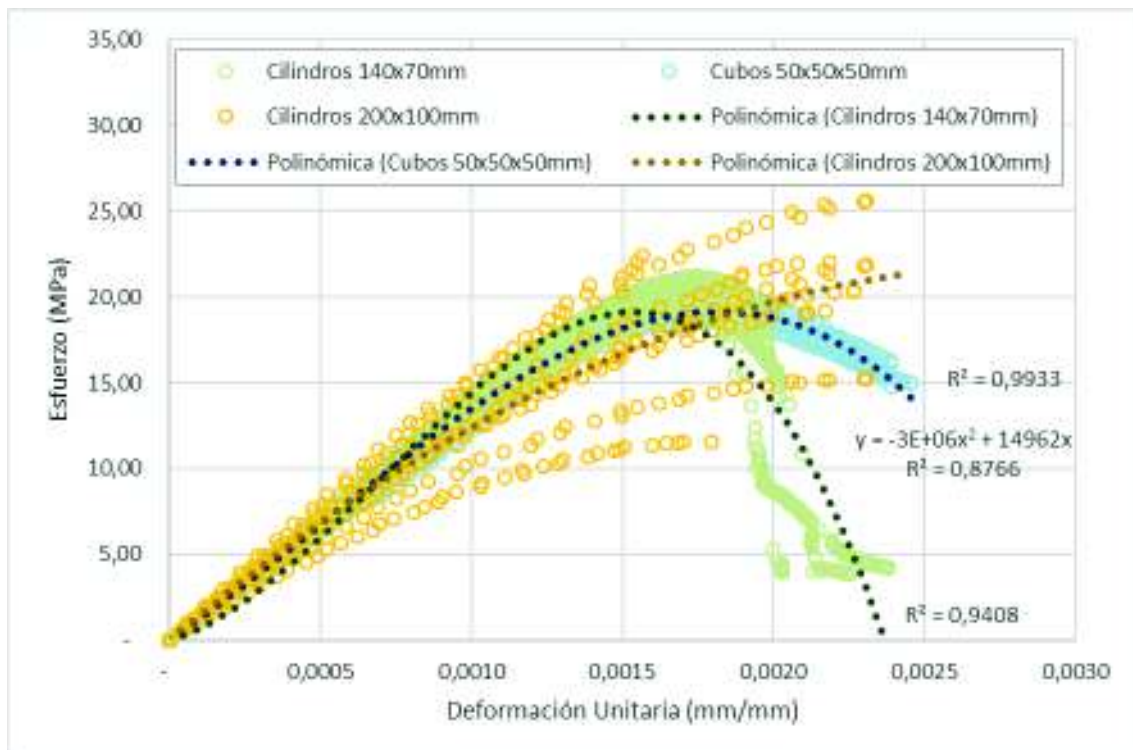
tipologías para caracterizar a una misma porción de mortero. Se puede ver que existe una clara diferencia entre las resistencias de las dos tipologías. Los prismas presentan una resistencia fuertemente reducida. En la tabla 4.13 se puede observar el resumen de resultados, en promedio se tiene una reducción de la resistencia el 50% para los prismas de mortero fundidos dentro de los bloques de mampostería.

TABLA 4.13: Promedio de Resistencia a compresión de mortero en cilindros de 100mm de diámetro y prismas de base cuadrada de 90mm de lado:

Cilindros 200x100mm			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia f _j (MPa)	19,87	5,21	26,22%
Resistencia f _j Rectificada (MPa)	20,19	3,65	18,09%
Prismas de 90x90x180mm			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Resistencia f _j (MPa)	10,01	3,15	31,44%
Resistencia f _j Rectificada (MPa)	10,68	1,41	13,23%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.8: curvas esfuerzo vs. deformación unitaria axial y transversal de los ensayos a compresión de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro:

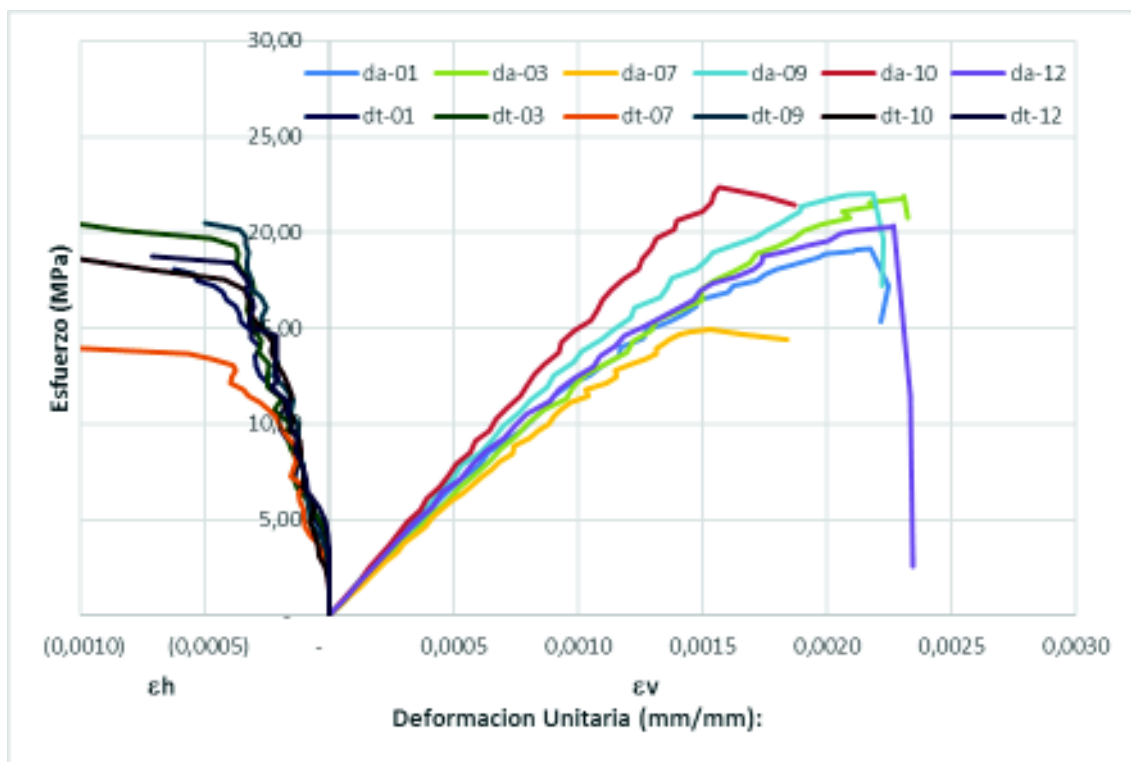


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.8 se presenta comparativamente en forma de dispersiones las curvas esfuerzo vs deformación unitaria de los ensayos a compresión de los cubos y los cilindros. Se puede ver que, en promedio en los tres ensayos, se han obtenido valores muy similares de resistencia del mortero y módulos de elasticidad de los morteros.

En la figura 4.9 se presentan las curvas esfuerzo vs. deformación unitaria axial y transversal de los ensayos a compresión de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro. Así mismo, en esta gráfica no se presentan todos los resultados de los ensayos y únicamente se presentan las curvas que mantienen un comportamiento coherente con la expectativa de resultados.

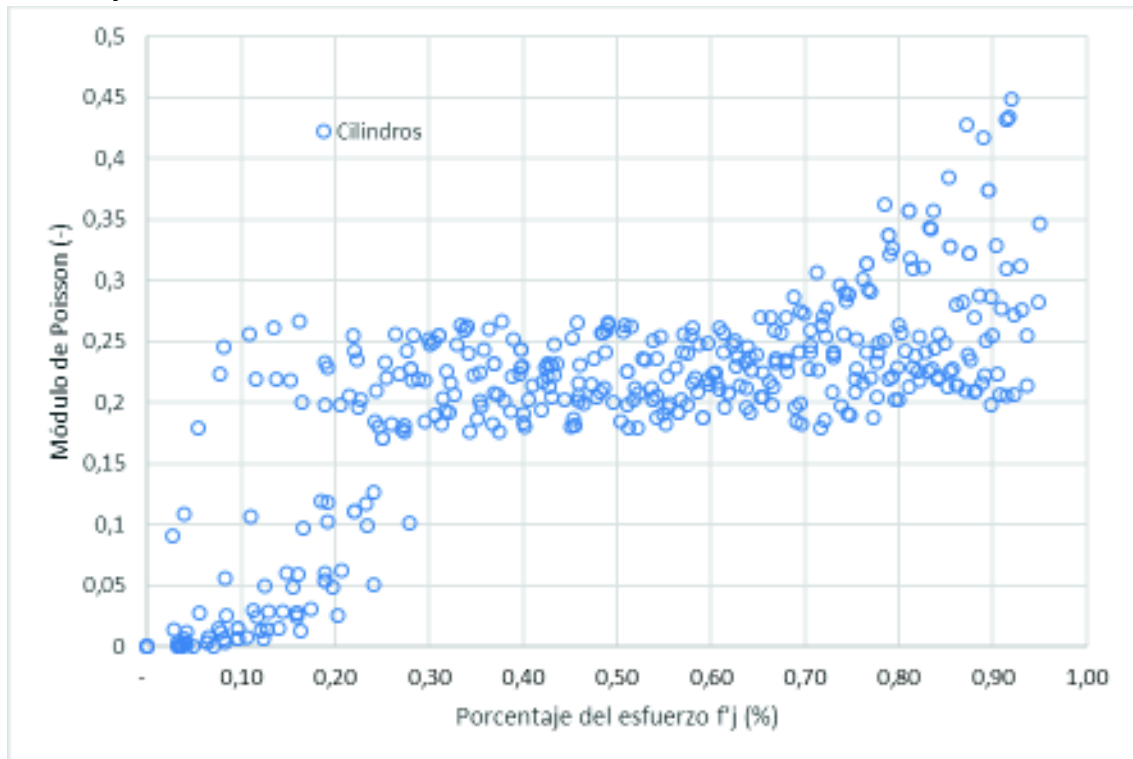
FIGURA 4.9: Curvas Esfuerzo vs. Deformación Unitaria axial (ϵ_v) y transversal (ϵ_h) de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.10 se presenta la dispersión de resultados del módulo de Poisson normalizados con respecto al porcentaje de la resistencia del cilindro. Así mismo se puede observar una primera etapa de estabilización y una etapa final de valores elevados.

FIGURA 4.10: Dispersión de valores de módulo de Poisson normalizado al porcentaje de la resistencia del cilindro de mortero de 100mm de diámetro:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.14 se presenta el promedio de los resultados de módulo de Poisson de todo el rango y el valor rectificado correspondiente a los valores entre el 20% y el 75% de la resistencia máxima de cada cilindro.

TABLA 4.14: Promedio de Módulos de Poisson de los cilindros de mortero de 100mm de diámetro:

Cilindros 200x100mm			
	Promedio	Desviación	Desv. %
Módulo de Poisson (-)	0,2012	0,0924	45,92%
Módulo de Poisson Rect (-)	0,2192	0,0389	17,73%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.3.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En la primera etapa de ensayos de morteros la expectativa era encontrar una resistencia a la compresión reducida para los cilindros que se dejaron curar a la

intemperie junto con los muretes. Sin embargo, los resultados obtenidos no muestran mayor diferencia con los resultados de los ensayos de los cubos. De hecho, la resistencia de los cilindros resulta ligeramente superior. Estadísticamente no se puede concluir que existe diferencia entre los dos resultados.

En la segunda etapa, se afectaron aún más las condiciones de curado y se fundieron las muestras de mortero dentro de las cavidades de los bloques. Con esto se aseguró que exista un drenado del agua de curado por parte de las paredes de los bloques. En este caso se vio que la resistencia se redujo casi a la mitad.

Esta reducción de la resistencia del mortero combinada con el efecto de confinamiento producido por las piezas de mampuesto dentro de la mampostería exige el desarrollo de una metodología para poder determinar a ciencia cierta el valor de la resistencia del mortero en las juntas de la mampostería

El módulo de elasticidad del mortero se determinó en base a la definición de una curva de ajuste de segundo grado obtenida de la dispersión de resultados de los ensayos de compresión. El módulo de Poisson obtenido para el mortero encaja en valores estándar para este tipo de material.

4.4. ENSAYOS DE MAMPOSTERÍAS

El objetivo principal de estos ensayos fue el de determinar la mayor cantidad de parámetros mecánicos a fin de definir su aporte o contribución dentro del comportamiento global de la mampostería. Para este fin y para evitar tener variaciones en la calidad de los diferentes especímenes usados en los ensayos, se empleó la misma mano de obra en todos los trabajos de construcción de mamposterías.

Se han realizado diferentes tipos de ensayos para comparar resultados y así poder definir metodologías para determinar propiedades y comparar con modelos predictivos existentes en la literatura. Igualmente en estos ensayos los valores de interés son los determinados sobre el área bruta de la mampostería.

4.4.1. ENSAYOS DE COMPRESIÓN EN PRISMAS:

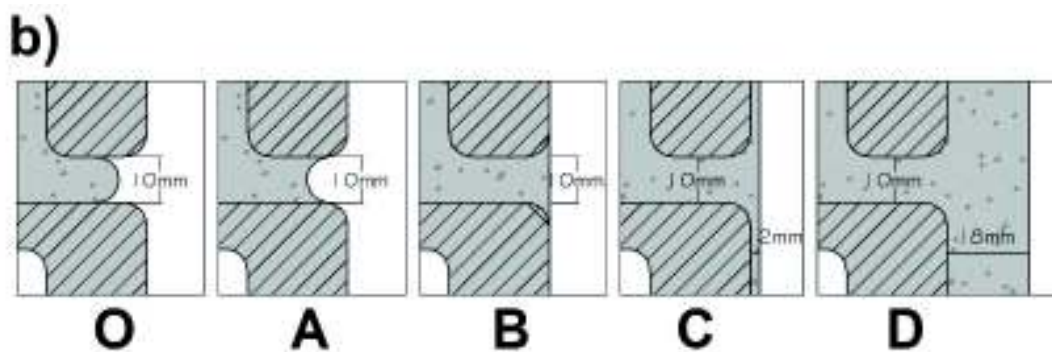
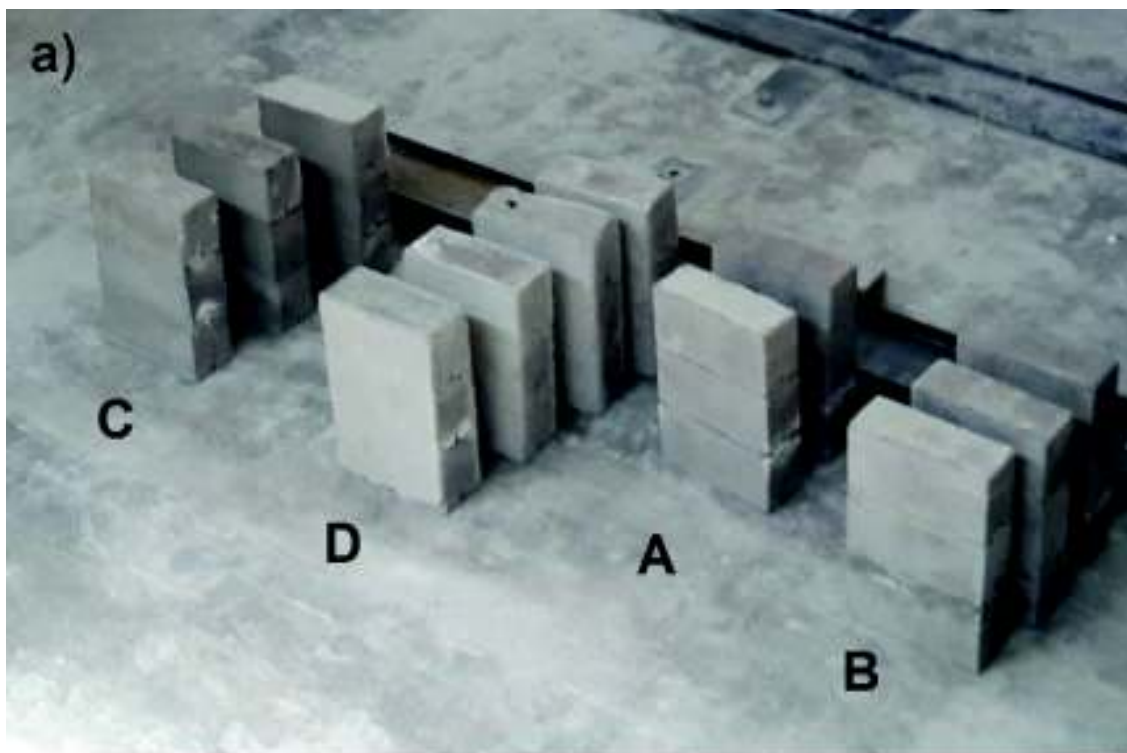
Los prismas de mampostería fueron contruidos y ensayados según los lineamientos de la norma ASTM C1314-16 en el laboratorio del CIV de la EPN. La norma establece que se construyan prismas de por lo menos 2 piezas de mampuesto de altura y con una relación altura/espesor entre 1.3 y 5.0.

Se construyeron un total de 15 prismas representando diferentes condiciones de acabado que puede presentar la mampostería en diferentes proyectos. Todos los prismas se construyeron apilando verticalmente 3 bloques estándar. Los bloques fueron pegados entre si mediante juntas completas de mortero M15 de 10mm de espesor. Las propiedades de este mortero están caracterizadas en los ensayos de la primera etapa en la sección 4.3. Los tipos de acabado de los prismas se presentan a continuación:

- Mampostería No Revocada (Tipo O - 3 prismas): Se construyeron los prismas mediante juntas de mortero sin ningún tipo de acabado o manipulación posterior a la colocación y nivelación de la pieza.
- Mampostería Con Media Caña (Tipo A - 3 prismas): Se construyeron los prismas y a lo largo de las juntas de mortero el maestro albañil pasó el dedo o una varilla corrugada "igualando" el acabado de la junta.
- Mampostería Revocada (Tipo B - 3 prismas): Se construyeron los prismas normalmente y una vez que el mortero fraguó, se sellaron las juntas con mortero pasando una liana igualándola verticalmente.
- Mampostería con Enlucido Fino (Tipo C - 3 prismas): Se construyeron los prismas normalmente y una vez que el mortero fraguó, se enlucieron con una capa fina de mortero de 2mm de espesor. Este es un acabado típico para interiores.
- Mampostería con Enlucido Grueso (Tipo D - 3 prismas): Se construyeron los prismas normalmente y una vez que el mortero fraguó, se enlucieron con una capa gruesa de mortero de 18mm de espesor. Este es un acabado típico para exteriores. Cabe mencionar que, por motivos de logística el enlucido de

estos prismas fue el único trabajo donde no se empleó la misma mano de obra.

FIGURA 4.11: a) Prismas con su acabado; b) Esquemas de acabado de las juntas: (O) No Revocado, (A) Media Caña, (B) Revocado, (C) Enlucido Fino, (D) Enlucido Grueso:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

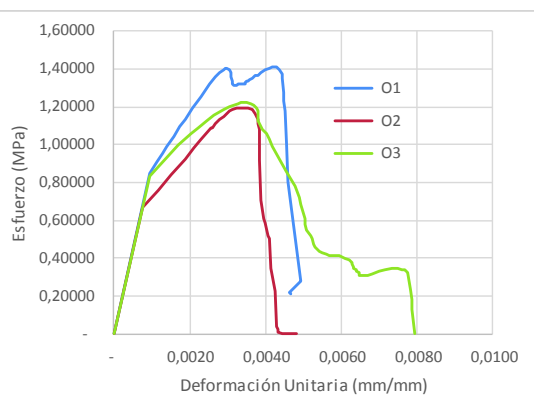
Si bien la norma pide cerrar los prismas en fundas plástica para evitar cambios en la humedad ambiental en el proceso de fraguado del mortero, la intención del estudio era la de determinar el desempeño de la mampostería en condiciones reales de obra y no de laboratorio. En la figura 4.11a se pueden observar los

diferentes tipos de acabados de las juntas y en la figura 4.11b los prismas con su acabado.

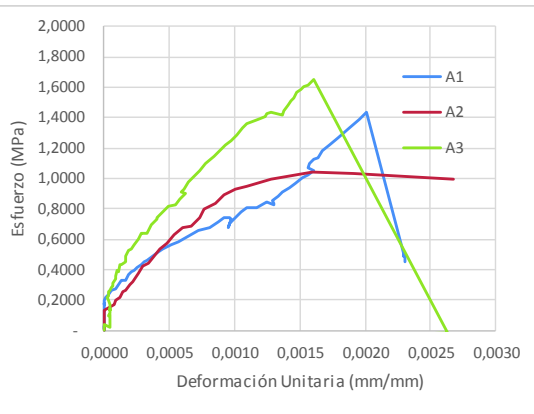
Los resúmenes de las propiedades geométricas, sus resistencias y las curvas esfuerzo – deformación unitaria de cada prisma se pueden observar agrupados por tipo de prisma en la tabla 4.15.

TABLA 4.15: Resumen de propiedades, resistencias y curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de todos los prismas:

O - No Revocados			
Muestra No	O1	O2	O3
Fecha Ensayo	06-oct-17	06-oct-17	06-oct-17
Carga Maxima (kN)	85,40	71,40	73,70
Resistencia f'm (MPa)	1,41	1,19	1,22
Ancho (mm)	151	149	150
Altura (mm)	628	630	619
Largo (mm)	403	401	402
Area Bruta (mm ²)	60.576	59.749	60.325
Area Neta (mm ²)	32.105	31.667	31.972
Masa (Kg)	38,36	37,91	36,03
Densidad Bruta (kg/m ³)	1.008,36	1.007,52	964,88



A - Media Caña			
Muestra No	A1	A2	A3
Fecha Ensayo	28-feb-18	28-feb-18	28-feb-18
Carga Maxima (kN)	43.248,74	31.260,89	49.619,62
Resistencia f'm (MPa)	1,44	1,04	1,65
Ancho (mm)			
Altura (mm)	623	625	621
Largo (mm)			
Area Bruta (mm ²)	30.134	30.134	30.134
Area Neta (mm ²)	15.971	15.971	15.971
Masa (Kg)	37,00	37,91	36,03
Densidad Bruta (kg/m ³)	1.970,89	2.012,91	1.925,41



B - Revocados			
Muestra No	B1	B2	B3
Fecha Ensayo	28-feb-18	28-feb-18	28-feb-18
Carga Maxima (kN)	46.304,87	64.425,72	53.415,63
Resistencia f'm (MPa)	1,54	2,14	1,77
Ancho (mm)			
Altura (mm)	628	623	622
Largo (mm)			
Area Bruta (mm ²)	30.134	30.134	30.134
Area Neta (mm ²)	15.971	15.971	15.971
Masa (Kg)	38,50	37,91	36,03
Densidad Bruta (kg/m ³)	2.036,09	2.019,37	1.923,86

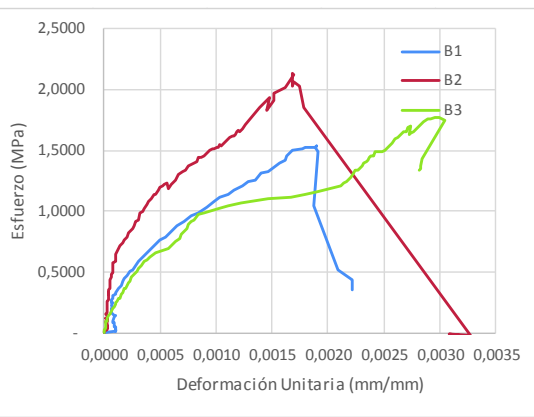


TABLA 4.15: Continuación:

C- Enlucido Fino			
Muestra No	C1	C2	3C
Fecha Ensayo	28-feb-18	28-feb-18	28-feb-18
Carga Maxima (kN)	70.709,31	54.957,98	54.010,43
Resistencia f'm (MPa)	2,35	1,82	1,79
Ancho (mm)			
Altura (mm)	624	618	624
Largo (mm)			
Area Bruta (mm ²)	30.134	30.134	30.134
Area Neta (mm ²)	15.971	15.971	15.971
Masa (Kg)	43,50	37,91	36,03
Densidad Bruta (kg/m ³)	2.313,42	2.037,35	1.916,15

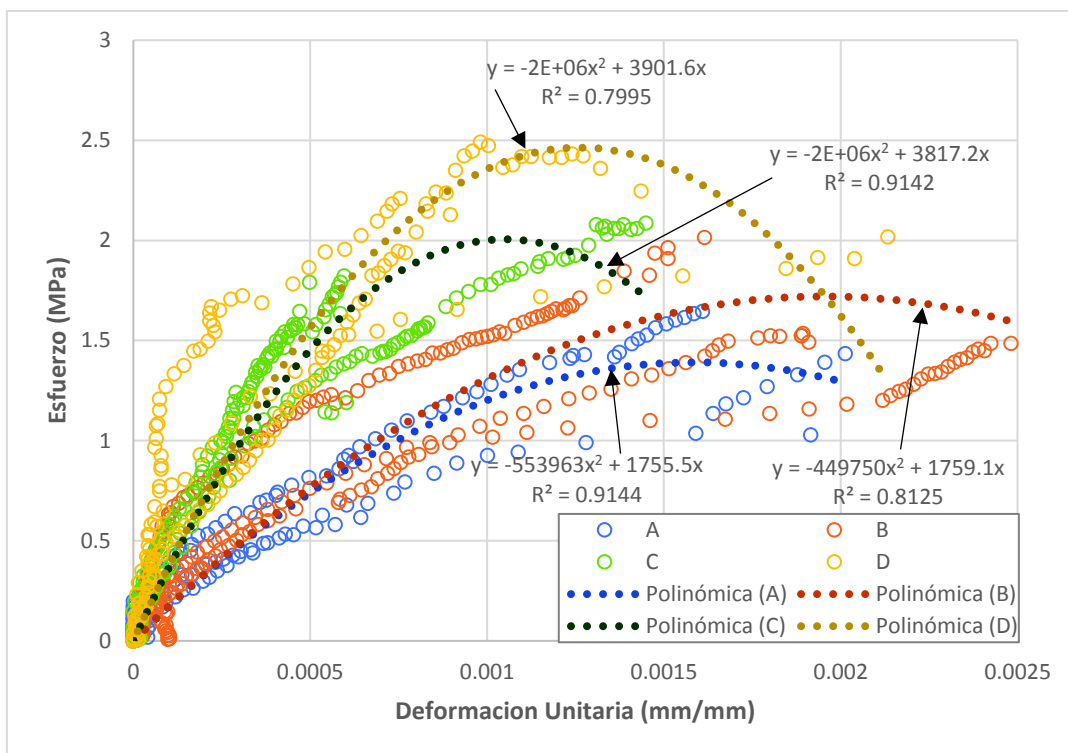
D- Enlucido Grueso			
Muestra No	D1	D2	D3
Fecha Ensayo	01-mar-18	01-mar-18	01-mar-18
Carga Maxima (kN)	60.078,58	66.620,14	75.085,21
Resistencia f'm (MPa)	1,99	2,21	2,49
Ancho (mm)			
Altura (mm)	626	619	618
Largo (mm)			
Area Bruta (mm ²)	30.134	30.134	30.134
Area Neta (mm ²)	15.971	15.971	15.971
Masa (Kg)	50,00	37,91	36,03
Densidad Bruta (kg/m ³)	2.650,61	2.034,06	1.936,32

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para poder caracterizar los módulos de elasticidad de las curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria de cada uno de los tipos de prisma se hicieron dispersiones con los puntos obtenidos de cada una de las curvas. Con estas dispersiones de puntos se extrajeron curvas de tendencia para cada tipo de prisma. Para todos los casos, las curvas que presentaron los mejores porcentajes de ajuste fueron polinomios de segundo grado.

En la figura 4.12 se presentan las dispersiones de puntos con las curvas de tendencia de cada tipo de prisma con su ecuación y respectivo porcentaje de ajuste. El menor porcentaje de ajuste R^2 obtenido fue del 80% para la curva de los prismas con enlucido grueso. Para los prismas tipo D, con un enlucido tan grueso que prácticamente duplica el espesor de las paredes del bloque, la expectativa era de obtener una resistencia muy superior. Lamentablemente se tuvo que emplear mano de obra no calificada para el trabajo de estos enlucidos.

FIGURA 4.12: Dispersiones puntos y curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de los prismas tipo A, B, C, y D:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.16 se presenta el resumen de los promedios de resistencia de cada uno de los tipos de prismas con sus respectivas desviaciones y los módulos de elasticidad obtenidos para los diferentes porcentajes de resistencia.

TABLA 4.16: Resistencia promedio de los prismas y sus módulos de elasticidad:

		Resistencia $f'm$ (MPa)					
		Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Promedio	Desviación	Desv. %
O	No Revocados	1.410	1.195	1.222	1.276	0.117	9.18%
A	Media Caña	1.435	1.037	1.647	1.373	0.309	22.53%
B	Revocados	1.537	2.138	1.773	1.816	0.303	16.69%
C	Enlucido Fino	2.347	1.824	1.792	1.988	0.311	15.66%
D	Enlucido Grueso	1.994	2.211	2.492	2.232	0.250	11.19%
		Mod. Elasticidad E_m (GPa)					
		30% $f'm$	45% $f'm$	60% $f'm$	75% $f'm$		
O	No Revocados	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.		
A	Media Caña	1.612	1.529	1.433	1.317		
B	Revocados	1.340	1.271	1.191	1.094		
C	Enlucido Fino	3.505	3.324	3.116	2.863		
D	Enlucido Grueso	3.583	3.398	3.185	2.926		

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Los resultados obtenidos son muy marcados: se tiene la mayor dispersión de datos y una resistencia promedio que no refleja la expectativa. Además, en este tipo de prismas la falla se caracterizó por un desprendimiento del enlucido mientras que para el resto de los tipos de prismas la falla se dio a través de grietas verticales. Estas diferencias se pueden observar en la figura 4.13.

FIGURA 4.13: Fallas típicas de los diferentes tipos de Prismas:

a) Tipo A



b) Tipo B



c) Tipo C



d) Tipo D



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El módulo de elasticidad se obtuvo como la secante desde el origen hasta el punto en la curva que represente un porcentaje de la resistencia. Los valores típicos de

porcentaje de resistencia para medición del módulo de elasticidad son del 30%, 45%, 60% y 75%.

4.4.2. ENSAYOS DE COMPRESIÓN EN MURETES:

Los muretes de mampostería fueron construidos y ensayados usando como guía los lineamientos de la norma ASTM C1314-16 en el laboratorio del CIV de la EPN. Se construyeron un total de 27 muretes de 600x600mm con diferentes inclinaciones en sus hiladas. El ángulo de inclinación de la hilada se incrementó cada 22.5° desde 0° hasta 90° con respecto a la horizontal obteniéndose de esta manera todo el rango inclinaciones de puntales diagonales posibles en mamposterías de relleno. La nomenclatura de cada inclinación de murete se presenta a continuación:

- Tipo A (6 Muretes): Inclinación 0°
- Tipo B (5 Muretes): Inclinación 22.5°
- Tipo C (6 Muretes): Inclinación 45°
- Tipo D (5 Muretes): Inclinación 67.5°
- Tipo E (5 Muretes): Inclinación 90°

Para la construcción de los muretes se preparó un despiece de cortes a realizar en las piezas de mampuesto de forma que estos se puedan armar directamente. Se preparó encofrados inclinados específicamente para acomodar el armado de los muretes con inclinación. En la figura 4.14 se puede observar el armado de los muretes.

La norma ASTM especifica que se deben usar piezas de bloque cerradas pero el tipo de bloque empleado no lo permitió. Una vez fraguado el mortero a los 28 días, los muretes se desmoldaron y fueron revocadas las juntas de mortero. Adicionalmente se capearon los extremos superior e inferior con la misma dosificación de mortero para asegurar una aplicación de la carga de manera uniforme al momento del ensayo a compresión.

FIGURA 4.14: Construcción de Muretes: a) Tipo B y D; b) Tipo A y E; c) Tipo C; d) Tipo B y D desmoldados:

a)



b)



c)



d)

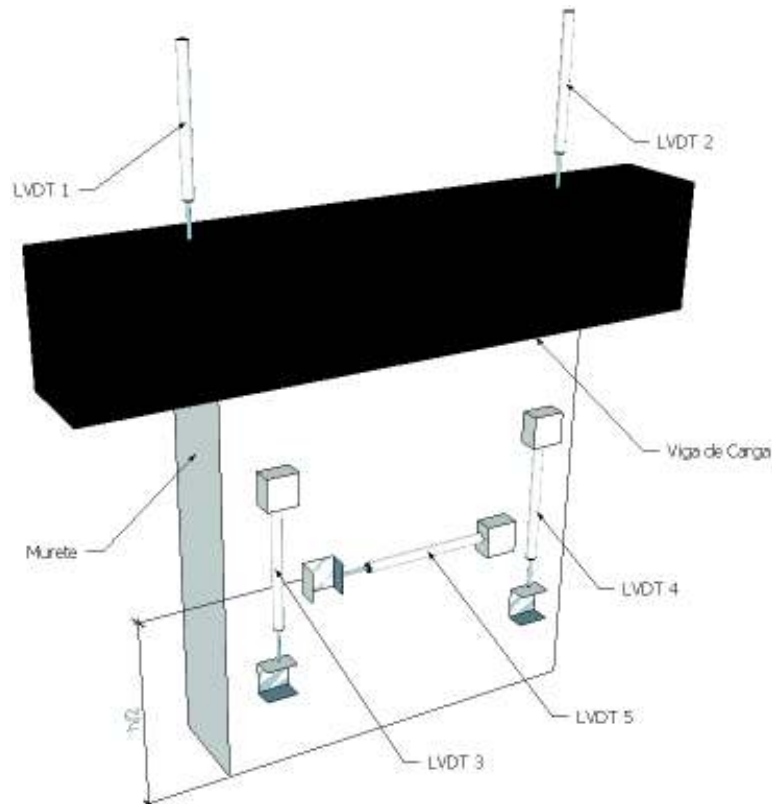


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El objetivo principal de estos ensayos, además de la caracterización del comportamiento a compresión de la mampostería, fue el de determinar la variación de los módulos de elasticidad y de Poisson para las diferentes inclinaciones de las hiladas y bajo la acción de cargas cíclicas que nos ayuden a definir la degradación de la rigidez y resistencia de la mampostería.

FIGURA 4.15: a) Esquema de Instrumentación de los muretes; b) Patrón de carga:

a)



b)



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

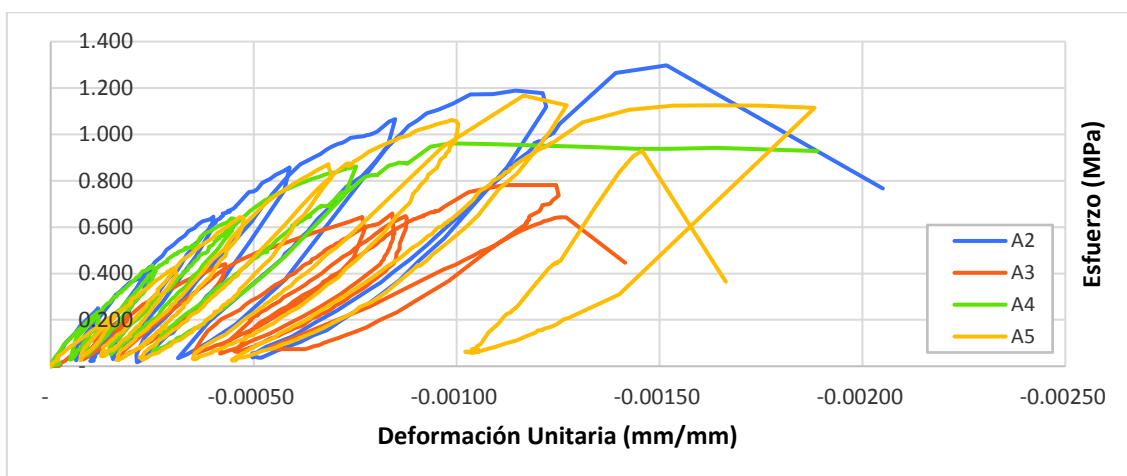
Para esto, se instrumentaron los muretes con un total de 5 LVDTs dispuestos como se indica en la figura 4.15a: Los LVDTs 1 y 2 sirven para controlar las deformaciones de la viga de carga; Los LVDTs 3 y 4 miden las deformaciones axiales; y el LVDT 5 mide las deformaciones transversales. Adicionalmente, y con

la finalidad de caracterizar el comportamiento histerético del material, los ensayos a compresión se realizaron bajo patrones de cargas cíclicas incrementales por control de carga. No se pudo implementar un control de deformaciones puesto que existe una gran dispersión en los valores de la deformación unitaria de ruptura mientras que el esfuerzo de ruptura presenta valores mucha más consistentes. El patrón de carga empleado se puede observar en la figura 4.15b.

Los resultados de los ensayos de compresión cíclicos se presentan en la figura 4.16.

FIGURA 4.16: Curvas esfuerzo vs. deformación unitaria de los ensayos de carga cíclica en muretes:

a) Muretes tipo A



b) Muretes tipo B

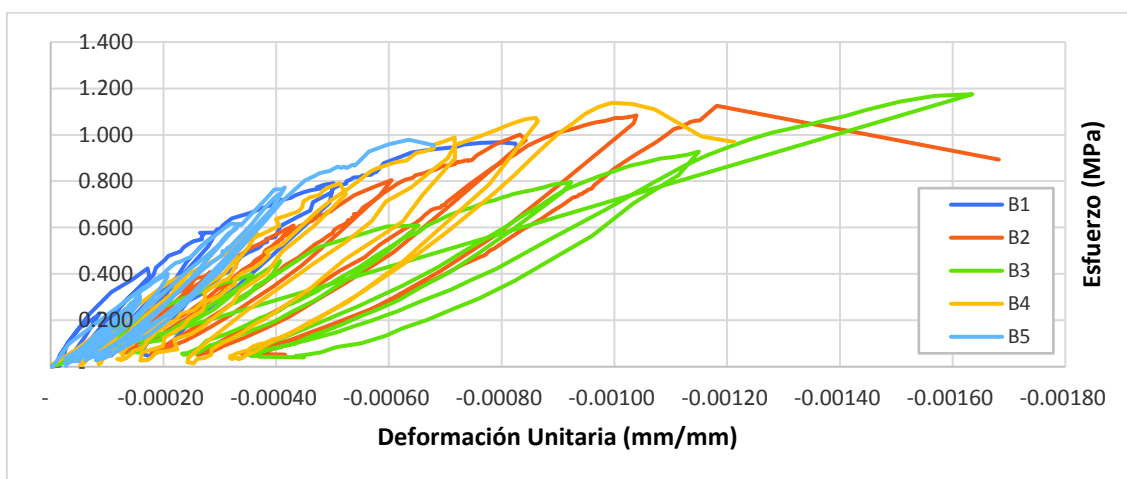
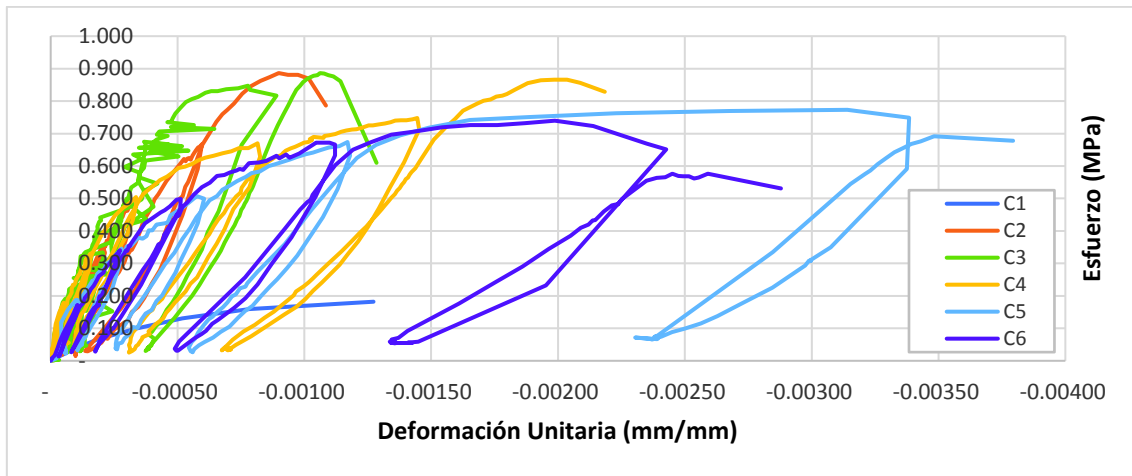
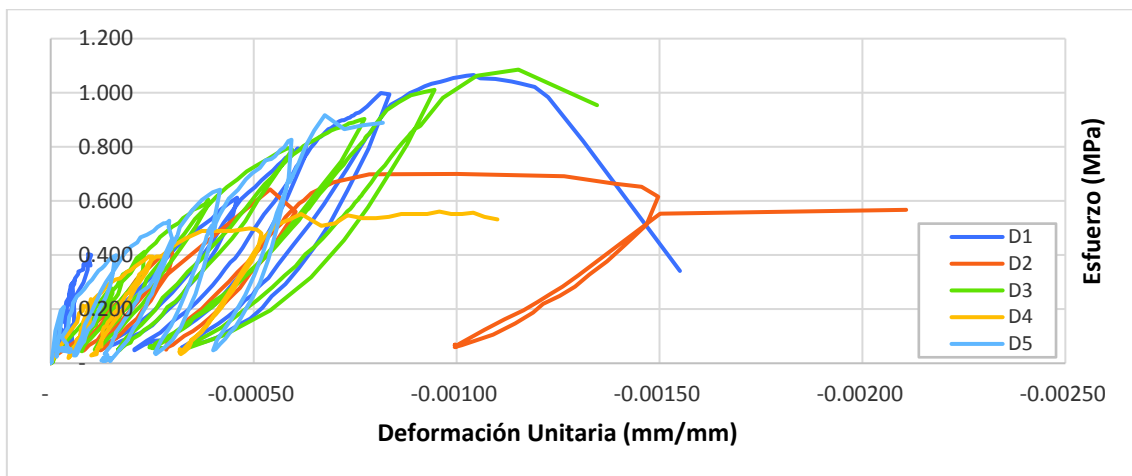


FIGURA 4.16: Continuación:

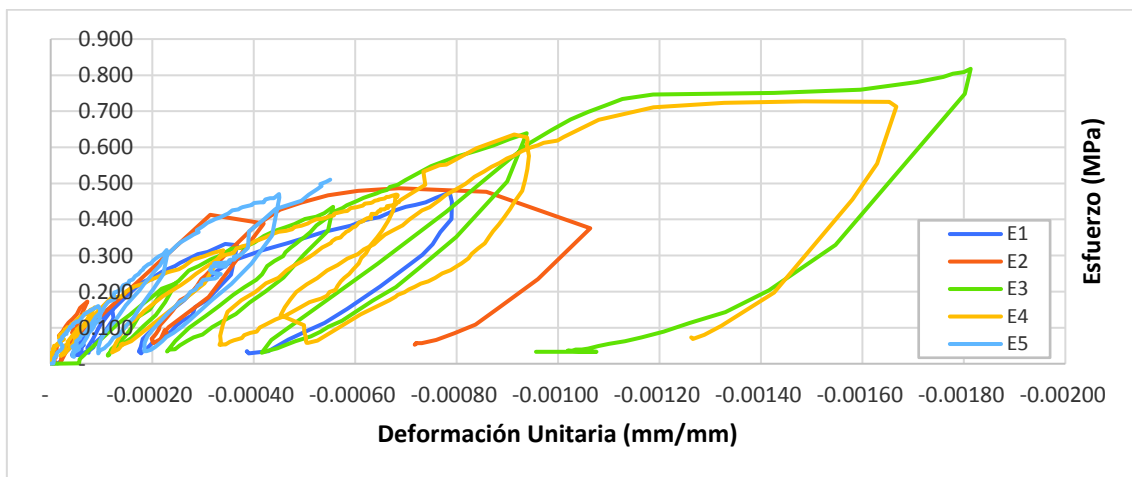
c) Muretes tipo C



d) Muretes tipo D



e) Muretes tipo E



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Algunas observaciones que se puede realizar sobre cada uno de estos ensayos se presentan a continuación:

- Muretes tipo A:
 - Por problemas de instrumentación se perdió la información de las curvas carga vs. deformación de los muretes A1 y A6. Únicamente se pudo obtener el valor de la carga máxima soportada en cada caso.
 - La falla de estos muretes tiende a presentarse por la aparición de grietas verticales arriba y debajo de las juntas verticales de mortero como se observa en la figura 4.17. Esto indica que se está produciendo una concentración de esfuerzos en estas zonas tal y como se predijo en la sección 2.3.1.
 - Para el cálculo del promedio de la resistencia se han descartado los valores de los ensayos de A3 y A6 dado que fueron el menor y el mayor de los valores obtenidos.

FIGURA 4.17: Fallas típicas de los muretes tipo A:

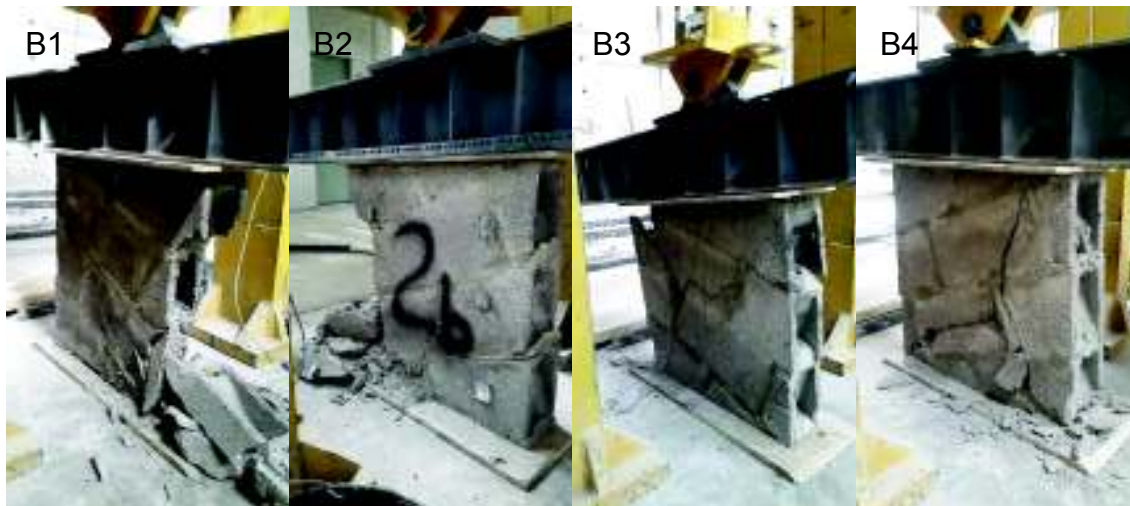


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Muretes tipo B:
 - La falla de estos muretes tiende a presentarse por la aparición de grietas inclinadas alineadas con las juntas verticales de mortero como se observa en la figura 4.18 de forma muy similar a los muretes tipo A.

- Para el cálculo del promedio de la resistencia rectificada se han descartado los valores de los ensayos de B1 y B3 dado que fueron el menor y el mayor de los valores obtenidos.

FIGURA 4.18: Fallas típicas de los muretes tipo B:

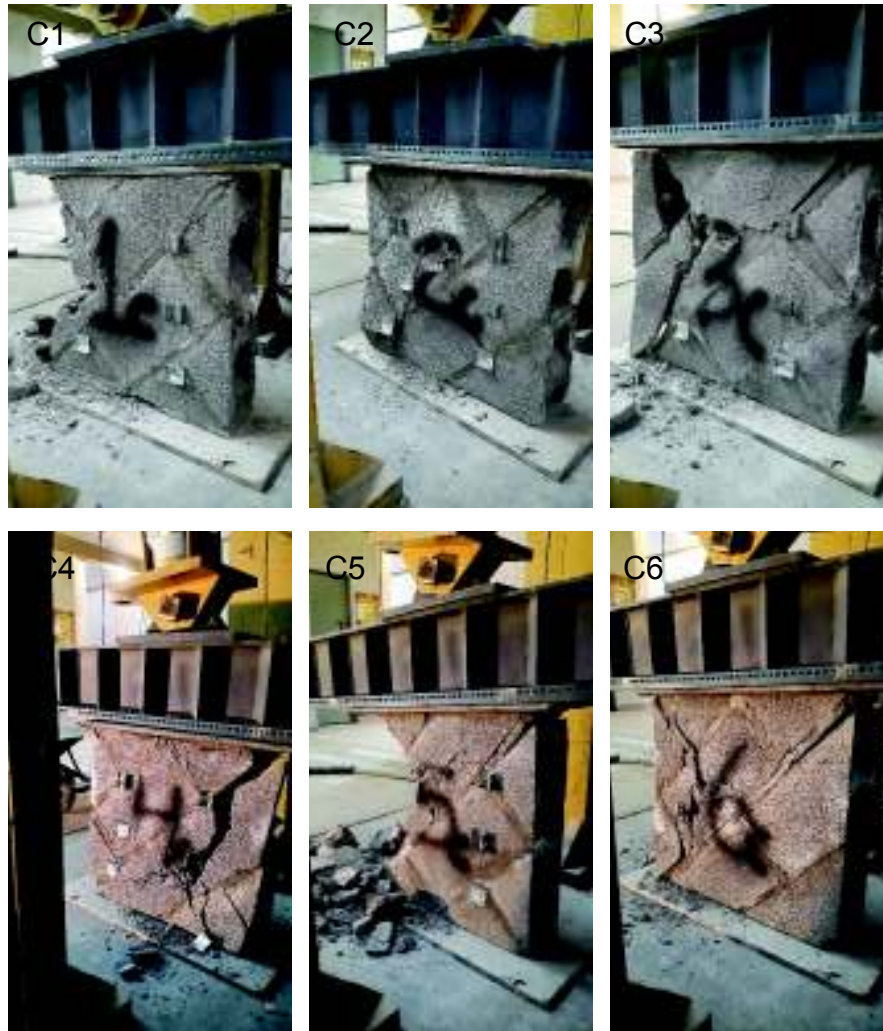


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Muretes tipo C:
 - La falla de estos se presenta por dos comportamientos muy marcados: Por un lado, la falla en los muretes C1, C2 y C3 comenzó por la aparición de grietas verticales en la unión de las juntas de mortero; y por otro lado la falla en los muretes C4, C5 y C6 se presentó como un deslizamiento del bloque triangular superior sobre el bloque inferior. Ambos tipos de falla se pueden observar en la figura 4.19.
 - Estos dos tipos de falla tan marcados se pueden explicar por una transición en el régimen de esfuerzos principales en el murete. Con esta inclinación la fuerza cortante en la dirección paralela a la hilada ya fue suficiente para producir una falla a corte en el murete antes que se produzca la falla a compresión. Puesto que no existen mayor dispersión entre los valores de resistencia a compresión de todos los muretes, se puede decir que para esta inclinación nos encontramos en el punto de inflexión del mecanismo de falla de los muretes.
 - Al tratarse de muretes cuadrados, el despiece seleccionado deja una junta de mortero diagonal de esquina a esquina en el murete. Esta

diagonal presenta un plano de falla inherente en la probeta donde el mecanismo resistente depende de la adhesión y fricción.

FIGURA 4.19: Fallas típicas de los muretes tipo C:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Para el cálculo del promedio de la resistencia rectificada se han descartado los valores de los ensayos de C1 y C2 dado que fueron el menor y el mayor de los valores obtenidos respectivamente.
- Muretes tipo D:
 - La falla de estos muretes tiene a presentarse por la aparición de grietas inclinadas alineadas con las juntas de las hiladas de mortero como se observa en la figura 4.20 a manera de un cizallamiento entre las dos porciones trapezoidales del murete.

- Para el cálculo del promedio de la resistencia rectificada se han descartado los valores de los ensayos de D3 y D4 dado que fueron el mayor y el menor de los valores obtenidos.

FIGURA 4.20: Fallas típicas de los muretes tipo D:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Muretes tipo E:
 - La falla de estos muretes tiende a presentarse por la aparición de grietas verticales paralelas a las juntas de las hiladas de mortero como se observa en la figura 4.21.

FIGURA 4.21: Fallas típicas de los muretes tipo E:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Para el cálculo del promedio de la resistencia se han descartado los valores de los ensayos de D1 y D3 dado que fueron el menor y el mayor de los valores obtenidos.

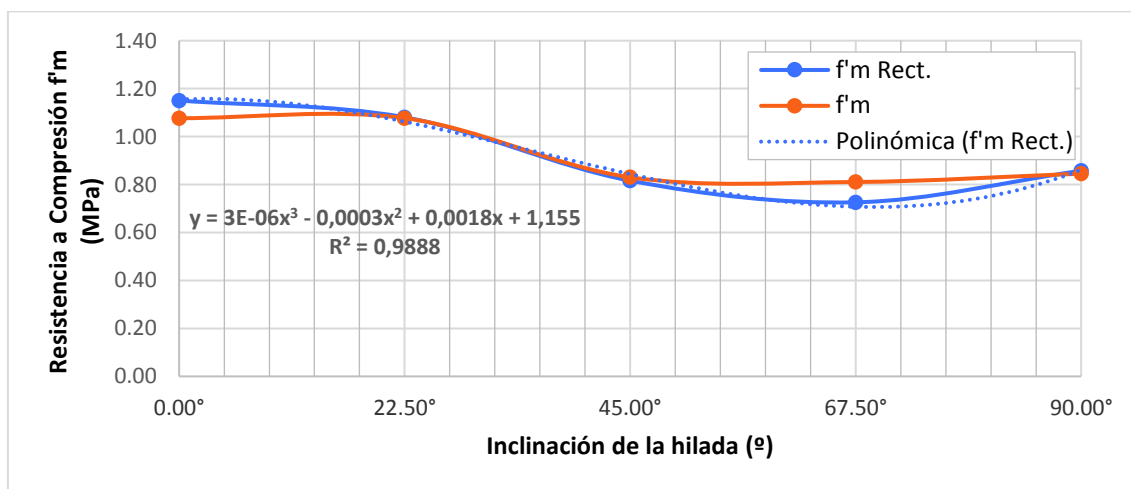
El resumen de las resistencias obtenidas se presenta en la tabla 4.17 y de manera gráfica en a figura 4.22

TABLA 4.17: Resistencia promedio de los muretes:

Inclinación (°)	f _m (Mpa)	Desviación (Mpa)	Desv. % (%)	f _m Rect. (Mpa)	Desviación (Mpa)	Desv. % (%)
0,00°	1,0766	0,20	19,01%	1,1504	0,14	12,14%
22,50°	1,0769	0,10	8,96%	1,0806	0,09	8,19%
45,00°	0,8302	0,07	8,31%	0,8162	0,07	8,69%
67,50°	0,8107	0,22	27,67%	0,7258	0,18	24,73%
90,00°	0,8454	0,08	9,68%	0,8574	0,09	10,63%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.22: Resistencia promedio de los muretes:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para la definición del módulo de elasticidad se obtuvieron las envolventes de las curvas de esfuerzo vs deformación y se realizaron dispersiones de puntos para obtener una curva de tendencia de cada uno de los tipos de muretes ensayados. De igual manera que en los prismas, las curvas con mejor ajuste fueron polinomios de segundo grado siendo 93.83% el menor porcentaje de ajuste R^2 para los muretes del tipo E.

Como un ejercicio adicional se aplicaron los modelos constitutivos de Mander y Crisafulli para verificar el ajuste de estos modelos al comportamiento de la

mampostería objeto de este estudio. Las ecuaciones de cada modelo se las presenta a continuación:

$$\text{Mander: } fm = f'm \cdot \left(1 - \left| 1 - \frac{e_m}{e'_m} \right|^{(E_{mo} \cdot \frac{e'_m}{f'm})} \right) \quad (4.3)$$

Donde fm es el esfuerzo de compresión de la mampostería; $f'm$ es la resistencia a compresión de la mampostería; e_m y e'_m son las deformaciones unitarias para el esfuerzo a compresión y a la ruptura respectivamente. E_{mo} es el módulo de elasticidad inicial.

$$\text{Crisafulli: } fm = f'm \cdot \frac{A1 \cdot \frac{e_m}{e'_m} + (A2 - 1) \left(\frac{e_m}{e'_m} \right)^2}{1 + (A1 - 2) \cdot \frac{e_m}{e'_m} + A2 \cdot \left(\frac{e_m}{e'_m} \right)^2} \quad (4.4)$$

Donde:

$$A1 = E_{mo} \cdot \frac{e'_m}{f'm} \quad (4.5)$$

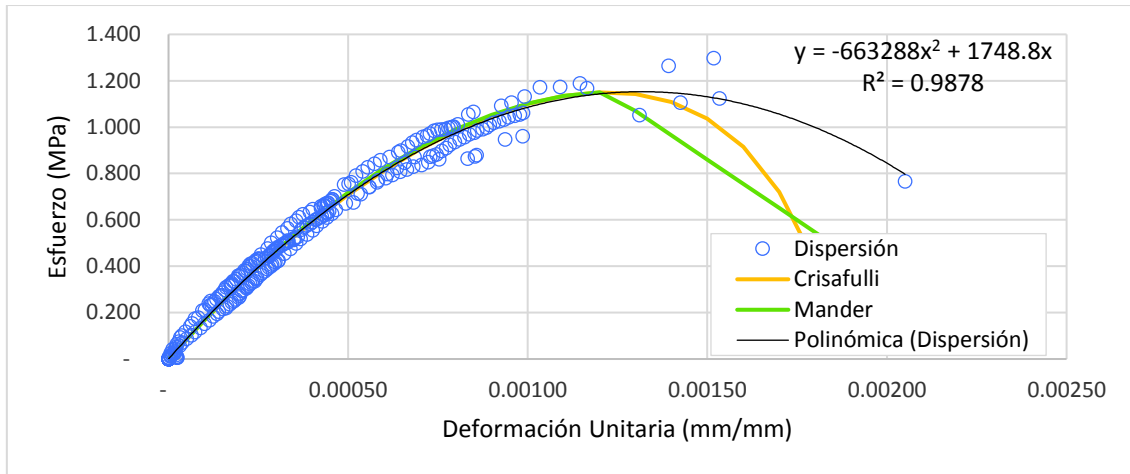
$$A2 = 1 - A1 \cdot \frac{e'_m}{e_u} \quad (4.6)$$

e_u es la deformación unitaria última de la mampostería. La mayoría de estos parámetros se obtienen directamente de las curvas esfuerzo deformación de cada uno de los muretes ensayados. Únicamente e_u se lo determinó por tanteo y el valor de E_{mo} se tomó el valor de la tangente inicial a la curva polinómica ajustada a los valores de dispersión.

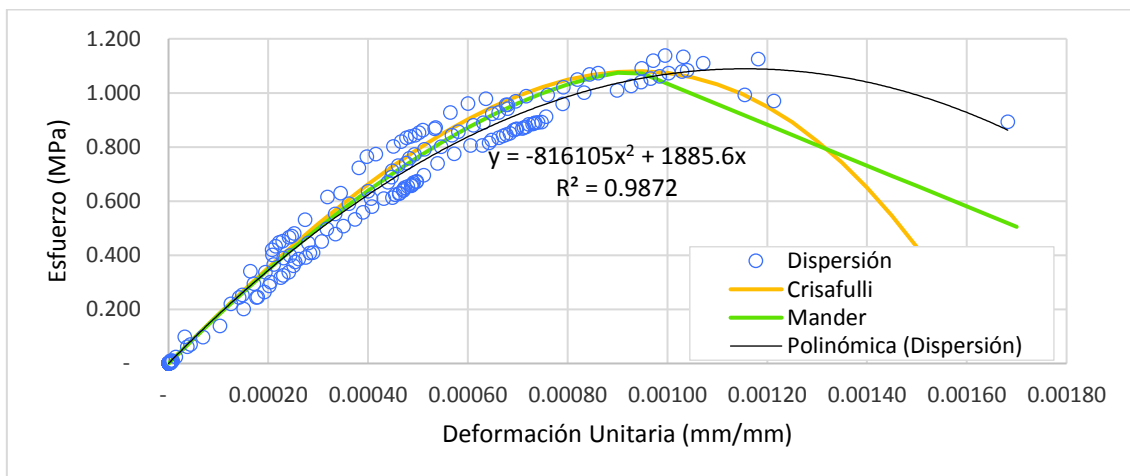
Los resultados de las dispersiones de datos de las envolventes de carga de las curvas esfuerzo vs. deformación unitaria con sus respectivas curvas de ajuste se presentan en la figura 4.23. Adicionalmente se incluyen las curvas calibradas con los modelos de Crisafulli (1997) y Mander (2010).

FIGURA 4.23: Dispersiones de valores esfuerzo vs. deformación unitaria de las envolventes de carga de muretes y curvas de ajuste:

a) Muretes tipo A



b) Muretes tipo B



c) Muretes tipo C

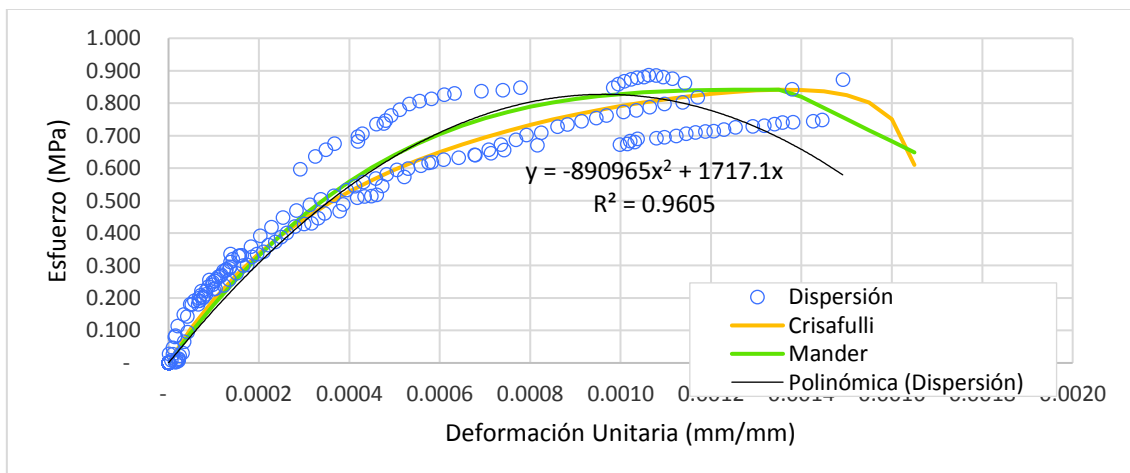
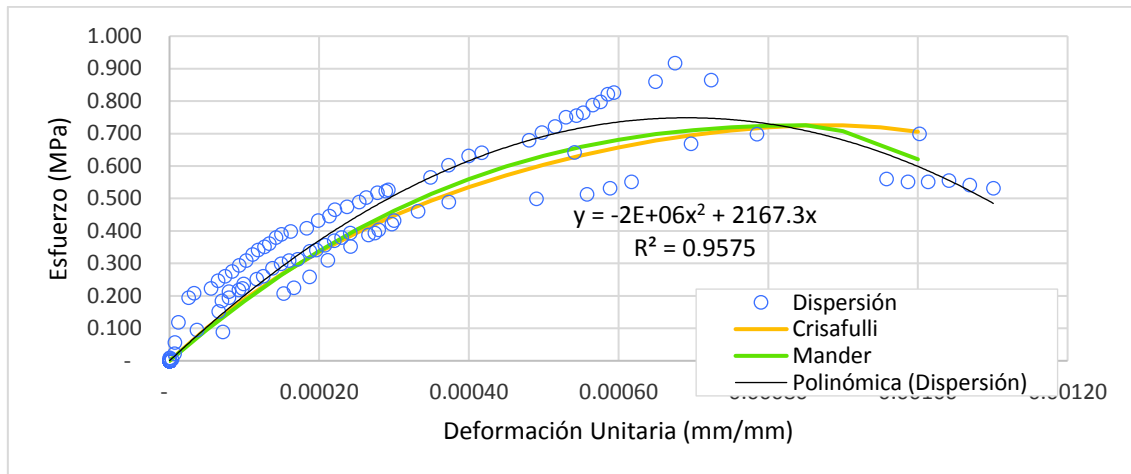
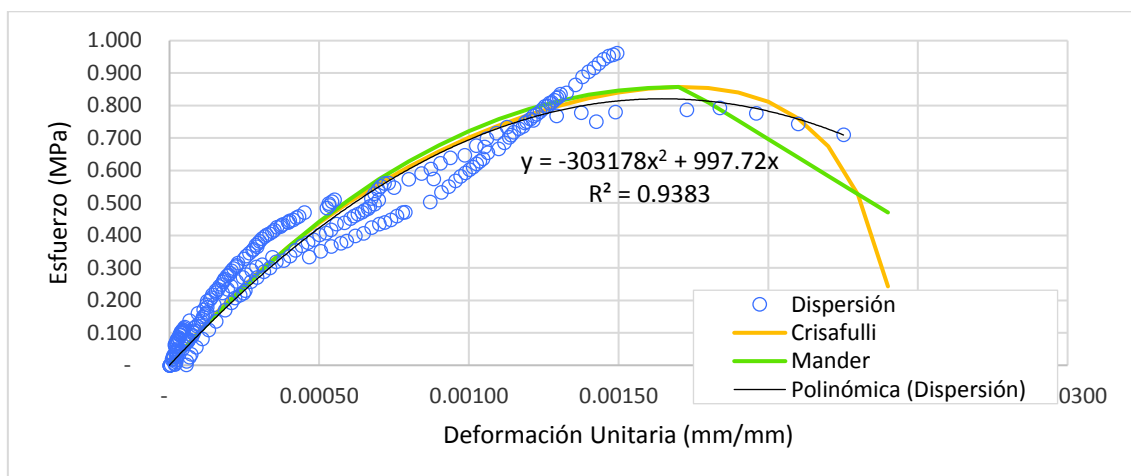


FIGURA 4.23: Continuación:

d) Muretes tipo D



e) Muretes tipo E

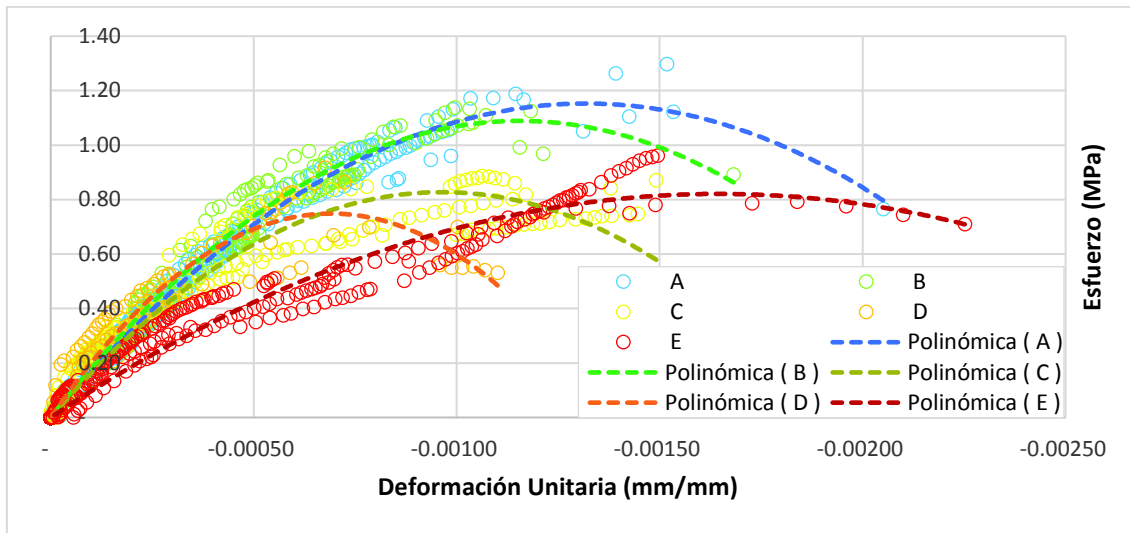


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

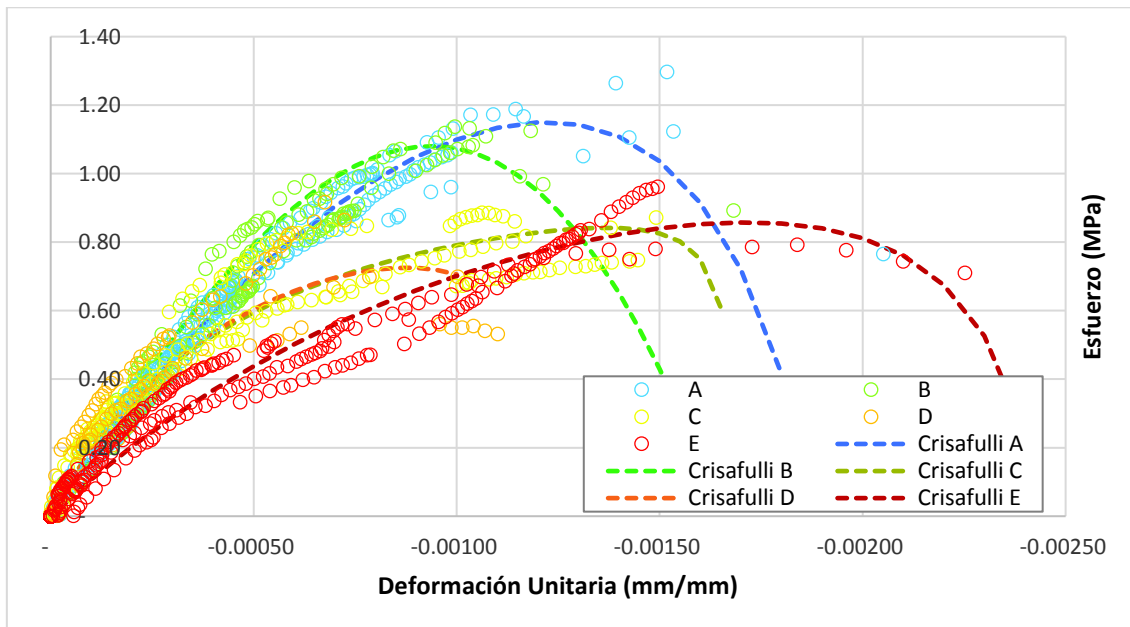
En la figura 4.24 se presenta gráficamente el resumen comparativo de las dispersiones de datos de las curvas esfuerzo vs deformación unitaria de los 5 tipos de muretes con su respectiva curva de ajuste en base a la curva polinómica (4.24a) y al modelo de Crisafulli (4.24b).

FIGURA 4.24: Resumen comparativo de curvas esfuerzo vs deformación unitaria:

a) Curva Polinómica



b) Curva Modelo de Crisafulli



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El resumen de los valores obtenidos del módulo de elasticidad de las ecuaciones de Crisafulli, Mander y con la curva polinómica se presentan en la tabla 4.18 y de manera gráfica en la figura 4.25:

TABLA 4.18: Resumen de módulos de elasticidad inicial y al 45% de f_m :

Inclinación (°)	Módulo de Elasticidad Inicial Emo					
	Crisafulli (GPa)	Mander (GPa)	Polinómica (GPa)	Promedio (GPa)	Desviación (GPa)	Error (%)
0,00°	1,7488	1,7488	1,7488	1,7488	-	0,00%
22,50°	1,8542	1,8542	1,8856	1,8646	0,0181	0,97%
45,00°	2,3181	1,9375	1,7171	1,9909	0,3040	15,27%
67,50°	2,1917	2,0038	1,8786	2,0247	0,1576	7,78%
90,00°	1,1307	1,0509	0,9977	1,0598	0,0670	6,32%
Inclinación (°)	Módulo de Elasticidad Em al 45% de f_m					
	Crisafulli (GPa)	Mander (GPa)	Polinómica (GPa)	Promedio (GPa)	Desviación (GPa)	Error (%)
0,00°	1,5113	1,5342	1,5179	1,5211	0,0118	0,77%
22,50°	1,7262	1,6700	1,6436	1,6800	0,0422	2,51%
45,00°	1,5984	1,5981	1,6806	1,6257	0,0476	2,93%
67,50°	1,7554	1,7716	1,8914	1,8061	0,0743	4,11%
90,00°	0,9061	0,9071	0,8600	0,8911	0,0269	3,02%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.25: Resumen de módulos de elasticidad:

a) Módulo Inicial

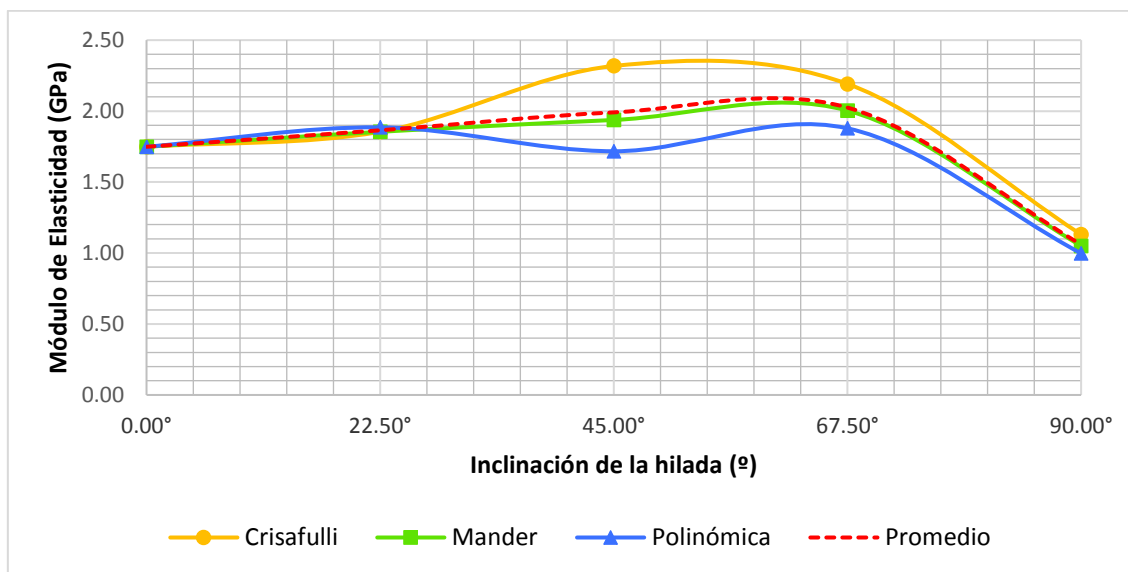
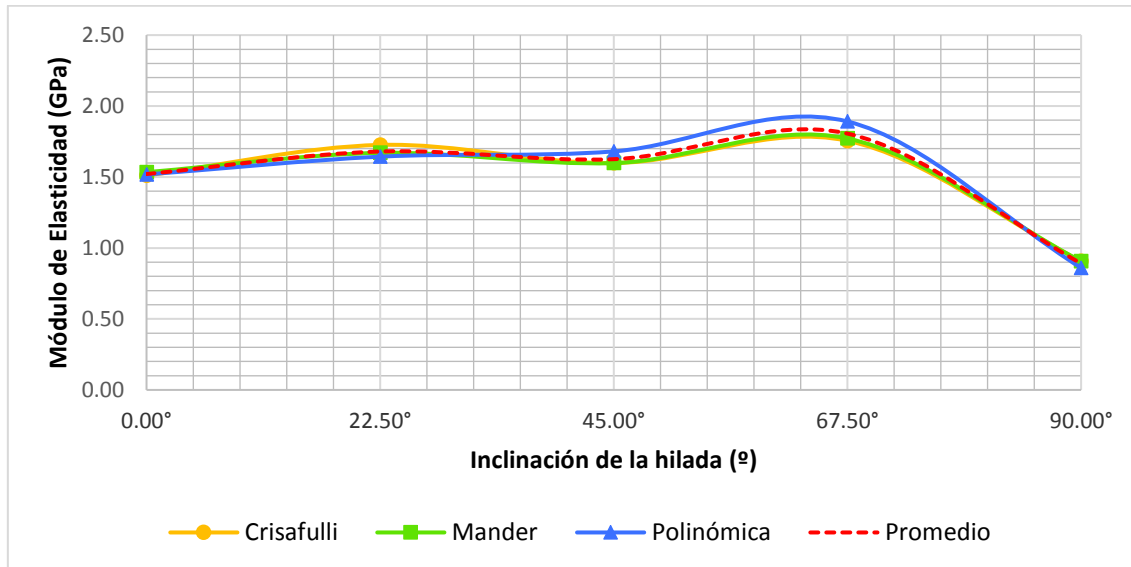


FIGURA 4.25: Continuación:

b) Módulo a 45% de la resistencia f'_m :

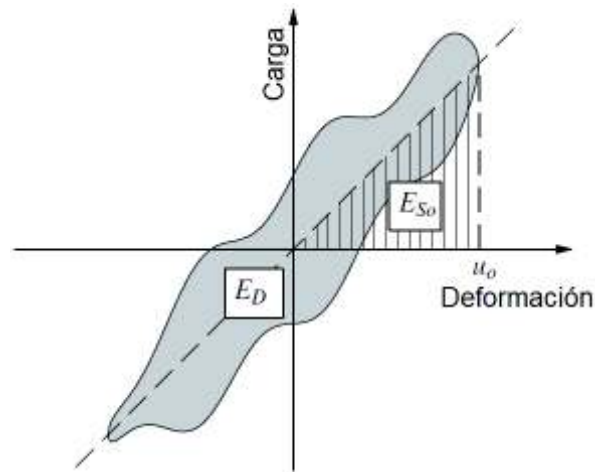
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Con las curvas de histéresis de cada uno de los muretes se determinó el amortiguamiento viscoso equivalente del material en base a la ecuación 4.7 tomada de Chopra (2012, p.104) donde el amortiguamiento equivalente se define como la relación entre la energía disipada por el sistema y la energía de deformación introducida en el sistema:

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (4.7)$$

Donde E_D es la energía disipada y E_{S_0} es la energía de deformación introducida. Ambas energías se pueden obtener de las curvas de carga cíclicas de los muretes: E_D se define como el área encerrada en un ciclo completo de histéresis; y E_{S_0} como el área triangular debajo de una recta que parte del origen hasta la máxima deformación aplicada en el ciclo de histéresis. Gráficamente estas dos áreas se pueden visualizar en la figura 4.26:

FIGURA 4.26: Definición gráfica de la energía de deformación (E_{S_0}) y la energía amortiguada (E_D):



FUENTE: Modificado de Chopra (2012).

Se determinó el amortiguamiento viscoso equivalente, de esta manera, para cada uno de los ciclos de carga y descarga de las curvas obtenidas de los ensayos de compresión cíclica incremental de los muretes. En los valores obtenidos vale la pena hacer algunas distinciones:

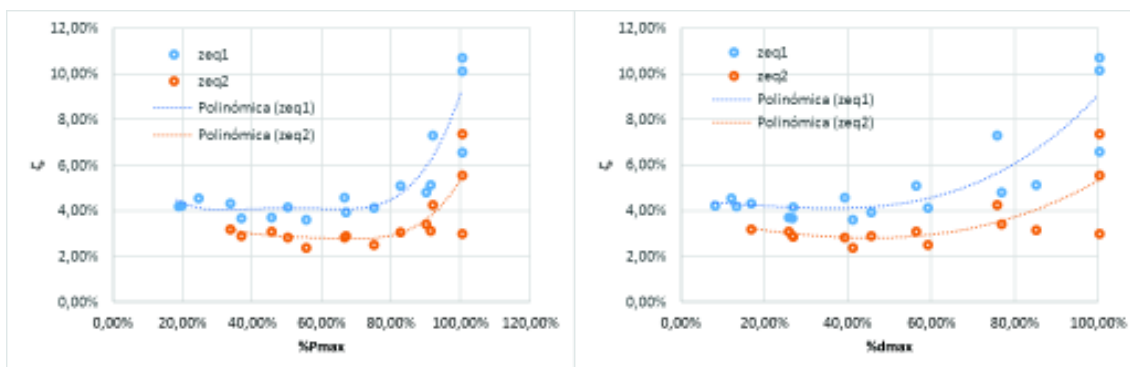
- El amortiguamiento obtenido en el primer ciclo hasta un nivel de carga determinado en promedio es un 38% superior al valor obtenido en los ciclos subsecuentes hasta un mismo nivel de carga.
- En los ciclos subsecuentes, el valor del amortiguamiento no tuvo variaciones significativas con respecto al valor obtenido en la primera repetición.
- El valor del amortiguamiento viscoso equivalente se mantiene prácticamente constante hasta valores de carga menores al 70% de la carga máxima que corresponde aproximadamente al 50% de la deformación máxima. Por sobre estos valores de carga o deformación, aumenta significativamente.

Los valores de amortiguamiento obtenido se presentan en la figura 4.27 para los diferentes tipos de muretes ensayados. Aquí se ha diferenciado los valores del amortiguamiento obtenido en el primer ciclo de carga z_{eq1} del promedio de valores obtenidos en los ciclos subsecuentes hasta el mismo nivel de carga z_{eq2} . En los ejes horizontales se presenta el porcentaje de la carga máxima (%Pmax) y el

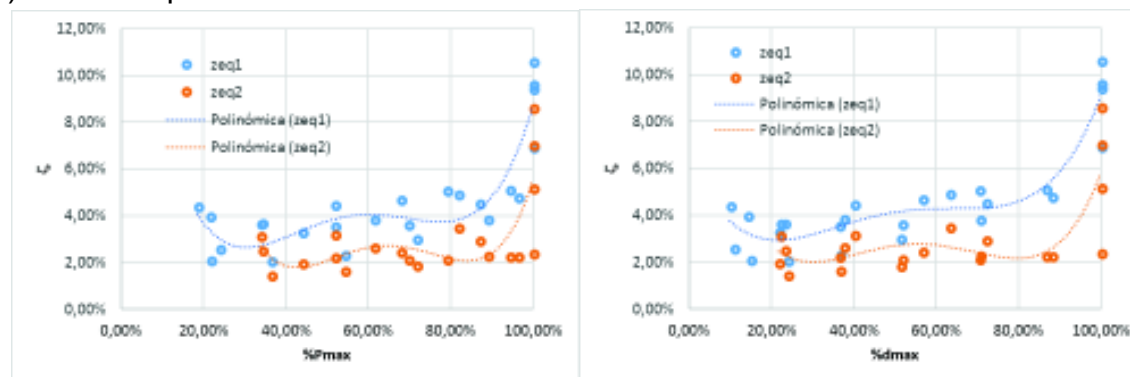
porcentaje de la deformación máxima (%dmax). En los ejes verticales se presentan los valores del amortiguamiento viscoso equivalente obtenido.

FIGURA 4.27: Valores de amortiguamiento viscoso equivalente en función del porcentaje de la carga máxima y de la deformación máxima:

a) Muretes tipo A:



b) Muretes tipo B:

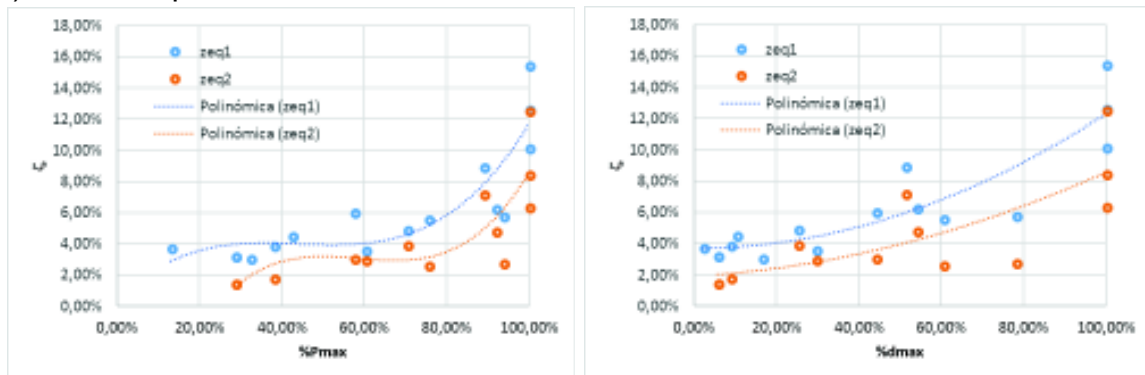


c) Muretes tipo C:

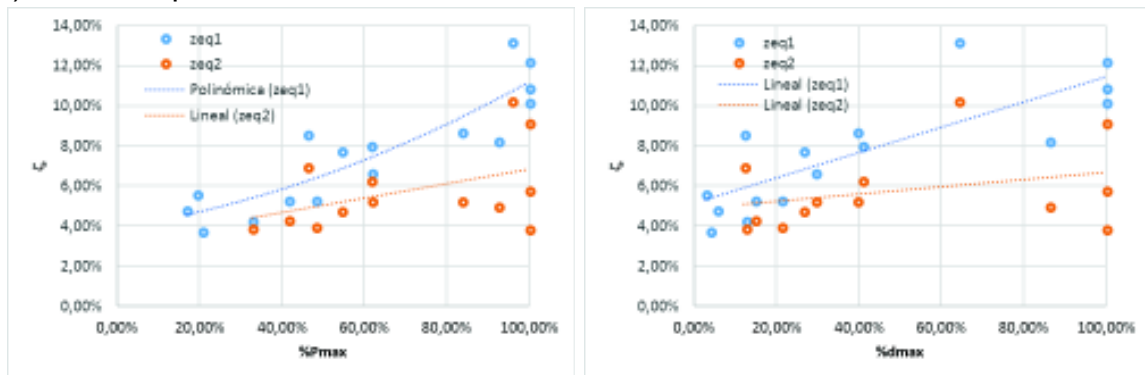


FIGURA 4.27: Continuación:

d) Muretes tipo D:



e) Muretes tipo E:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para poder determinar un valor promedio de amortiguamiento se han diferenciado los valores en el rango de amortiguamiento constante (Porcentaje de Pmax menor al 70%) como amortiguamiento elástico y los valores en ciclos cercanos a la falla (Porcentaje de Pmax mayor al 95%) como amortiguamiento inelástico. El resumen de los promedios se presenta en la tabla 4.19 y de manera gráfica en la figura 4.28.

TABLA 4.19: Amortiguamientos promedio:

ζ_{eq1} elástico					
Angulo de Inclinación	0,00°	22,50°	45,00°	67,50°	90,00°
Promedio	4,25%	3,36%	4,16%	4,68%	4,68%
Desviación	0,41%	0,75%	0,91%	1,63%	1,63%
Desv. %	9,61%	22,45%	21,77%	34,84%	34,84%
ζ_{eq2} elástico					
Angulo de Inclinación	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°
Promedio	3,07%	2,52%	3,19%	2,97%	2,97%
Desviación	0,42%	0,59%	0,92%	1,32%	1,32%
Desv. %	13,82%	23,48%	28,74%	44,55%	44,55%

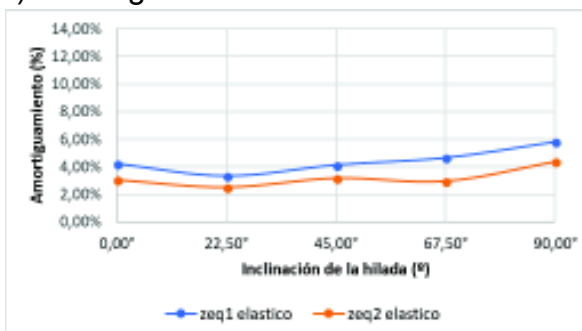
TABLA 4.19: Continuación:

ζ_{eq1} inelástico					
Angulo de Inclinación	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°
Promedio	8,99%	8,97%	10,61%	11,65%	11,65%
Desviación	1,70%	1,42%	0,63%	2,44%	2,44%
Desv. %	18,94%	15,81%	5,98%	20,91%	20,91%
ζ_{eq2} inelástico					
Angulo de Inclinación	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°	0,00°
Promedio	5,06%	6,22%	5,94%	7,49%	7,49%
Desviación	1,59%	2,48%	0,39%	3,33%	3,33%
Desv. %	31,43%	39,94%	6,56%	44,43%	44,43%

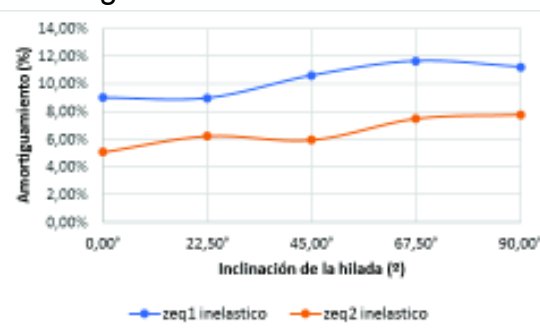
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.28: Promedio de amortiguamiento en muretes:

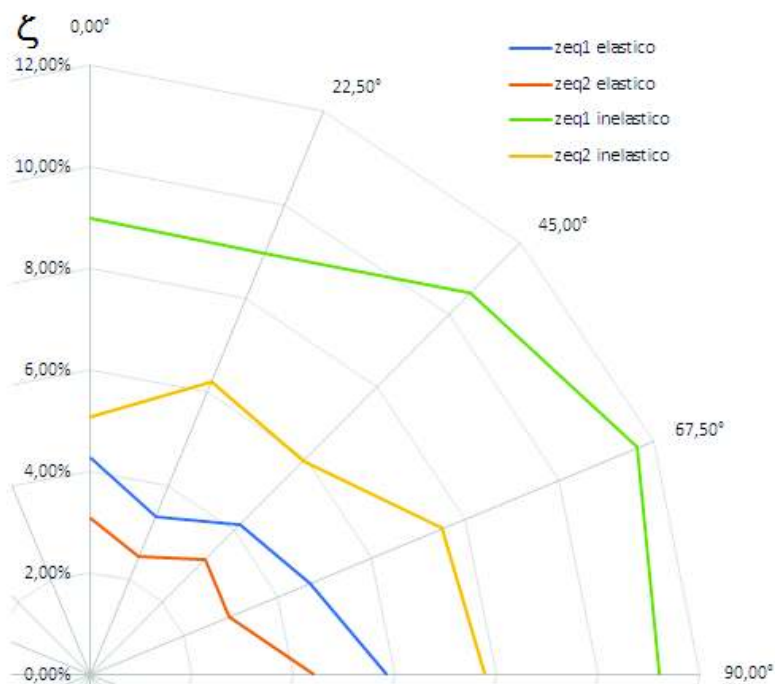
a) Amortiguamiento elástico:



b) Amortiguamiento inelástico:



c) Gráfica radial de amortiguamiento (ζ) versus ángulo de inclinación:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Finalmente, con las curvas de deformación transversal de cada uno de los ensayos se determinó el módulo de Poisson mediante la ecuación 4.1. De igual manera en estos ensayos se tuvo que desechar los resultados de ensayos que fueron afectados por la actividad del laboratorio. Las curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria axial y transversal se presentan en la figura 4.29 para cada uno de los tipos de muretes.

En la tabla 4.20 se presenta el resumen los resultados. En este caso, al igual que en la medición del módulo de Poisson de las piezas de mampuesto, se tiene un rango inicial de ajuste con valores muy altos, y un rango final, igualmente de valores altos, que corresponde al agrietamiento de la probeta. El promedio ha sido calculado con los valores del rango intermedio que se mantienen más o menos constantes. Este rango varía para las diferentes inclinaciones de la hilada como se puede observar en la figura 4.30. En la figura 4.31 se presenta los resultados de la variación del módulo de Poisson con respecto al ángulo de inclinación.

FIGURA 4.29: Curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria axial (ϵ_v) y transversal (ϵ_h) de los Muretes:

a) Muretes tipo A:

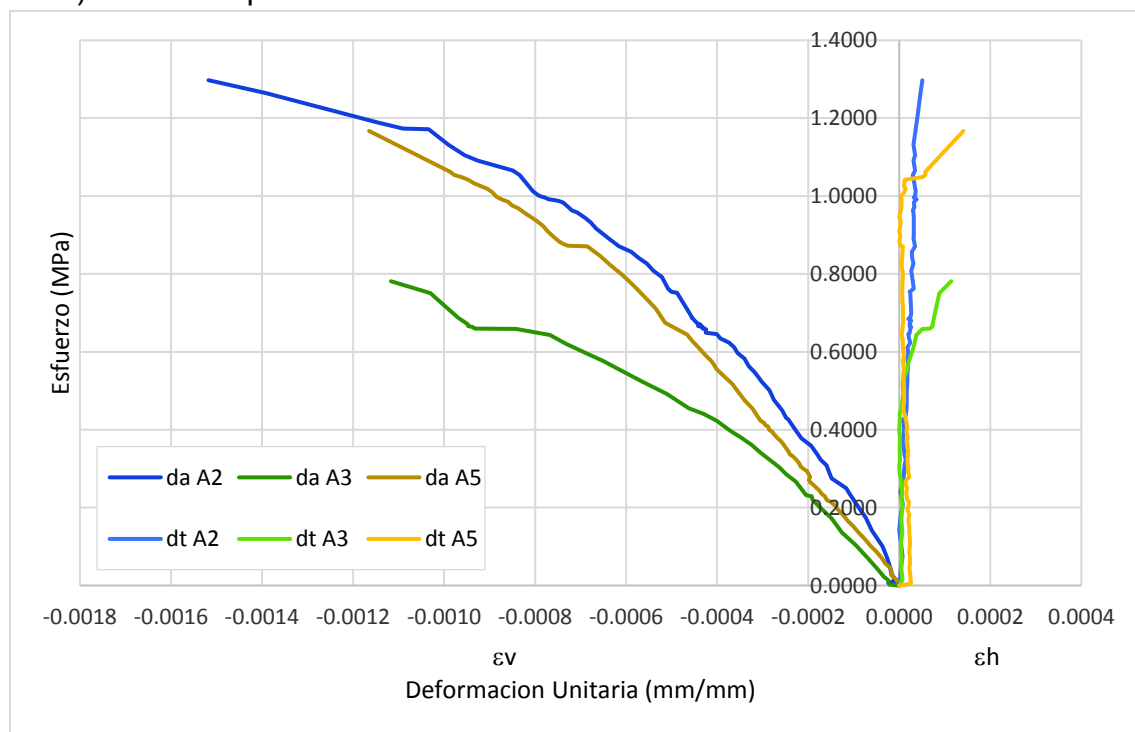
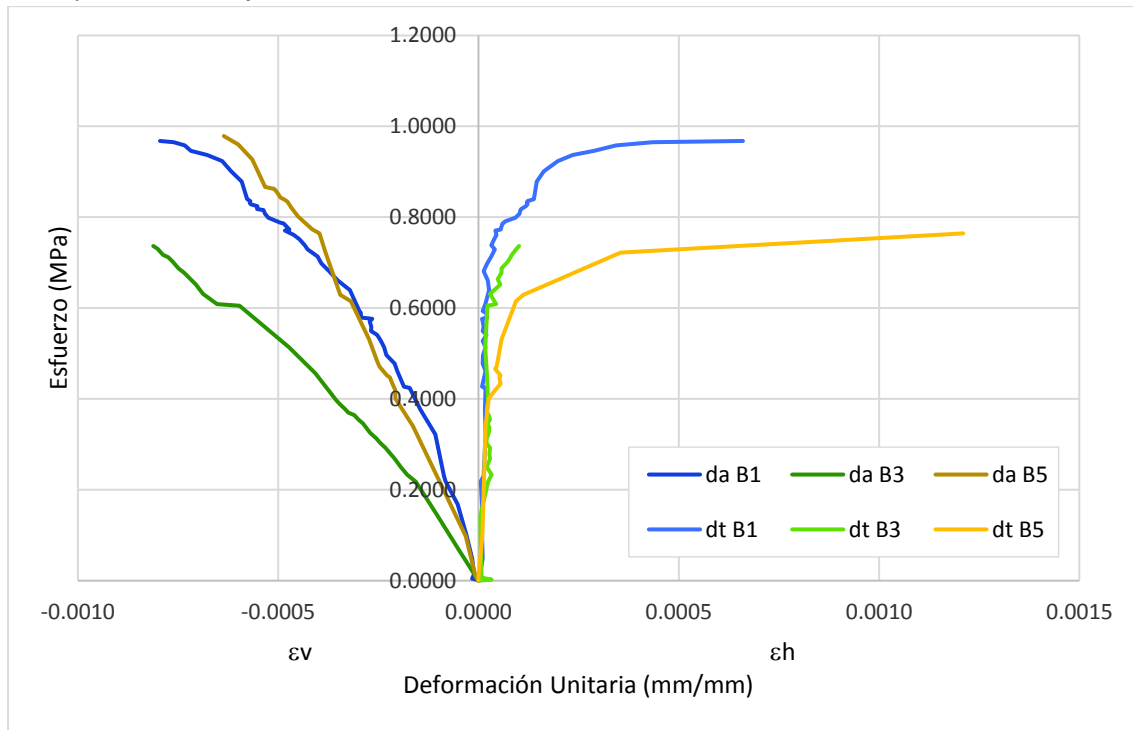


FIGURA 4.29: Continuación:
b) Muretes tipo B:



c) Muretes tipo C:

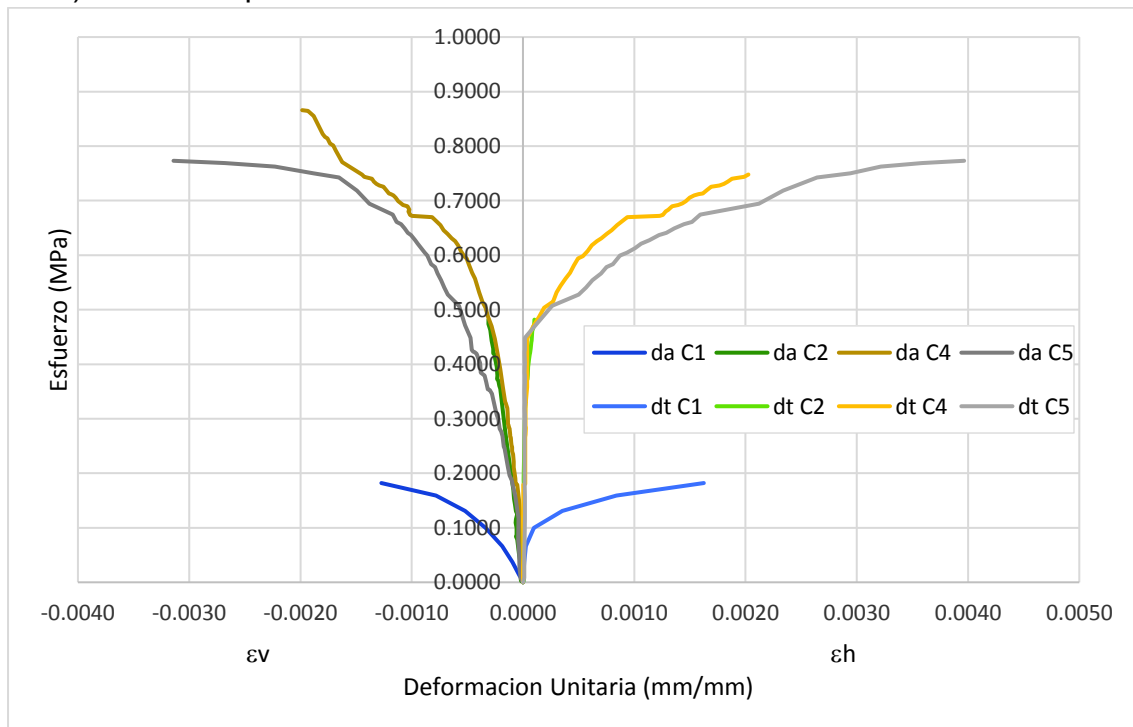
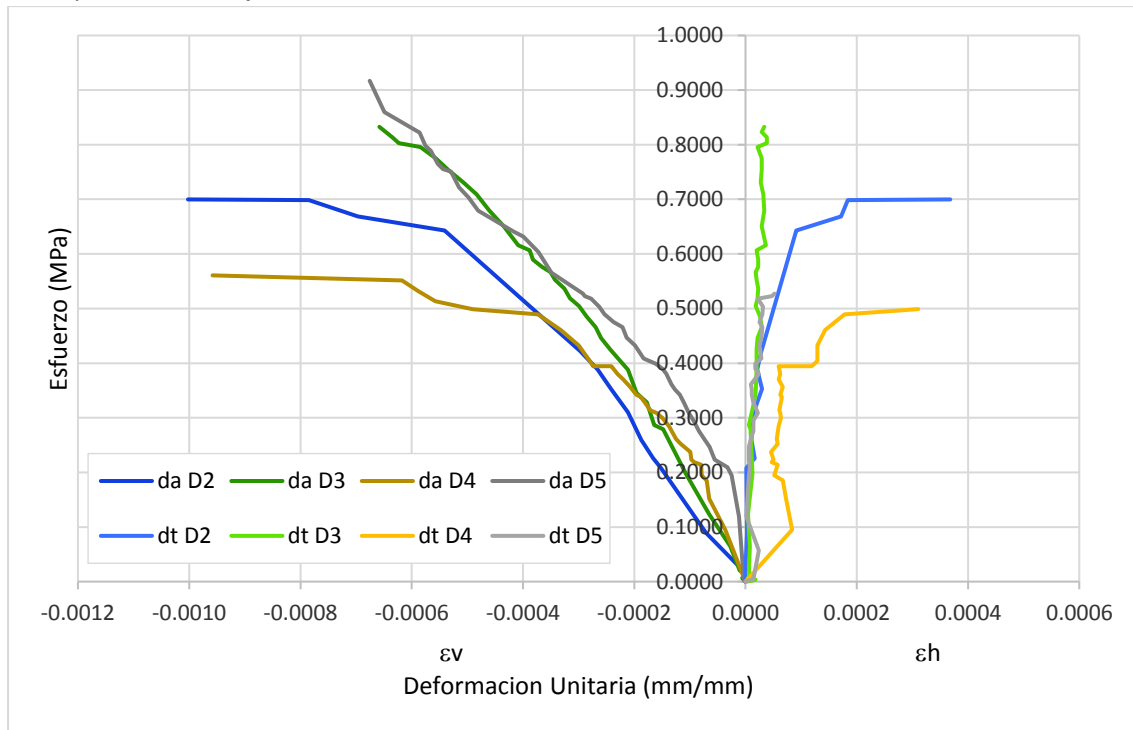
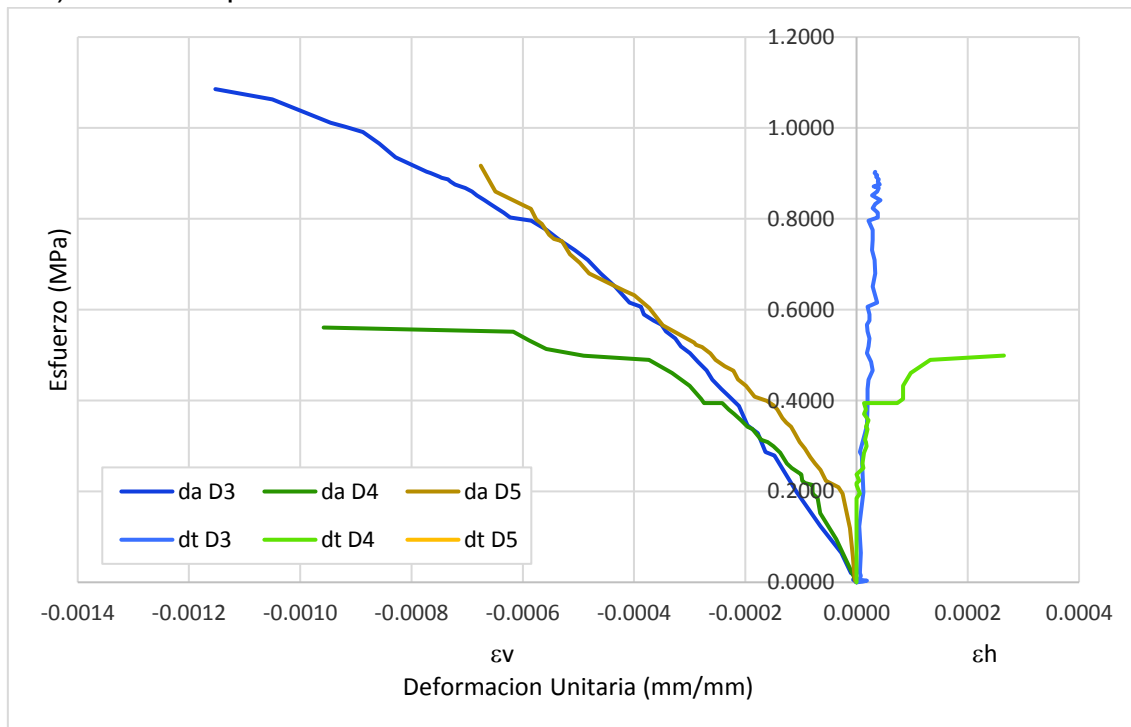


FIGURA 4.29: Continuación:
d) Muretes tipo D:

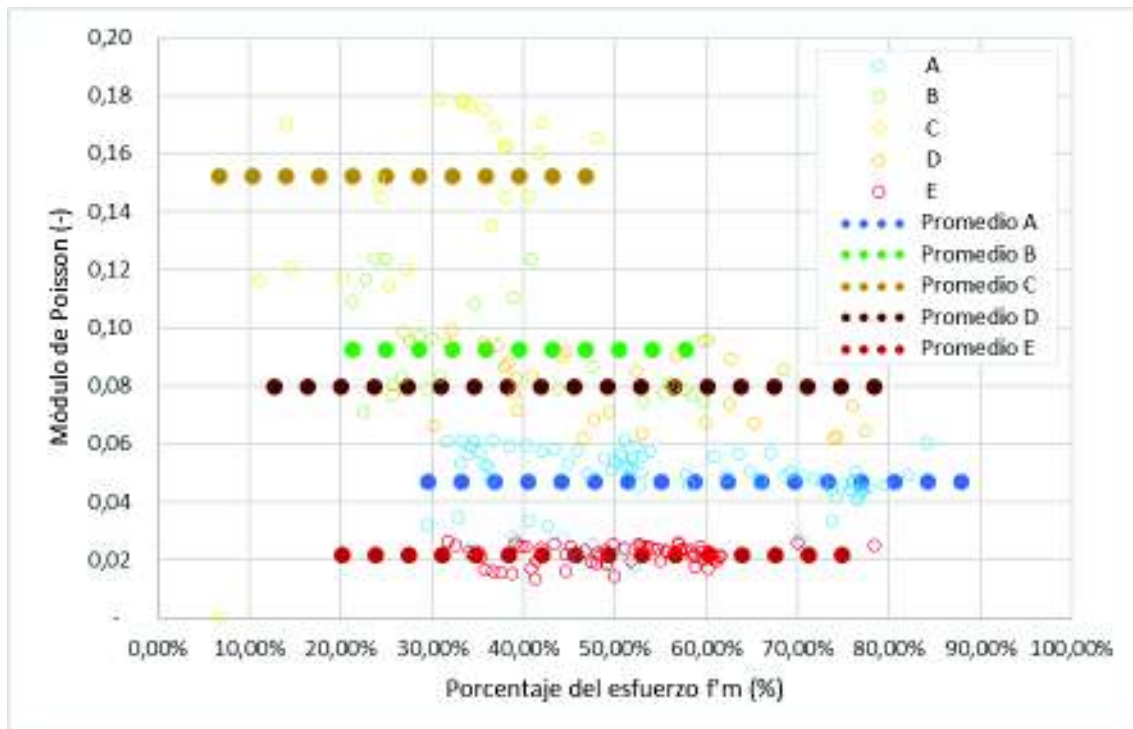


e) Muretes tipo E:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.30: Dispersión de valores calculados de módulo de Poisson y valores promedio:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

De observaciones de los ensayos y del análisis de los resultados obtenidos, se pueden hacer las siguientes acotaciones:

- El valor del módulo de Poisson de la mampostería es un valor intermedio entre los valores de los módulos de Poisson de sus componentes (mortero y piezas de mampuesto).
- El valor de módulo de Poisson obtenido de una medición de la deformación transversal entre dos puntos en la superficie de la mampostería depende de los materiales que se encuentren entre los puntos y sus respectivas participaciones.
- En la figura 4.31, se puede observar que de los valores medidos se obtiene un pico en los valores obtenidos para 45° de inclinación de la hilada. Esto se lo puede atribuir a que en la sección del murete donde se realizó la medición existía una mayor concentración de mortero que de bloque.
- Estos valores elevados en los muretes con inclinaciones de 22.5°, 45° y 67.5° no son representativos del compuesto por lo que más adelante se

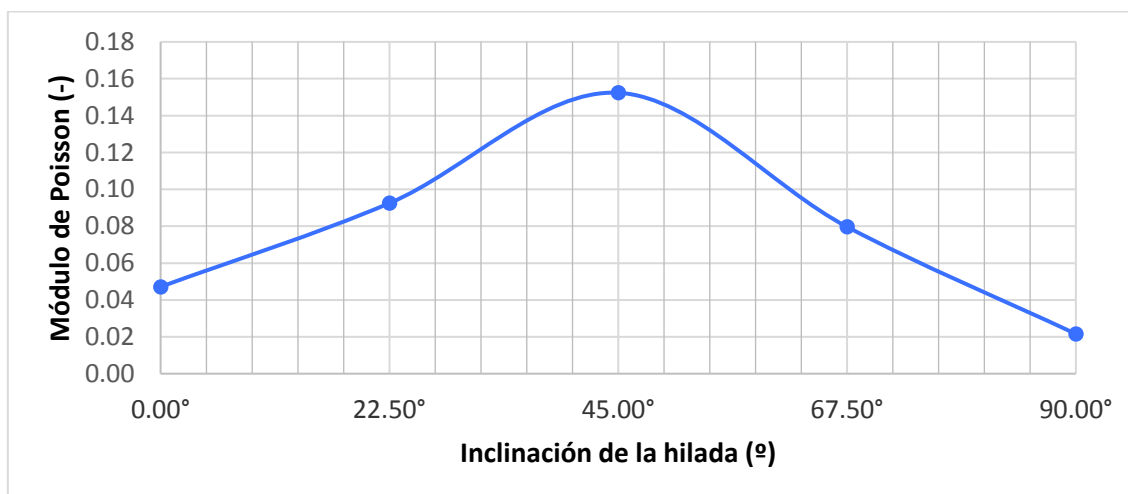
presenta una metodología de homogeneización para poder determinar estos valores.

TABLA 4.20: Módulos de Poisson promedio:

Modulo de Poisson (ν)					
Angulo de Inclinación	0,00°	22,50°	45,00°	67,50°	90,00°
Promedio	0,0471	0,0925	0,1524	0,0797	0,0216
Desviación	0,0113	0,0175	0,0228	0,0122	0,0032
Desv. %	23,89%	18,93%	14,98%	15,28%	15,07%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.31: Variación del módulo de Poisson con respecto al ángulo de inclinación de las hiladas:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.4.3. ENSAYOS DE TENSIÓN DIAGONAL (CORTE) EN MURETES:

Los ensayos de Tensión diagonal (cortante) fueron realizados en el laboratorio del CIV de la EPN de acuerdo con los lineamientos de la norma ASTM E519/E519M-15. Los muretes para el ensayo fueron construidos a la par y bajo las mismas condiciones que los muretes empleados en los ensayos de compresión cíclica incremental de la sección 4.4.2. Adicionalmente se utilizó como guía la tesis de grado de Gualacata y Ortega (2017).

La especificación ASTM pide que se empleen muretes cuadrados de 1200mm de lado, pero también especifica que se puede emplear especímenes más pequeños para acomodar condiciones de laboratorio cuando el método es usado con

propósitos de investigación. Se decidió construir 5 especímenes de 600mm de lado de forma que puedan ser manipulados de manera sencilla al momento de los ensayos, y que además contengan por lo menos 3 hiladas de bloques en su configuración.

Al ser muretes de la misma forma y tamaño que los empleados para los ensayos de compresión, se decidió continuar con la misma nomenclatura y para los especímenes empleados para tensión diagonal se utilizó la letra F para diferenciarlos del resto.

Los muretes fueron instrumentados con 4 LVDTs en total: 2 en el cabezal de carga para control del desplazamiento y 2 dispuestos de forma diagonal en las caras opuestas del murete. Los dos LVDTs colocados en las caras del murete sirvieron para medir las deformaciones axial y transversal al sentido de aplicación de la carga.

Para estos ensayos también se empleó el patrón de cargas cíclico incremental de la figura 4.15b. De igual manera, el ensayo se realizó por control de la carga al desconocerse la deformación máxima esperada a la falla.

FIGURA 4.32: Falla típica a tensión diagonal de los muretes:

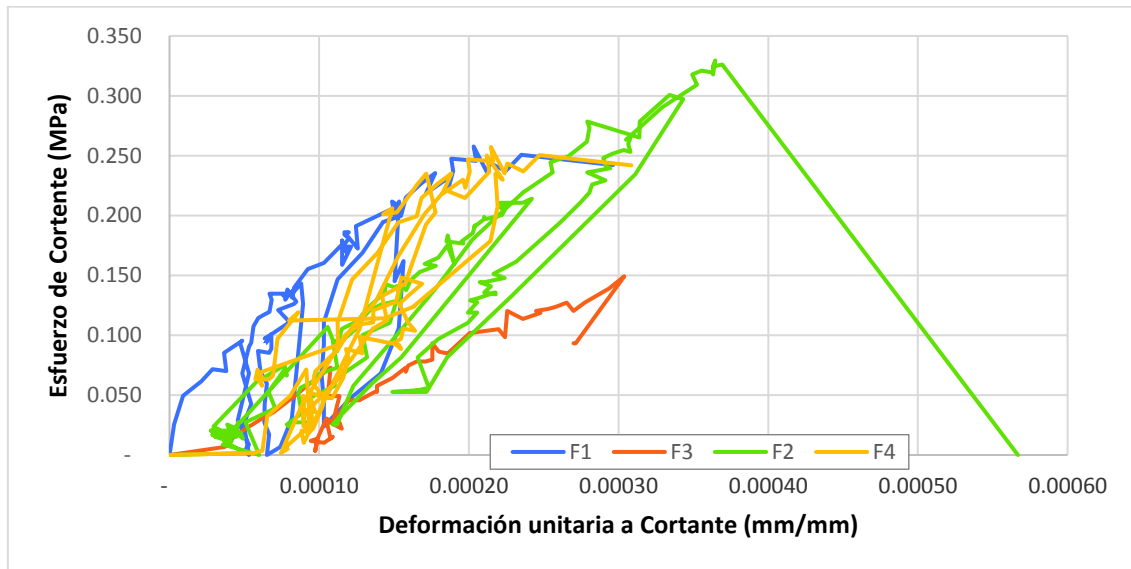


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

La falla típica presentada en estos ensayos se da por la aparición de una grieta vertical que cruza a lo largo de la diagonal del murete partiéndolo en dos mitades triangulares. En la figura 4.32 se puede observar las fallas de varios de los muretes.

Vale la pena mencionar que: en el caso del murete F2 la falla no fue “perfecta”, la diagonal se desvió por la hilada del mortero hacia el costado; y en el caso del murete F4 se produjo un aplastamiento de la esquina superior.

FIGURA 4.33: Diagramas esfuerzo de corte versus deformación angular:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.33 se presentan las curvas esfuerzo vs deformación unitaria de los ensayos. Por problemas de instrumentación la información de la curva de la probeta F5 no pudo ser recuperada, pero si su valor de carga final. La tendencia general de estas curvas es que mientras aumenta la carga, aumenta linealmente la deformación hasta que se llega a la falla donde la resistencia cae repentinamente.

El esfuerzo de cortante de las gráficas se determina por la ecuación 4.8 según la norma ASTM. Así mismo la norma determina las ecuaciones 4.10 para calcular la deformación unitaria a cortante, y 4.11 para determinar el módulo de rigidez al corte (Gm)

$$\tau_m = \frac{0.707 \cdot P}{A} \quad (4.8)$$

$$A = \left(\frac{w + h}{2} \right) \cdot t \quad (4.9)$$

$$\gamma = \frac{dt + da}{dg} \quad (4.10)$$

$$Gm = \frac{\tau_m}{\gamma} \quad (4.11)$$

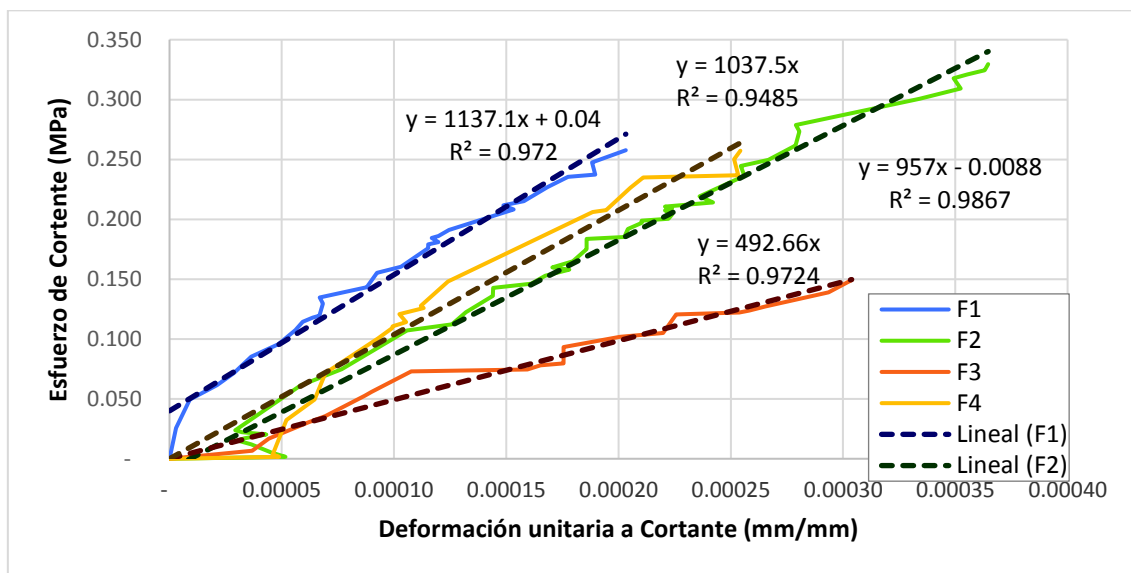
Donde, w y h son el ancho y alto del murete respectivamente; A es el área resistente a corte; dt y da son las deformaciones transversal y axial al sentido de aplicación de la carga; y dg es la distancia de medición de los LVDTs en las caras del murete. Esta distancia debe ser la misma en ambas caras.

TABLA 4.21: Resistencia y módulo de rigidez al corte de los muretes:

Murete	τ_m (MPa)	τ_m Rect. (MPa)	Gm ASTM (MPa)	Gm Regres. (MPa)
F1	0,2577	0,2577	1267,90	1.137,10
F2	0,3296		903,88	957,00
F3	0,2018	0,2018	491,21	492,66
F4	0,2573	0,2573	1011,77	1.037,50
F5	0,1898		n.a.	n.a.
Promedio	0,2472	0,2389	918,6907	906,0650
Desviación	0,0556	0,0321	323,3035	285,2779
% Desv.	22,48%	13,45%	35,19%	31,49%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.34: Obtención del módulo de rigidez al corte por regresión lineal de las curvas de esfuerzo deformación:



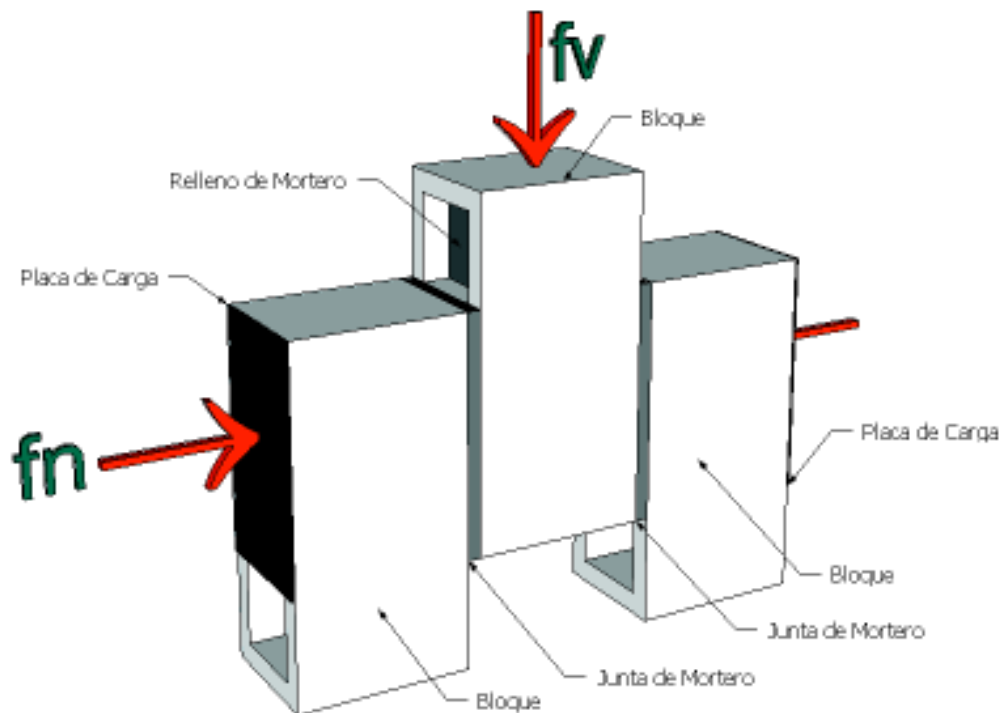
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.21 se presenta el resumen de la resistencia a corte de los muretes ensayados. Se determinó el módulo de rigidez por corte usando la ecuación 4.11 y adicionalmente, dado que el comportamiento de la curva envolvente de carga es lineal, se obtuvo el módulo de corte como la pendiente de una recta ajustada por regresión como se presenta en la figura 4.34.

4.4.4. ENSAYOS DE CORTE DIRECTO EN TRIPLETES

Al no contarse con una especificación de la ASTM para este tipo de ensayo, se empleó como guía la tesis doctoral de Crisafulli (1997) quien desarrolla extensivamente esta metodología y provee muchas conclusiones y recomendaciones al respecto. Adicionalmente se siguieron las recomendaciones de la tesis de grado de Vinuesa e Ipiates (2017) quienes siguen las directrices del Eurocódigo CEN, 2002.

FIGURA 4.35: Configuración del triplete para el ensayo:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para este ensayo se construyeron un total de 10 tripletes, los cuales fueron ensayados a corte directo para diferentes niveles de esfuerzo de compresión

normal. Con este ensayo se obtienen los puntos de la recta de esfuerzo normal vs. resistencia a contante que definen los parámetros de adhesión y fricción de las juntas de mortero. La configuración del triplete para el ensayo se la presenta en la figura 4.35.

Se emplearon placas de acero de 10mm de espesor a cada lado del triplete para la aplicación de la carga normal de compresión (f_n). La cabeza del triplete central se rellenó de mortero para que resista la carga de cortante (f_v) después de que en uno de los primeros ensayos esta colapsó. Dicho ensayo corresponde al triplete B1 pudo ser completado después de que la cabeza del triplete reforzada con mortero. Se decidió no desechar este ensayo ya que sus resultados fueron bastante consistentes con el resto de los ensayos.

La configuración misma del ensayo hace que se produzca un par de fuerzas entre la carga vertical f_v y las reacciones inferiores de los dos bloques de los constados. Este par de fuerza debe ser soportado internamente por el material por lo que para un cierto nivel de carga f_v la pieza puede fallar a flexión antes que se produzca el deslizamiento. Para contrarrestar este efecto se tomaron las siguientes medidas:

- Se restringió lateralmente la porción inferior de los bloques laterales mediante placas para evitar que estos puedan abrirse entre sí e inducir la falla a flexión.
- Se determinó la altura de aplicación de la carga f_n de forma que produzca una excentricidad en la distribución de esfuerzos de compresión tal que contrarreste el momento producido por las cargas verticales.
- Se ensayó para niveles bajos de carga f_n (hasta el 35% de f'_b). Si se limita el valor de f_n , f_v no alcanza valores altos y de esta manera no se llega a valores que causen un par de fuerzas que produzca una falla a flexión.

Se determinaron 3 niveles de carga de compresión (f_n) con la siguiente nomenclatura:

- Tipo A: 15% de f'_b
- Tipo B: 35% de f'_b .
- Tipo C: 5% de f'_b .

Si bien se tuvo mucho cuidado en mantener constante la aplicación de la carga de compresión, cuando se acerca a la falla, el triplete tiende a hincharse o abrirse para permitir el desplazamiento. Este efecto distorsiona en valor final de carga de compresión por lo que se debe tener cuidado con el valor que se toma.

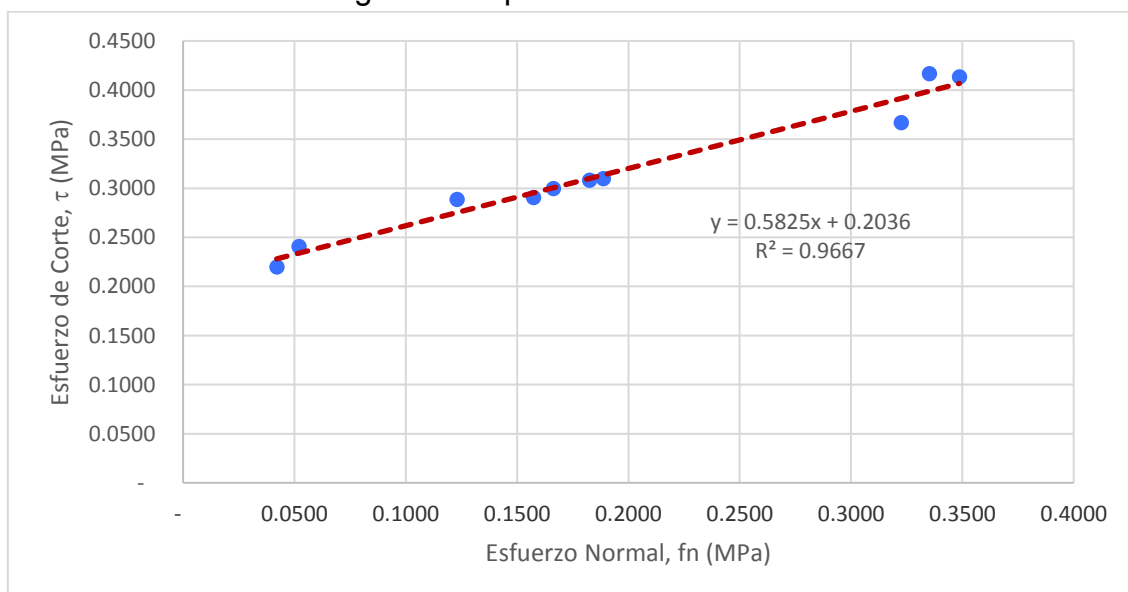
Los valores de resistencia a corte para los 3 niveles de esfuerzo de compresión se presentan en la tabla 4.22, y estos mismos valores se encuentran ploteados en la gráfica de la figura 4.36.

TABLA 4.22: Resultados de ensayos de corte directo en tripletes: Resistencia a corte de las juntas de mortero para varios niveles de carga de compresión:

Triplete	Masa (Kg)	Ac (mm ²)	Pn (N)	fn (MPa)	Pv (N)	fv (MPa)
A1	36,0	81.000	6.732,49	0,1662	24.265,19	0,2996
A2	36,1	80.700	7.363,66	0,1825	24.855,22	0,3080
A3	36,0	80.250	7.574,05	0,1888	24.854,02	0,3097
A4	36,0	80.250	6.311,71	0,1573	23.316,00	0,2905
B1	36,5	82.200	13.254,60	0,3225	30.145,90	0,3667
B2	37,1	80.850	14.096,16	0,3487	33.424,59	0,4134
B3	37,5	81.600	13.675,38	0,3352	33.993,41	0,4166
C1	36,8	81.000	2.103,90	0,0519	19.474,15	0,2404
C2	35,0	80.100	1.683,12	0,0420	17.602,81	0,2198
C3	35,9	82.050	5.049,37	0,1231	23.667,64	0,2885

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.36: Gráfica de la resistencia a corte de las juntas de mortero en tripletes para varios niveles de carga de compresión:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Por regresión lineal de los puntos de la gráfica de la figura 4.36, se puede obtener la ecuación de la recta de mejor ajuste. Esta recta representa el criterio de falla de Mohr-Coulomb descrito en la sección 2.4.2.2 mediante la ecuación 2.18.

Para nuestro caso, la recta obtenida presenta un ajuste del 96.67%. La pendiente de esta recta representa el coeficiente de fricción de las juntas de mortero y el cruce con el eje vertical es la adhesión, valores que se presentan en la tabla 4.23

TABLA 4.23: Adhesión y coeficiente de fricción obtenidas de los tripletes:

Adhesión	τ_0	0,2036	Mpa
Coeficiente de Fricción	μ	0,5825	-

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.37 se presentan varias fallas de los tripletes.

FIGURA 4.37: Fallas típicas de los ensayos a corte directo:

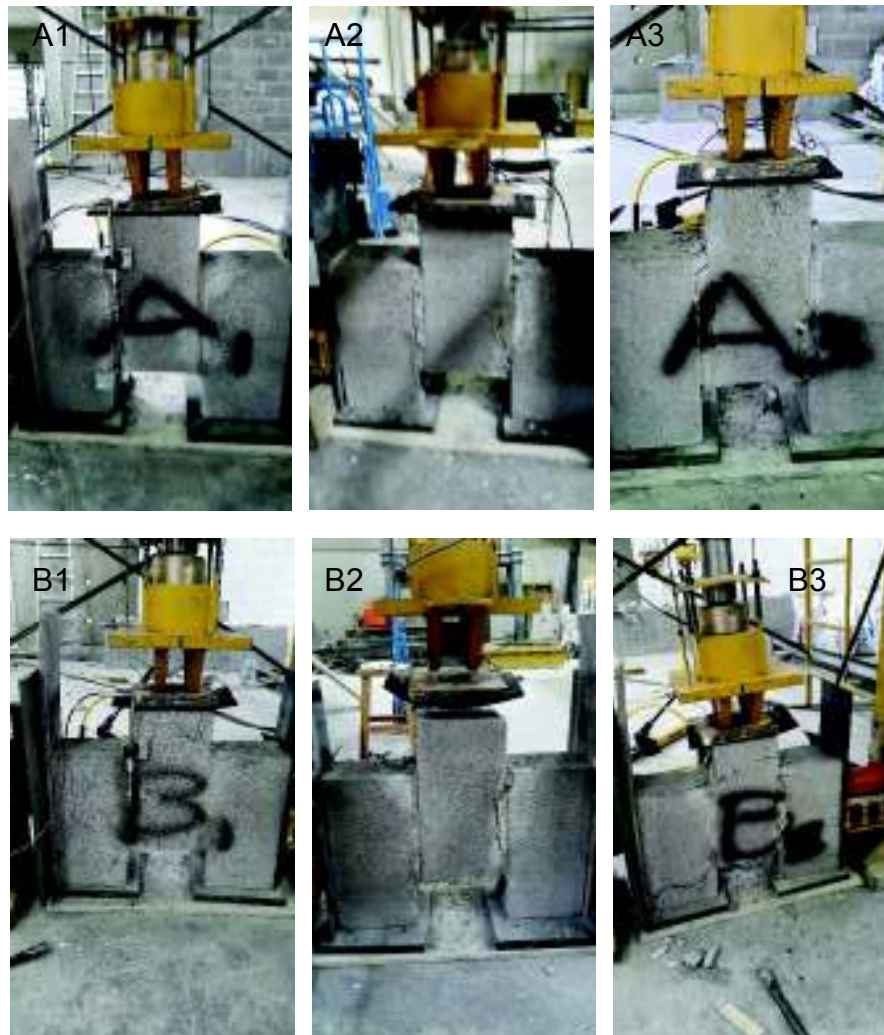
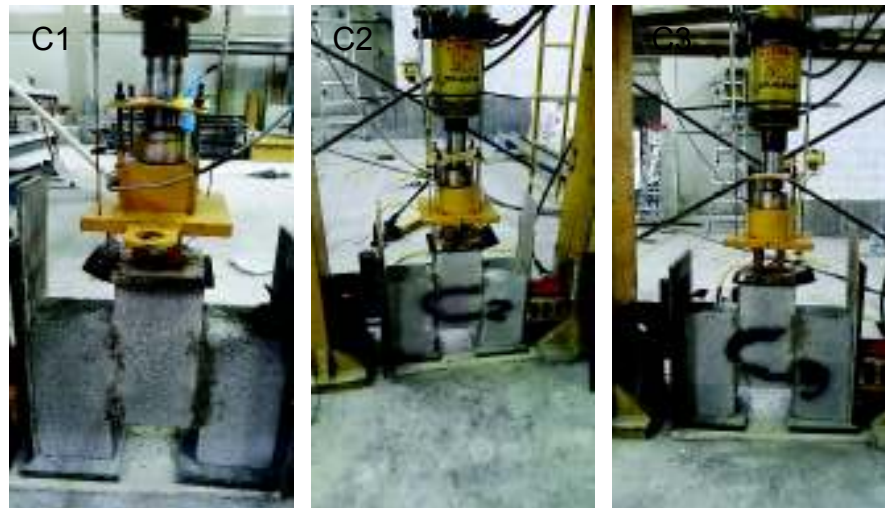


FIGURA 4.37: Continuación:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.4.5. ENSAYOS DE ADHESIÓN EN DUPLAS:

Los ensayos de adhesión se realizaron en dos etapas siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C952-12. En la primera etapa, se realizaron ensayos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la PUCE. Los resultados de esta primera ronda de ensayos no fueron concluyentes, por lo que se decidió realizar ensayos adicionales en una segunda etapa en el Laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN acomodando el ensayo a las condiciones de laboratorio.

La especificación de la ASTM establece dos metodologías para determinar la resistencia por adhesión entre el mortero y las piezas de mampuesto. La primera de estas se emplea para determinar de forma directa la adhesión en piezas sin huecos. Para esto se construyen cuplas en cruz pegando dos piezas de mampuesto en sus tramos medios mediante una junta de mortero como se presenta en la figura 4.38a. En el ensayo, mientras la pieza superior se encuentra apoyada, la pieza inferior es empujada hacia abajo y de esta manera se determina de forma directa la fuerza requerida para separar las dos piezas.

La segunda metodología se emplea para bloques con huecos, como es el caso de este estudio. En esta metodología se construyen duplas de mampostería

compuestas de dos bloques pegados verticalmente de manera alineada como se observa en la figura 4.38b. Para esto se requieren mordazas especiales para aplicar la carga a las piezas. En el ensayo, mientras la pieza inferior se aferra a la base de la prensa universal, la pieza superior es halada hacia arriba por uno de sus costados. De esta forma la resistencia por adhesión entre las piezas se determina por el momento ($x \cdot P$) producido por las mordazas sobre la dupla de mampostería mediante la ecuación 4.12.

$$\tau_{of} = \frac{x \cdot P \cdot c}{I} - \frac{P}{A} \quad (4.12)$$

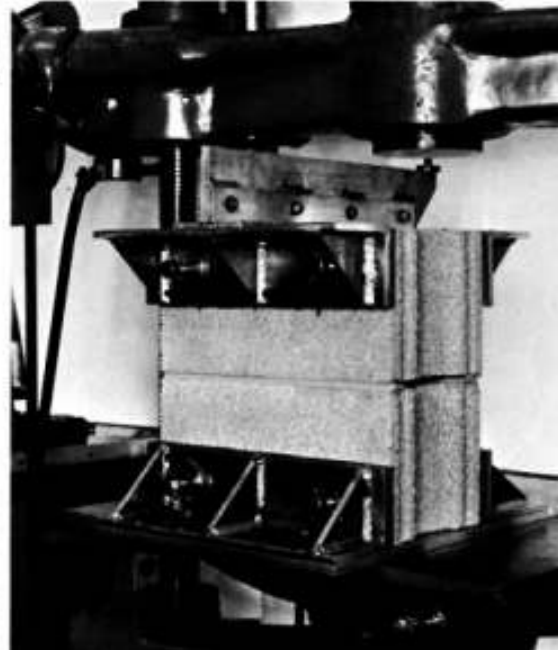
Donde, τ_{of} es la adhesión entre las piezas por flexión; x es el brazo de palanca entre la carga y el eje vertical de la dupla; c es la distancia entre el eje neutro y la cara de la dupla; I y A son la inercia y el área de la sección resistente.

FIGURA 4.38: Metodologías de ensayo de adhesión: a) cuplas piezas solidas; b) duplas piezas huecas:

a)



b)



FUENTE: Especificación ASTM C952 (2012).

En la primera etapa los ensayos se condujeron de acuerdo con las especificaciones de la ASTM. Se construyeron un total de 10 duplas de mampostería alineadas

verticalmente, y adicionalmente se fabricaron mordazas especiales para agarrar cada una de las piezas y aplicar la carga separadora en el costado como dictamina la especificación.

La adhesión entre el mortero y las piezas es un parámetro cuyo valor es sumamente bajo de hecho, el más bajo de todos los parámetros medidos en las mamposterías ensayadas. De la experiencia en el laboratorio ensayando estas duplas se puede hacer el siguiente comentario: La manipulación de las duplas al momento del ensayo ya sea colocando las mordazas o alineando los especímenes dentro de la prensa universal, puede afectar significativamente el valor de la medición:

- 4 de las duplas se desarmaron antes de poder ensayarles. Cada una de las duplas pesa alrededor de 40Kg, y su manejo dentro de la prensa no es muy cómodo. Es por esto por lo que mientras se colocaban las mordazas en las duplas o cuando se las alineaba dentro de la prensa, las juntas de 4 de estas se desarmaron.
- 2 duplas que aparentemente se encontraban en buen estado, durante el ensayo no se pudo distinguir su falla en la curva carga vs deformación. Visiblemente las piezas de mampuesto se encontraban separadas pero la curva en ningún momento indicó que estas hayan puesto resistencia.
- Las otras 4 duplas no se desarmaron y presentaron curvas de carga vs. deformación que indicaban que los especímenes se resistieron a la separación en alguna medida. Los resultados de estos cuatro ensayos se presentan en la tabla 4.24

De los 4 ensayos que se pudo obtener datos, se tiene una desviación del 55.23% (Tabla 4.24) lo que hace que no tengan mayor validez estadística. Es por esto por lo que se decidió realizar una segunda ronda de ensayos modificando el procedimiento de la ASTM de forma que se minimice la manipulación de las duplas. Este nuevo procedimiento se desarrolló con la guía del personal del Laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN.

TABLA 4.24: Resultados de ensayos de adhesión Etapa I:

Dupla	d (mm)	x (mm)	t (mm)	P (N)	M (N.mm)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	c (mm)	τ_0 (MPa)
M-01	401	444	15.11	n.a.	n.a.	6.058E+03	8.118E+07	200.5	n.a.
M-02	402	441	15.09	n.a.	n.a.	6.067E+03	8.171E+07	201.0	n.a.
M-03	399	443	15.11	n.a.	n.a.	6.027E+03	7.996E+07	199.5	n.a.
M-04	400	444	15.07	n.a.	n.a.	6.027E+03	8.035E+07	200.0	n.a.
M-05	400	441	15.09	202.09	48,703	6.038E+03	8.051E+07	200.0	0.0875
M-06	399	442	15.07	n.a.	n.a.	6.011E+03	7.975E+07	199.5	n.a.
M-07	400	444	15.11	1,030.05	251,332	6.042E+03	8.056E+07	200.0	0.4535
M-08	400	443	15.09	939.80	228,371	6.038E+03	8.051E+07	200.0	0.4117
M-09	400	441	15.11	n.a.	n.a.	6.045E+03	8.060E+07	200.0	n.a.
M-10	402	442	15.07	592.52	142,798	6.058E+03	8.158E+07	201.0	0.2540

Promedio	0.3017
Desviación	0.1666
%Desv.	55.23%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Las modificaciones realizadas para el nuevo procedimiento incluyen:

- Las duplas se construyeron desfasadas 70mm para dejar libre una porción del bloque superior donde se pueda aplicar una carga separadora.
- La junta de mortero no se completó hasta el borde del bloque para crear un “destaje” que permita colocar una restricción que sostenga al bloque inferior.
- La nueva configuración del ensayo se puede observar en la figura 4.39.

FIGURA 4.39: Configuración del ensayo de adhesión modificado:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

- Las duplas de fijaron a la losa de reacción del laboratorio mediante correas sujetadoras a través del destaje en la junta de mortero.
- Se colocaron placas de acero de 5mm sobre el gato hidráulico para uniformizar la aplicación de la carga y nivelar la cabeza del gato con la superficie inferior del bloque desfasado.
- Se construyeron un total de 7 duplas las cuales fueron ensayadas por sobre los 28 días de fraguado.
- La carga separadora se aplicó de forma manual hasta producir la separación de los dos bloques.

Los resultados estos ensayos se presentan en la tabla 4.25:

TABLA 4.25: Resultados de ensayos de adhesión Etapa II- ensayo modificado:

Dupla	d' (mm)	x (mm)	t (mm)	P (N)	M (N.mm)	A (mm ²)	I (mm ⁴)	c (mm)	τ_0 (MPa)
Mm-01	302	395	15.09	252.64	61,644	4.557E+03	3.464E+07	151.0	0.2133
Mm-02	299	380	15.11	273.69	63,086	4.518E+03	3.366E+07	149.5	0.2196
Mm-03	292	390	15.10	315.80	77,055	4.409E+03	3.133E+07	146.0	0.2875
Mm-04	299	391	15.09	231.59	55,928	4.512E+03	3.361E+07	149.5	0.1974
Mm-05	274	400	15.11	231.59	60,907	4.140E+03	2.590E+07	137.0	0.2662
Mm-06	270	374	15.09	189.48	45,285	4.074E+03	2.475E+07	135.0	0.2005
Mm-07	292	384	15.13	231.59	55,117	4.418E+03	3.139E+07	146.0	0.2039

Promedio	0.2269
Desviación	0.0355
%Desv.	15.63%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Estos resultados, con una desviación del 15.63%, ya pueden tener un tratamiento estadístico. Cabe mencionar que la dupla Mn-05 no falló por adhesión, si no que se produjo una grieta de tensión en el bloque superior. Las fallas de algunas de estas duplas se presentan en la figura 4.40.

Si descartamos los resultados del ensayo Mn-05 y eliminamos el mayor y menor datos obtenidos, nuestra adhesión promedio sería 0.2093 MPa con una desviación de 0.0087 MPa que representa un 4.17%.

FIGURA 4.40: Fallas de ensayos de adhesión:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En los ensayos de los prismas los datos obtenidos tanto de resistencia a la compresión como de módulo de elasticidad nos sirven para comparar diferentes tipos de acabado final que puede tener la mampostería. Como era de esperarse, la resistencia y módulo de elasticidad aumentan en la medida que mejora el acabado de las juntas y el espesor del enlucido. Como un efecto adicional se pudo comprobar que el empleo de mano de obra no calificada afecta en gran medida la calidad final de la construcción.

Los ensayos de los muretes, por un lado, si los comparamos con los prismas, sirvieron para verificar que la resistencia a la compresión depende de la modulación de piezas. Como se predijo en la sección 2.3.1 las juntas verticales producen concentraciones de esfuerzos que inducen la falla de la mampostería a un menor esfuerzo de compresión. Los prismas al no contar con juntas verticales no son capaces de representar este comportamiento.

Por otro lado, al realizar ensayos con hiladas a diferentes ángulos, se obtuvo toda una envolvente de resistencias a compresión de la mampostería. Se pudo

diferenciar en los ensayos a 45° el cambio en el modo de falla de la mampostería. En los ensayos a 0° y 22.5° las fallas se caracterizaron por grietas perpendiculares a la hilada en las zonas de concentración de esfuerzos de las juntas verticales. En los ensayos 45° se tienen dos tipos de falla muy marcados: en los tres primero las fallas son a compresión por grietas perpendiculares a la hilada y en los tres últimos las fallas se dan a corte como un deslizamiento de la porción triangular superior. En los ensayos a 67.5° y 90° la falla igualmente se da por un destaje paralelo a la hilada que divide al murete en dos porciones trapezoidales y rectangulares respectivamente.

La distribución de resistencia obtenidas presentada en la figura 4.22 es consistente con resultados de otros ensayos consultados en la literatura (Crisafulli, 1997, p.91).

Para la definición del módulo de elasticidad de la mampostería se pudo comprobar que las aproximaciones realizadas en base a curvas de ajuste de segundo grado son bastante buenas y coinciden en gran medida con modelos constitutivos presentes en la literatura. De los modelos empleados, el modelo de Mander presentó el mayor porcentaje de ajuste.

Del análisis de las curvas de las figuras 4.22 y 4.25 se puede decir que el módulo de elasticidad varía de forma inversa que la resistencia a la compresión. La resistencia comienza con su valor más alto en 0° , disminuye hasta los 67.5° y se recupera nuevamente a los 90° de inclinación de la hilada. El módulo de elasticidad comienza con un valor intermedio para 0° , sube gradualmente hasta los $67,5^\circ$ y finalmente cae en los 90° de inclinación.

Como un ejercicio adicional, con las curvas de carga histeréticas de los muretes se pudo determinar el amortiguamiento de la mampostería. Se pudo comprobar que en el primer ciclo de carga el amortiguamiento es un 38% superior a los ciclos subsecuentes hasta el mismo nivel de carga. Esto se explica por la degradación del material, en el primer ciclo el amortiguamiento corresponde al daño causado en el material y en los ciclos subsecuentes a la fricción interna de las partículas. Así mismo, el amortiguamiento tiende a mantenerse constante dentro de un rango

elástico de comportamiento de la mampostería, pero cuando se acerca la falla el amortiguamiento aumenta significativamente.

Una observación adicional con respecto a los ensayos en los muretes es que, por el tipo de fallas obtenidas, se recomendaría el empleo de muretes rectangulares: En el caso de 0° de inclinación este murete debería ser simétrico de forma que no se concentren esfuerzos por juntas verticales hacia los costados. En el caso de 45° de inclinación, se prevendría la formación de una diagonal de falla de esquina a esquina del murete. En el resto de los muretes esta forma rectangular ayudaría a tener una sección resistente más homogénea.

En los ensayos de tensión diagonal se pudo obtener la resistencia al corte de la mampostería y el módulo de rigidez al cortante. Para el caso de la resistencia la corte se tiene un buen porcentaje de ajuste entre los resultados obtenidos, pero el módulo de rigidez al corte presenta una dispersión bastante alta.

Los ensayos de corte directo en tripletes arrojaron resultados bastante consistentes, pero la metodología de ensayo y la probeta empleada no son particularmente prácticas. Se recomendaría realizar un estudio comparativo empleando por un lado los tripletes y por otro lado, como alternativa probetas de 4 bloques como los de la figura 2.7d. Con este ensayo se obtuvieron el coeficiente de fricción y la adhesión entre las juntas de mortero y los bloques. Cabe recalcar, como se mencionó en la sección 2.3.3 que esta metodología tiende a sobrevalorar estos parámetros, por lo que realizaron adicionalmente ensayos de adhesión.

Para el ensayo de adhesión se desarrolló una metodología modificando la especificación de la ASTM para minimizar la manipulación de las duplas y acomodar a las condiciones del laboratorio del Centro de Investigación de la vivienda de la EPN. Los resultados obtenidos con esta metodología fueron bastante consistentes y verificaron que los ensayos de corte directo arrojan valores más altos. Como una explicación a esta sobrevaloración, se puede pensar que las juntas de mortero al no ser planas, si no que más bien se proyectan dentro de la cavidad del bloque, más que fricción entre superficies, lo que generan es un trabe mecánico.

4.6. MODELOS PREDICTIVOS:

A continuación, se presentan varios análisis comparativos entre los valores obtenidos en los ensayos de mamposterías y cálculos aproximados de estos parámetros en base a modelos y ecuaciones presentadas en los capítulos 2 y 3.

4.6.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA:

Usando la ecuación 2.2 presentada por Binda (1988) se calcula el módulo de elasticidad de la mampostería en base a los aportes parciales de los módulos de elasticidad de sus componentes. Los valores de módulo de elasticidad de las piezas de mampuesto y los morteros se obtuvieron de las curvas de regresión de segundo grado ajustadas de cada uno de los materiales.

Los valores de módulo de elasticidad secante y tangente obtenidos para diferentes porcentajes de la resistencia de los prismas tipo B y los muretes tipo A y E se presentan en la tabla 4.25. Se comparan los resultados de estos dos ensayos, prismas tipo B y muretes tipo A puesto que equivalen a las mismas condiciones constructivas.

Para los módulos de elasticidad calculados con la ecuación 2.2 se han usado los valores de los correspondientes porcentajes de resistencia de las piezas de mampuesto puesto que las resistencias del bloque y de las mamposterías son muy similares. Como la resistencia del mortero es mucho mayor, se ha usado únicamente el módulo de elasticidad inicial. La variación de los módulos se puede ver de forma gráfica en las figuras 4.41 para módulo secante, para módulo tangente y para 0 grados de inclinación y 90°.

TABLA 4.26: Módulos de Elasticidad Secante y Tangente de las mamposterías a 0° y 90°:

	Promedio	Desviación	% Desv.
b (mm)	201.331	2.803	1.39%
j (mm)	10.114	2.420	23.93%

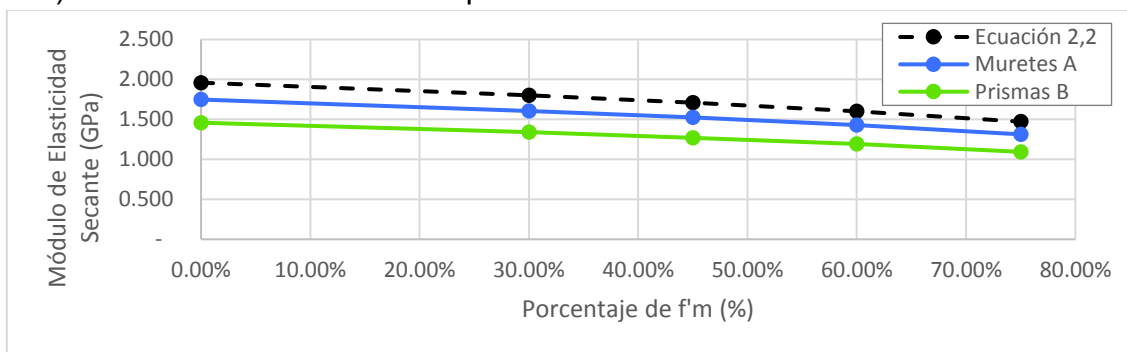
TABLA 4.26: Continuación:

Módulo E Secante	Emo	Em30	Em45	Em60	Em75
Eb (GPa)	1,877	1,725	1,635	1,533	1,408
Ej (GPa)	14,962	14,962	14,962	14,962	14,962
Em_{Binda} (GPa)	1,959	1,801	1,708	1,602	1,472
Módulo E Secante	Emo	Em30	Em45	Em60	Em75
Em_{Prismas B} (GPa)	1,459	1,340	1,271	1,191	1,094
% Error	34,32%	34,39%	34,43%	34,47%	34,54%
Em_{Muretes A} (GPa)	1,748	1,606	1,523	1,428	1,313
% Error	12,07%	12,10%	12,12%	12,14%	12,13%
Módulo E Tangente	Em45	Em30	Em45	Em60	Em75
Eb	1,877	1,571	1,392	1,187	0,939
Ej	14,962	14,962	14,962	14,962	14,962
Em_{Binda} (GPa)	1,959	1,641	1,455	1,242	0,983
Módulo E Tangente	Emo	Em30	Em45	Em60	Em75
Em_{Prismas B} (GPa)	1,459	1,221	1,082	0,923	0,730
% Error	34,26%	34,44%	34,47%	34,55%	34,75%
Em_{Muretes A} (GPa)	1,748	1,464	1,298	1,108	0,877
% Error	12,07%	12,12%	12,11%	12,10%	12,10%
Módulo E Secante	Emo	Em30	Em45	Em60	Em75
Eb (GPa)	0,897	0,824	0,781	0,732	0,673
Ej (GPa)	14,850	14,850	14,850	14,850	14,850
Em_{Binda} (GPa)	0,941	0,865	0,820	0,769	0,707
Em_{Muretes E} (GPa)	0,997	0,919	0,874	0,822	0,761
% Error	-5,62%	-5,91%	-6,14%	-6,48%	-7,09%
Módulo E Tangente	Emo	Em30	Em45	Em60	Em75
Eb	0,897	0,751	0,665	0,567	0,449
Ej	14,850	14,850	14,850	14,850	14,850
Em_{Binda} (GPa)	0,941	0,788	0,699	0,596	0,472
Em_{Muretes E} (GPa)	0,997	0,841	0,750	0,647	0,524
% Error	-5,62%	-6,25%	-6,83%	-7,83%	-9,95%

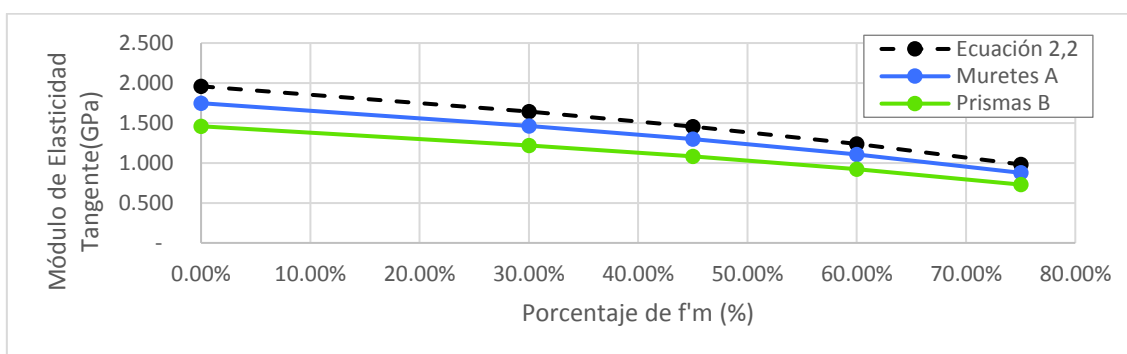
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 4.41: Variación de módulo de elasticidad de la mampostería:

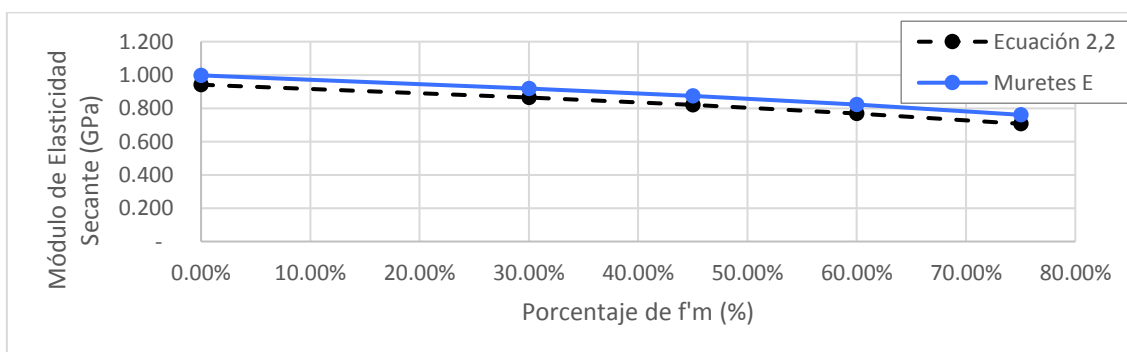
a) Módulo Secante muretes tipo A:



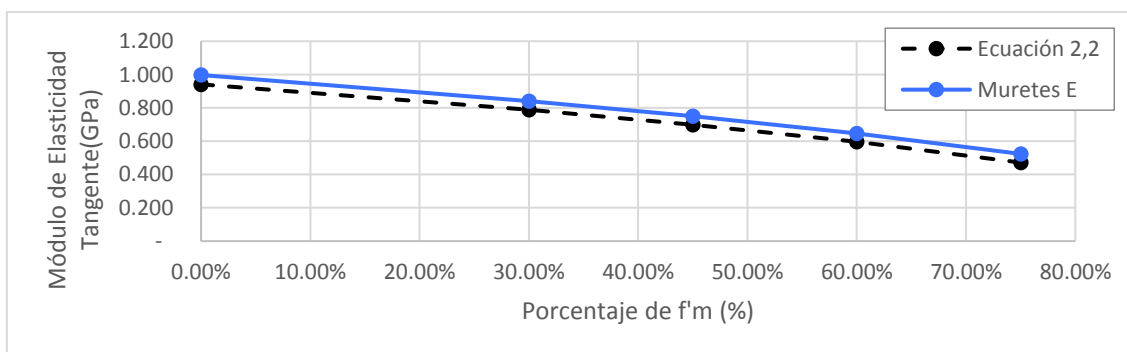
b) Módulo Tangente muretes tipo A:



c) Módulo Secante muretes tipo E:



d) Módulo Tangente muretes tipo E:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El módulo de elasticidad calculado con la ecuación 2.2 presenta un error del 34% en relación con el valor obtenido en los ensayos de los prismas tipo B y un error del 12% en relación con el valor obtenido en los ensayos de los muretes tipo A. para el caso de los muretes tipo E que tienen las hiladas inclinadas 90°, el porcentaje de error fue mucho menor entre el 5% y el 10%.

Si bien para el caso de los muretes tipo A y E el error podría considerarse aceptable, las consideraciones en las que se basa la metodología de Binda para obtener la ecuación 2.2 son para una pila vertical de piezas de mampuesto unidos por mortero, como es el caso de los prismas tipo B.

En la figura 4.42 se presentan comparativamente las curvas de esfuerzo vs. deformación unitaria de las piezas de mampuesto, del mortero y los prismas tipo B y los muretes tipo A. donde se verifica el comportamiento de la mampostería como una curva intermedia entre la del mortero y la de la pieza de mampuesto.

FIGURA 4.42: Curvas de esfuerzo vs deformación unitaria del bloque, el mortero, los muretes y los prismas:

a) Muretes tipo A y Prismas tipo B:

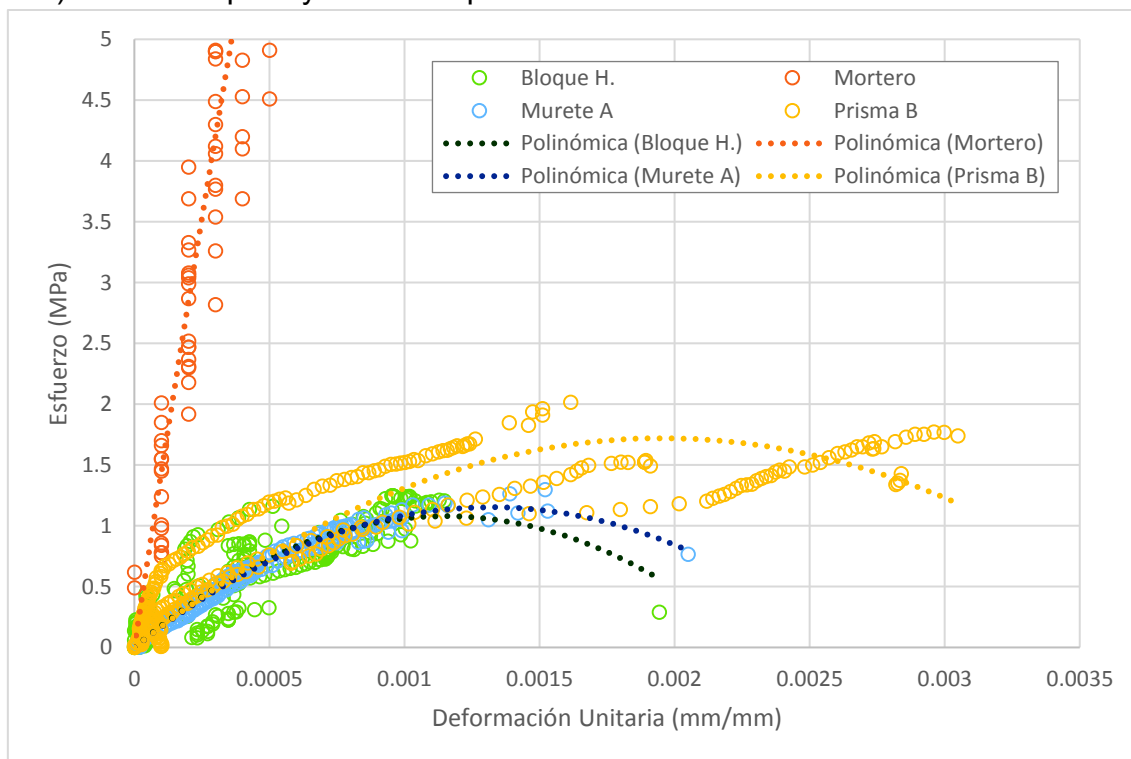
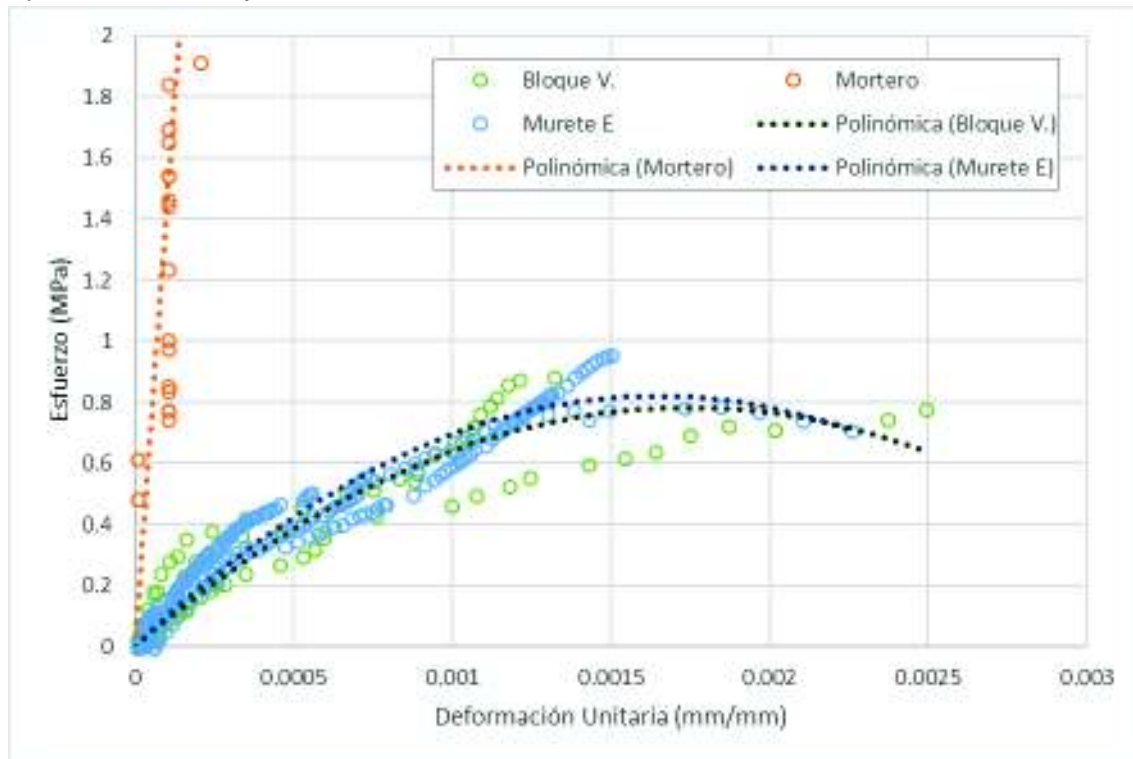


FIGURA 4.42: continuación:

b) Muretes tipo E:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.6.2. MÓDULO DE POISSON DE LA MAMPOSTERÍA:

De los resultados de los ensayos de medición del módulo de Poisson en los muretes se pudo constatar que el valor obtenido de este parámetro depende de la ubicación de los instrumentos de medida. Hay que tener claro que la mampostería es un material de dos o más fases muy bien definidas, donde se pueden diferenciar planos completos compuestos de un solo material como es el caso de las juntas horizontales de mortero.

El valor de este parámetro dependerá de las participaciones relativas de cada uno de los materiales en la franja donde se realice la medición. Así, podríamos reproducir los valores obtenidos de los ensayos en los muretes en función de los valores del módulo de Poisson de las piezas de mampuesto y del mortero con sus respectivos aportes.

En la tabla 4.27 se presenta en cálculo del Módulo de Poisson en base a los aportes parciales del mortero y de los bloques. Dado que para los bloques huecos se tienen valores de módulo de Poisson ortogonales, se ha calculado un módulo de Poisson equivalente del bloque para los muretes de hiladas inclinadas como la proyección en el sentido transversal de estos valores. Cabe mencionar que los valores de los aportes del bloque y las juntas no fueron medidos directamente de los muretes. En su lugar estos valores han sido estimados de los esquemas de armado de los muretes en base a las dimensiones promedio de los bloques y de las juntas. Por esta razón, estos valores solamente sirven como una aproximación.

TABLA 4.27: Aproximación del Módulo de Poisson de la Mampostería:

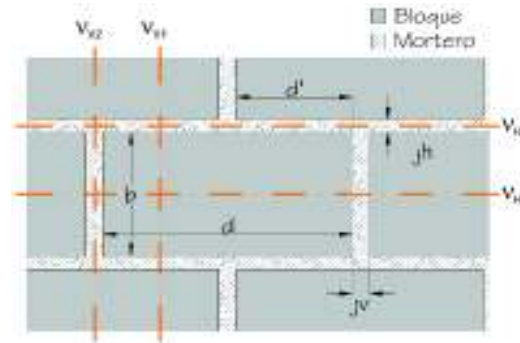
$V_{\text{Bloque H}} (-)$	0.0172	$V_{\text{Mortero}} (-)$	0.2192		
$V_{\text{Bloque V}} (-)$	0.0085				
b (mm)	201.33	jh (mm)	10.11		
d (mm)	400.70	jv (mm)	21.23		
Inclinación Hilada ($^{\circ}$)	0.00 $^{\circ}$	22.50 $^{\circ}$	45.00 $^{\circ}$	67.50 $^{\circ}$	90.00 $^{\circ}$
$V_{\text{Equivalente Bloque}} (-)$	0.0172	0.0191	0.0182	0.0144	0.0085
Aporte bloque (mm)	247.77	347.74	168.24	361.09	266.89
Aporte juntas (mm)	21.23	53.26	104.76	33.91	10.11
$V_{\text{Mampostería}} (-)$	0.0331	0.0457	0.0953	0.0320	0.0162

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Si bien, los valores obtenidos muestran una misma tendencia que los obtenidos experimentalmente y su ajuste es más o menos bueno en los extremos, estos corresponden a una medición del módulo de Poisson en una franja determinada de los muretes y no a todo el compuesto.

Para poder determinar el módulo de Poisson característico de todo el conjunto, se podría “homogeneizar” el material con una serie de promedios ponderados no sólo a lo ancho, pero también a lo alto de la mampostería. A continuación, se presenta una metodología en base a la figura 4.43 para este fin:

FIGURA 4.43: Nomenclatura de homogeneización para determinar el módulo de Poisson de la mampostería:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

1. Se determinan los valores de los módulos de Poisson en las secciones características horizontales y verticales de la mampostería, en base a las siguientes ecuaciones:

$$\nu_{H1} = \frac{\nu_{BH} \cdot d + \nu_J \cdot j_V}{d + j_V} \quad (4.13)$$

$$\nu_{H2} = \nu_J \quad (4.14)$$

$$\nu_{V1} = \frac{\nu_{BV} \cdot b + \nu_J \cdot j_H}{b + j_H} \quad (4.15)$$

$$\nu_{V2} = \frac{\nu_{BV} \cdot b + \nu_J \cdot b'}{b + b'} \quad (4.16)$$

$$b' = b + 2 \cdot j_H \quad (4.17)$$

Donde, ν_{BH} y ν_{BV} son los módulos de Poisson horizontal y vertical del bloque; ν_J es el módulo de Poisson del mortero

2. Se determinan los módulos de Poisson horizontal (ν_H) y vertical (ν_V) de la mampostería como los promedios ponderados a lo alto y a lo ancho respectivamente con las siguientes ecuaciones:

$$v_H = \frac{v_{H1} \cdot b + v_{H2} \cdot j_H}{b + j_H} \quad (4.18)$$

$$v_V = \frac{v_{V1} \cdot d' + v_{V2} \cdot j_V}{d' + j_V} \quad (4.19)$$

3. Se determina el módulo de Poisson de la mampostería para cualquier inclinación de la hilada ($v_{m\theta}$) con la ecuación:

$$v_{m\theta} = v_H \cdot \cos \theta + v_V \cdot \sin \theta \quad (4.20)$$

TABLA 4.28: Estimación del módulo de Poisson de la mampostería con las ecuaciones 4.13 a 4.20:

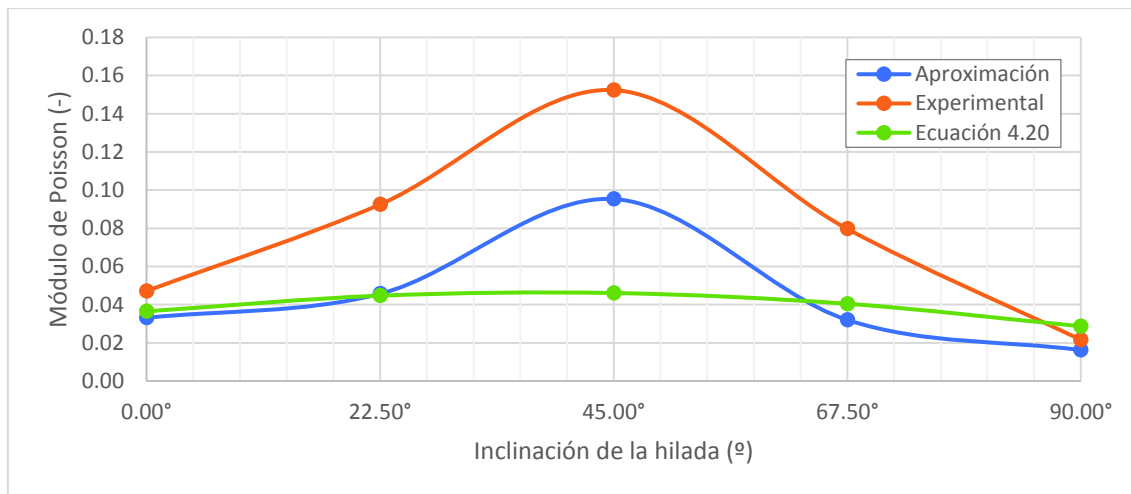
v_{H1} (-)	0.0273	v_{H2} (-)	0.2192		
v_{V1} (-)	0.0186	v_{V2} (-)	0.1189		
v_H (-)	0.0365				
v_V (-)	0.0287				
Inclinación Hilada ($^\circ$)	0.00 $^\circ$	22.50 $^\circ$	45.00 $^\circ$	67.50 $^\circ$	90.00 $^\circ$
$v_{m\theta}$ (-)	0.0365	0.0447	0.0461	0.0405	0.0287

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.44 se presentan de forma gráfica los resultados obtenidos experimentalmente, los resultados de la aproximación y los resultados obtenidos con la ecuación 4.20. Como era de esperar, las dos curvas, la de los resultados experimentales y la de la aproximación, son muy parecidas. Estas dos curvas representan únicamente la franja de mampostería donde se realizó la medición.

La ecuación 4.20 determina el valor del módulo de Poisson equivalente de todo el conjunto, como se puede observar en la figura 4.44 los mayores desfases se produjeron en la medición del módulo de Poisson de los muretes con las hiladas inclinadas a 22.5 $^\circ$, 45 $^\circ$ y a 67.5 $^\circ$. Este desfase tan alto en estas mediciones se explica por la ubicación del LVDT horizontal. En cada uno de estos casos las juntas de mortero cruzan en zigzag la franja donde se realizó la medición. En las mediciones a 0 $^\circ$ y 90 $^\circ$ de inclinación se tiene los mínimos aportes de las juntas de mortero y resultan en los valores menos afectados.

FIGURA 4.44: Gráfica comparativa de la variación del módulo de Poisson entre los resultados obtenidos experimentalmente, los obtenidos por aproximación y los obtenidos con la ecuación 4.20:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Adicionalmente, en un material ortotrópico se cumple la relación de la ecuación 4.21 según Jones (1999, p.65). En la tabla 4.29 se presenta el resumen de los valores determinados con esta ecuación y su porcentaje de error. Para esto, se comparan las relaciones obtenidas entre los módulos de elasticidad y de Poisson de los muretes tipo A con los tipo E y los Muretes tipo B con los tipo D. Los muretes tipo C son su mismo recíproco a 90° por lo cual el error resulta 0%.

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j} \quad (4.21)$$

Como se puede verificar, la relación se cumple de manera satisfactoria para los módulos de elasticidad de los muretes determinados al 45% de su resistencia última. Para los módulos de elasticidad iniciales el error es mucho mayor, esto se puede explicar por el hecho de que el módulo de Poisson de la mampostería no es un valor constante y los valores obtenidos experimentalmente fueron obtenidos en base a promedios alrededor del 45% de la resistencia final de los muretes.

TABLA 4.29: Verificación de la ortogonalidad de los módulos de Poisson y de elasticidad de la mampostería:

Módulo de Poisson (ν) Experimental					
Angulo de Inclinación	0,00°	22,50°	45,00°	67,50°	90,00°
Poisson (ν)	0,0471	0,0925	0,1524	0,0797	0,0216
Emo	1,7488	1,8646	1,9909	2,0247	1,0598
Ei/vij	37,12	20,16	13,06	25,41	49,13
% error	32,37%	26,03%	0,00%	-20,65%	-24,45%
Em45	1,5211	1,6800	1,6257	1,8061	0,8911
Ei/vij	0,87	0,90	0,82	0,89	0,84
% error	-3,34%	-0,99%	0,00%	1,00%	3,45%

Módulo de Poisson (ν) Calculado					
Angulo de Inclinación	0,00°	22,50°	45,00°	67,50°	90,00°
Poisson (ν)	0,0365	0,0447	0,0461	0,0405	0,0287
Emo	1,7488	1,8646	1,9909	2,0247	1,0598
Ei/vij	47,91	41,72	43,19	50,03	36,95
% error	-22,88%	19,94%	0,00%	-16,62%	29,66%
Em45	1,5211	1,6800	1,6257	1,8061	0,8911
Ei/vij	41,67	37,58	35,27	44,63	31,07
% error	-25,45%	18,75%	0,00%	-15,79%	34,14%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

4.6.3. MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE:

Para un material isotrópico, en base al módulo de elasticidad, y su módulo de Poisson, se puede determinar el módulo de rigidez al cortante (G_m) según la ecuación 4.22 (Jones, 1999, p.67).

$$G_m = \frac{E_m}{2 \cdot (1 + \nu_m)} \quad (4.22)$$

Siendo la mampostería un material ortotrópico, esta relación no debería cumplirse. Sin embargo, se ha realizado un pequeño análisis con los valores obtenidos de los ensayos a compresión en los muretes a diferentes ángulos de inclinación a fin de determinar cuan inapropiado sería el uso de la ecuación 4.22 para determinar este

parámetro. En la tabla 4.30 se presenta el cálculo del módulo de rigidez al cortante en base a los valores del módulo de Poisson obtenidos experimentalmente y los obtenidos con la ecuación 4.20.

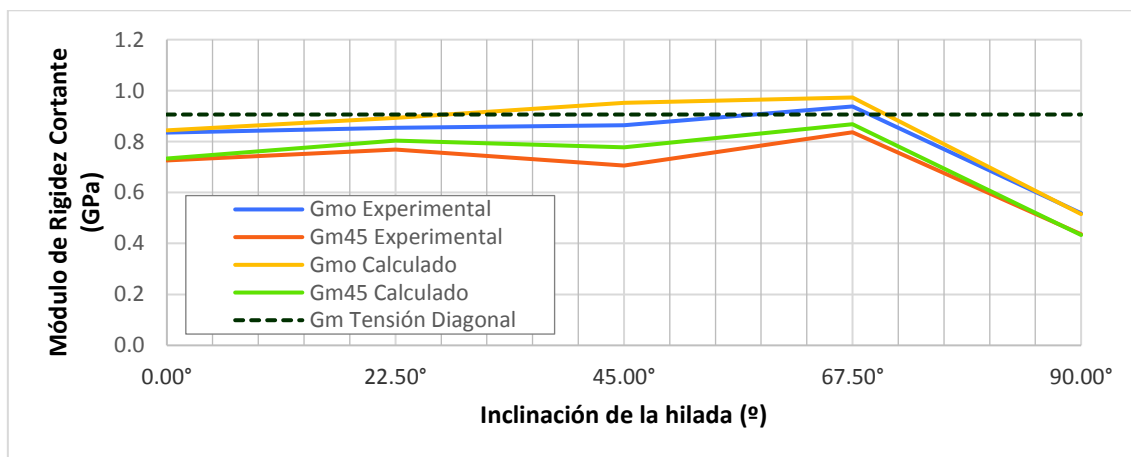
TABLA 4.30: Estimación del módulo de rigidez al cortante de la mampostería:

Experimental					
Inclinación (°)	ν Experimental (-)	E_{mo} (GPa)	E_{m45} (GPa)	G_{mo} (GPa)	G_{m45} (GPa)
0,00°	0,0471	1,749	1,521	0,835	0,726
22,50°	0,0925	1,865	1,680	0,853	0,769
45,00°	0,1524	1,991	1,626	0,864	0,705
67,50°	0,0797	2,025	1,806	0,938	0,836
90,00°	0,0216	1,060	0,891	0,519	0,436
Calculado					
Inclinación (°)	ν Ecuación 4,20 (-)	E_{mo} (GPa)	E_{m45} (GPa)	G_{mo} (GPa)	G_{m45} (GPa)
0,00°	0,0365	1,749	1,521	0,844	0,734
22,50°	0,0447	1,865	1,680	0,892	0,804
45,00°	0,0461	1,991	1,626	0,952	0,777
67,50°	0,0405	2,025	1,806	0,973	0,868
90,00°	0,0287	1,060	0,891	0,515	0,433

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.45, los valores de la tabla 4.28 se compara con el valor del módulo de rigidez al cortante obtenido de los ensayos de tensión diagonal.

FIGURA 4.45: Módulos de rigidez al cortante obtenidos experimentalmente y calculados:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

De la gráfica podemos decir que casi todos los valores, tanto los obtenidos experimentalmente como los calculados se ajustan en buena medida con los

calculados de manera teórica con un porcentaje de error entre el 0.8% y el 7.8%. La única excepción resulta los valores obtenidos para los ensayos de muretes con hiladas a 90° con un desfase entre el 43% y el 46%.

Este análisis resulta interesante como una primera aproximación y sería muy recomendable realizar un estudio paramétrico en profundidad de este fenómeno para determinar correlaciones aplicables a la determinación de este parámetro.

4.6.4. MODELO FALLA A LA COMPRESIÓN:

A continuación, se aplican los modelos de Hilsdorf y su modificación por Crisafulli para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) las dos formulaciones y sus respectivas ecuaciones se presentan en la sección 2.4.1.

Si bien la formulación de Hilsdorf es conceptualmente errónea, para el caso de estudio, entrega los mejores resultados. La metodología de Crisafulli a pesar de tener una formulación muy coherente, para el caso de estudio nos está entregando valores demasiado alejados. Esto puede ser causado porque la simplificación recomendada del parámetro C_d asume que la pieza de mampuesto tiene mayor resistencia que el mortero empleado.

TABLA 4.31: Estimación de la resistencia a la compresión de la mampostería:

Material	Parámetro	Valor Promedio	Material	Parámetro	Valor Promedio
Bloque	fcb (MPa)	0,9668	Bloque	b (mm)	201,33
	ftb (MPa)	0,2150		d (mm)	400,70
Mortero	fcj (MPa)	20,1902	Mortero	j (mm)	10,11
Mampostería	Uu (-)	1,50	Prismas	f' m (MPa)	1,8158
	α (-)	0,0123	Muretes	f' m (MPa)	1,1504
			Hilsdorf	f' m (MPa)	1,3137
	m (-)	3,60		Error _{Prisma}	-27,65%
	S1 (-)	1,00	Crisafulli	Error _{Murete}	14,19%
	S2 (-)	1,00		f' m (MPa)	3,4699
	αm (-)	0,0140		Error _{Prisma}	91,10%
	Cd	0,4191		Error _{Murete}	201,62%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la tabla 4.31 se presenta el resumen de parámetros y cálculos realizado para ambas formulaciones. Para los cálculos se han usado los valores recomendados de los parámetros de ajuste.

4.6.5. MODELOS DE FALLA A CORTE

En esta sección se aplica el modelo de Mann-Müller junto con los ajustes realizados por Crisafulli para de definición de la envolvente de falla de la mampostería bajo la acción de cargas cortantes en combinación con cargas compresión. Estos dos modelos son comparados con los resultados obtenidos por Vinueza e Ipiales (2017).

Estos resultados experimentales fueron obtenidos sobre tripletes construidos con el mismo bloque empleado en esta investigación. El mortero empleado por Vinueza e Ipiales tuvo un dosificación 1:7 con una resistencia promedio de 3.24MPa, muy diferente de la dosificación 1:3 con resistencia promedio de 20.19MPa empleada en este estudio. Aún con esta diferencia tan marcada entre las calidades de los morteros, podemos ver que en la formulación de Mann-Müller la resistencia del mortero es totalmente inconsecuente por lo que los resultados no deben ser muy diferentes.

En la tabla 4.32 se presenta el resumen de los parámetros empleados para alimentar el modelo, la formulación del modelo y sus ecuaciones de pueden verificar en la sección 2.4.2.

TABLA 4.32: Parámetros modelo de Mann-Müller:

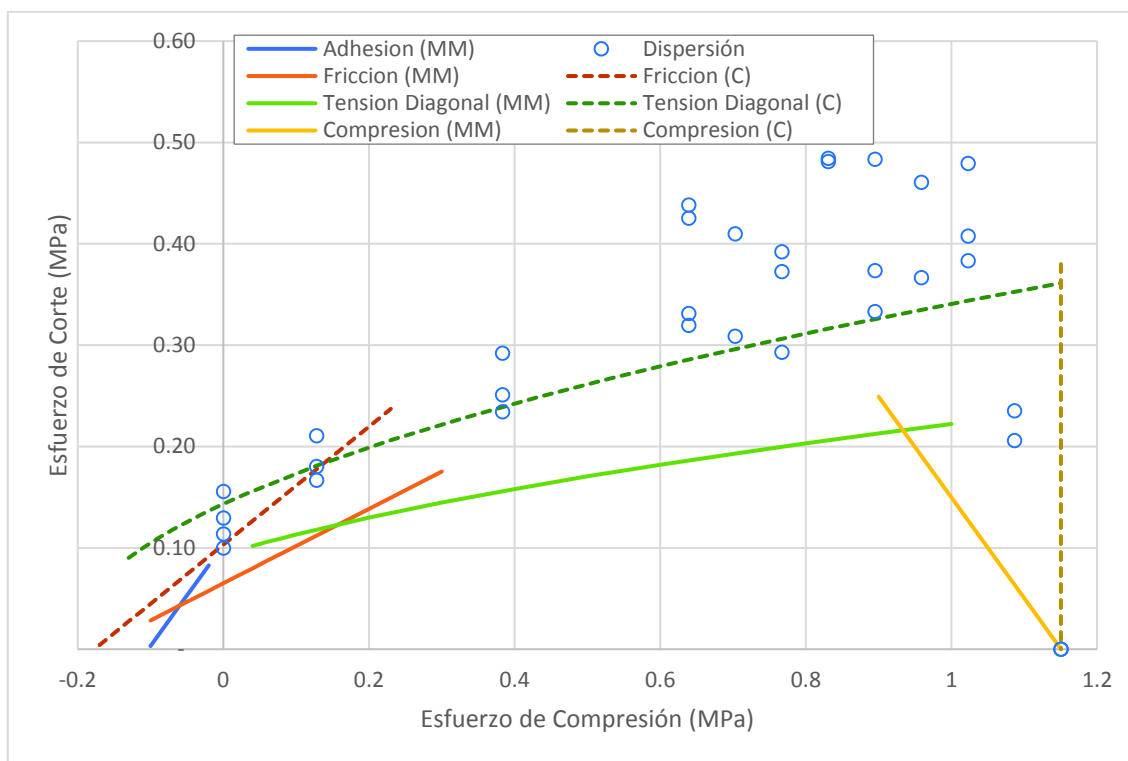
Material	Parámetro	Valor Promedio	Material	Parámetro	Valor Promedio
Bloque	f_{cb} (MPa)	0,9668	Mampostería	f'_m (MPa)	1,1504
	f_{tb} (MPa)	0,2150		u (-)	0,5825
				τ_o (MPa)	0,1032
Mortero	f_{cj} (MPa)	20,1902		b (mm)	201,33
	f_{tj} (MPa)	2,8147		d (mm)	400,70

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la figura 4.46 se presentan comparativamente los resultados de la envolvente de la falla a corte combinado obtenidos de la formulación de Mann-Müller (MM), con los resultados de la misma formulación ajustada por Crisafulli (C) y la dispersión de datos obtenidos experimentalmente por Vinueza e Ipiales (2017).

Los datos obtenidos experimentalmente aparentemente tienen un buen ajuste con las curvas modificadas por Crisafulli, pero cabe recordar que las alteraciones introducidas por Crisafulli en la formulación de Mann-Müller están dadas para tomar en cuenta las juntas verticales en la mampostería, algo que los tripletes no poseen.

FIGURA 4.46: Comparación modelo Mann-Müller con datos experimentales:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para explicar esta diferencia, podríamos considerar los siguientes aspectos:

- Que la calidad del mortero si influye en la resistencia a corte de la mampostería, y que por tanto el modelo de Mann-Müller es incompleto.
- Que le modelo de Mann-Müller esta formulado para mamposterías sólidas, sin huecos y por tanto las juntas de mortero son de forma plana entre las piezas de mampuesto. Al emplear bloques huecos, las juntas de mortero al

interior del bloque forman protuberancias que le dan un trabe mecánico adicional a las piezas.

4.6.6. SUPERFICIE DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA:

Como un ejercicio de aplicación práctica de los parámetros obtenidos en los diferentes ensayos se definió la superficie envolvente de falla de la mampostería empleada en esta investigación. Para este fin se han tomado en consideración las simplificaciones de Dhanasekar (figura 2.15) presentadas por Crisafulli (1997, p.95).

Esta superficie representa en sus ejes horizontales (x, y) los valores de los esfuerzos normal y paralelos a las hiladas (f_n y f_p) y en el eje vertical los valores del esfuerzo de corte (τ)

Como puntos adicionales de la superficie tenemos:

- La envolvente de falla a corte definida con el modelo de Mann-Müller que representa el conjunto de valores de resistencia al corte (τ) para diferentes valores de esfuerzo normal (f_n), siendo el esfuerzo paralelo (f_p) igual a cero. En base a estos valores se construyó una curva de ajuste con el fin de suavizar las transiciones entre modos de falla. Los valores de esta curva se encuentran marcados en rojo en la tabla 4.34
- La envolvente diagonal de esfuerzos f_n y f_p obtenida de la transformación de los esfuerzos principales. Los esfuerzos principales para diferentes inclinaciones de hilada son los resultados de los ensayos de compresión de los muretes. Para este se emplearon las siguientes ecuaciones (Crisafulli, 1997, p.92):

$$f_n = f_1 \cdot \sin^2 \theta' + f_2 \cdot \cos^2 \theta' \quad (4.23)$$

$$f_p = f_1 \cdot \cos^2 \theta' + f_2 \cdot \sin^2 \theta' \quad (4.24)$$

$$\tau = -(f_1 + f_2) \cdot \sin \theta' \cdot \cos \theta' \quad (4.25)$$

Los resultados de la transformación se pueden observar en la tabla 4.30:

TABLA 4.33: Transformación de esfuerzos principales en los muretes:

θ'	f_1 (MPa)	f_2 (MPa)	f_n (MPa)	f_p (MPa)	τ (MPa)
90,00°	-1,1504	0,0000	-1,1504	0,0000	0,0000
67,50°	-1,0806	0,0000	-0,9223	-0,1582	0,3820
45,00°	-0,8162	0,0000	-0,4081	-0,4081	0,4081
22,50°	-0,7258	0,0000	-0,1063	-0,6195	0,2566
0,00°	-0,8574	0,0000	0,0000	-0,8574	0,0000

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Con estos datos se construyó una curva de ajuste de la diagonal cuyos datos se encuentran marcados en negrilla en la tabla 4.34

- La resistencia a tensión perpendicular a la hilada de la mampostería se asume como igual a la adhesión entre mortero y bloque; la resistencia paralela a la hilada se asume como igual a resistencia a la tensión del bloque.

TABLA 4.34: Malla de esfuerzos cortantes:

	-1,15	-1,10	-1,05	-1,00	-0,95	-0,90	-0,85	-0,80	-0,75	-0,70	-0,65	-0,60	-0,55	-0,50	-0,45	-0,40	-0,35	-0,30	-0,25	-0,20	-0,15	-0,10	-0,05	0,00	0,05	0,10	
-1,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-1,10	0,00	0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,12	0,11	0,09	0,07	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00
-1,05	0,00	0,04	0,08	0,11	0,13	0,15	0,16	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23	0,23	0,24	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,16	0,13	0,08	0,02	0,00	0,00	0,00
-1,00	0,00	0,06	0,11	0,15	0,19	0,21	0,23	0,26	0,27	0,29	0,30	0,31	0,31	0,31	0,31	0,30	0,29	0,28	0,25	0,22	0,17	0,11	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,95	0,00	0,08	0,14	0,19	0,23	0,27	0,29	0,31	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,37	0,37	0,36	0,35	0,34	0,32	0,29	0,25	0,20	0,14	0,03	0,00	0,00	0,00
-0,90	0,00	0,09	0,16	0,22	0,27	0,31	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,40	0,40	0,40	0,39	0,38	0,36	0,34	0,31	0,27	0,22	0,15	0,04	0,00	0,00	0,00
-0,85	0,00	0,10	0,18	0,25	0,30	0,35	0,38	0,38	0,40	0,41	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,28	0,23	0,16	0,05	0,00	0,00	0,00
-0,80	0,00	0,11	0,19	0,27	0,32	0,37	0,40	0,40	0,42	0,43	0,43	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,28	0,23	0,17	0,06	0,00	0,00	0,00
-0,75	0,00	0,11	0,20	0,28	0,34	0,38	0,42	0,42	0,43	0,44	0,44	0,44	0,43	0,43	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34	0,31	0,27	0,22	0,17	0,07	0,00	0,00	0,00
-0,70	0,00	0,12	0,21	0,28	0,34	0,39	0,42	0,43	0,44	0,45	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,29	0,26	0,22	0,17	0,07	0,00	0,00	0,00
-0,65	0,00	0,12	0,21	0,29	0,35	0,39	0,42	0,44	0,45	0,45	0,44	0,44	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,30	0,27	0,24	0,21	0,16	0,08	0,00	0,00
-0,60	0,00	0,12	0,22	0,30	0,35	0,39	0,42	0,44	0,45	0,45	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,30	0,28	0,25	0,22	0,19	0,16	0,08	0,00	0,00	0,00
-0,55	0,00	0,13	0,23	0,30	0,36	0,40	0,42	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31	0,28	0,26	0,23	0,21	0,18	0,15	0,08	0,00	0,00	0,00
-0,50	0,00	0,13	0,24	0,32	0,38	0,42	0,44	0,45	0,45	0,45	0,43	0,41	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,26	0,24	0,21	0,19	0,17	0,15	0,08	0,01	0,00	0,00
-0,45	0,00	0,14	0,25	0,33	0,39	0,43	0,45	0,46	0,45	0,44	0,43	0,41	0,38	0,34	0,32	0,29	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,14	0,08	0,01	0,00	0,00
-0,40	0,00	0,15	0,26	0,35	0,40	0,44	0,45	0,46	0,45	0,44	0,42	0,40	0,37	0,32	0,30	0,27	0,25	0,23	0,21	0,18	0,17	0,15	0,14	0,07	0,01	0,00	0,00
-0,35	0,00	0,16	0,28	0,36	0,42	0,45	0,46	0,46	0,45	0,43	0,41	0,39	0,36	0,31	0,28	0,26	0,23	0,21	0,20	0,17	0,15	0,14	0,13	0,07	0,01	0,00	0,00
-0,30	0,00	0,17	0,29	0,38	0,43	0,45	0,46	0,45	0,44	0,43	0,40	0,38	0,35	0,29	0,27	0,24	0,22	0,20	0,19	0,16	0,15	0,14	0,13	0,07	0,01	0,00	0,00
-0,25	0,00	0,18	0,31	0,39	0,43	0,45	0,45	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37	0,34	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15	0,14	0,13	0,12	0,07	0,01	0,00	0,00
-0,20	0,00	0,18	0,31	0,39	0,43	0,44	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,11	0,07	0,02	0,00	0,00
-0,15	0,00	0,17	0,30	0,38	0,42	0,42	0,41	0,39	0,38	0,37	0,35	0,33	0,30	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14	0,13	0,12	0,11	0,07	0,03	0,00	0,00
-0,10	0,00	0,16	0,28	0,35	0,38	0,38	0,37	0,35	0,34	0,33	0,31	0,29	0,27	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,10	0,07	0,03	0,00	0,00
-0,05	0,00	0,13	0,22	0,28	0,31	0,32	0,31	0,30	0,29	0,28	0,26	0,25	0,23	0,20	0,19	0,18	0,16	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,06	0,04	0,00	0,00
0,00	0,00	0,08	0,14	0,18	0,21	0,22	0,23	0,23	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,08	0,06	0,03	0,00	0,00
0,05	0,00	0,02	0,04	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	0,08	0,07	0,05	0,03	0,00	0,00
0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,03	0,02	0,00	0,00
0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,04	0,04	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

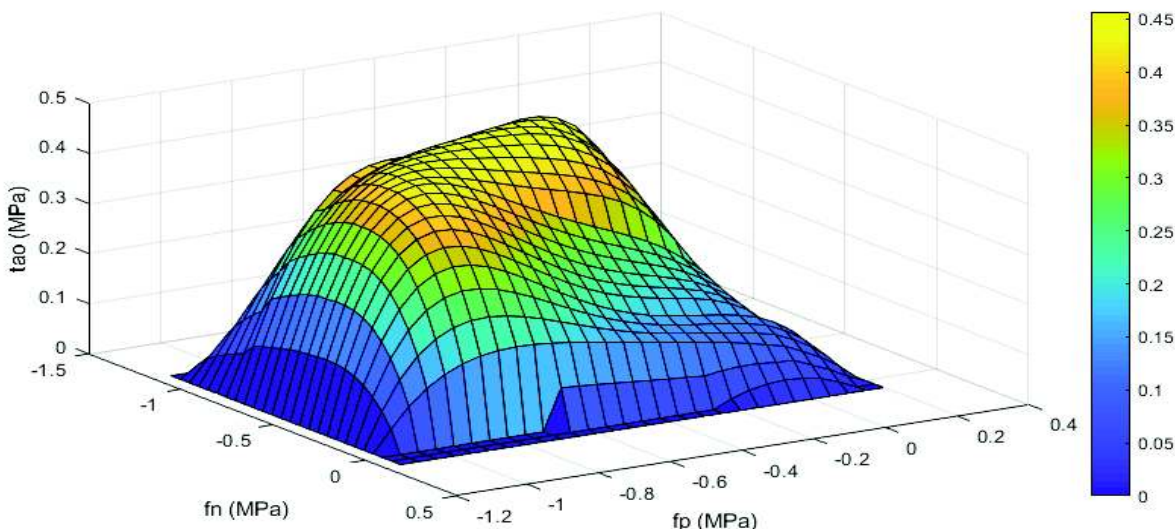
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para poder generar la superficie de falla se llenaron los datos conocidos en una malla en la que el encabezado de las filas representa los esfuerzos paralelos (f_p), el de las columnas los esfuerzos normales (f_n) y los valores de la malla los

esfuerzos de corte (τ). La malla resultante se presenta en la tabla 4.34 y la superficie de falla generada se presenta en la figura 4.47

El resto de los datos desconocidos se van completando por un proceso iterativo de generación de curvas de ajuste en las filas y columnas donde se tenga suficientes puntos.

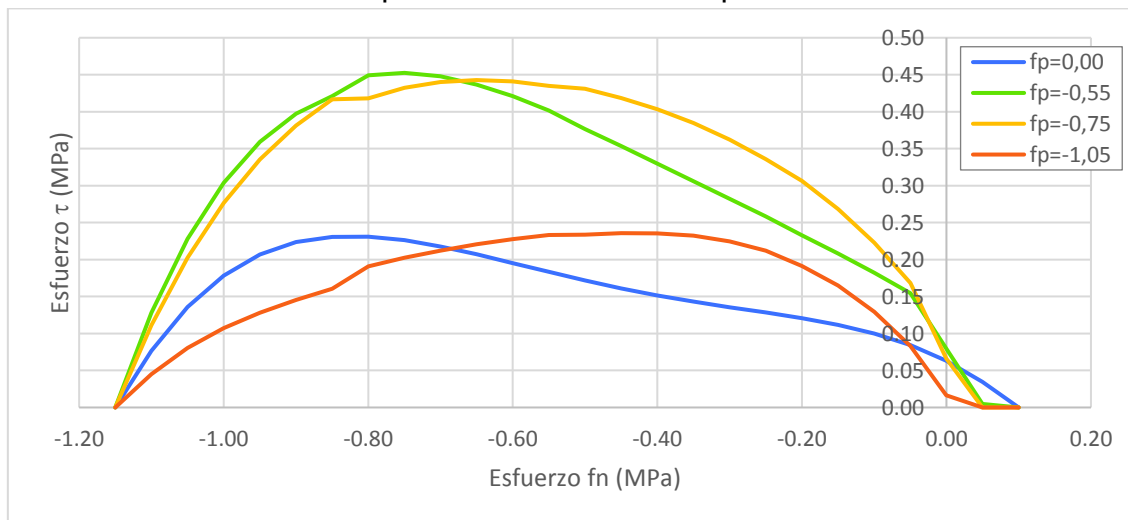
FIGURA 4.47: superficie de falla de mampostería:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para poder entender de mejor manera la superficie de la figura 4.47, en la figura 4.48 se presentan varios cortes a diferentes valores del esfuerzo paralelo f_p .

FIGURA 4.48: Cortes en superficie de falla de mampostería:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

CAPÍTULO 5

PROGRAMA DE ENSAYOS DE PÓRTICOS

En este capítulo se presentan los ensayos realizados sobre pórticos rellenos con paneles de mampostería. En la sección 5.1 se hace una breve descripción de los métodos de ensayo y se justifica la metodología empleada. En la sección 5.2 se hace una breve descripción de los equipos y de las instalaciones en el laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

En la sección 5.3 se hace una breve descripción de los pórticos empleados en este estudio. Se describe tanto su geometría como las características de los materiales con que fueron construidos.

En la sección 5.4 se describen todos los ensayos de caracterización realizados en los pórticos. Estos incluyen:

- Ensayos de calibración elástica: para determinar la rigidez del pórtico sin el relleno de mampostería
- Ensayos de vibración inducida: para determinar el amortiguamiento del sistema estructural.
- Pruebas de vibración ambiental: para determinar las formas modales y sus periodos de vibración respectivos.
- Ensayos histeréticos de carga incremental: Para determinar el comportamiento histerético del sistema estructural.

En la sección 5.5, en base a los resultados de los ensayos de los materiales se modela uno de los pórticos de forma elástica sin el relleno y luego con este. Estos modelos se calibran en base a los resultados de los ensayos de calibración elástica y se comprueban con los resultados de vibración ambiental. Para esto se utilizan dos paquetes computacionales el uno un software comercial y el segundo un software académico para investigación.

En la sección 5.6 se modela la mampostería dentro de los pórticos calibrados elásticamente mediante puntales equivalentes. Se usan ambos paquetes

computacionales empleando en el uno plasticidad concentrada y en el otro plasticidad distribuida para verificar las capacidades de cada metodología. La comparación se hace mediante los resultados de carga pushover y finalmente con el modelo de plasticidad distribuida se verifica el comportamiento histerético del modelo bajo la acción de diferentes sismos.

5.1. MÉTODOS DE ENSAYO

Calvi (1996) describe las tres metodologías de ensayo que se pueden realizar para la evaluación de sistemas estructurales bajo la acción de sollicitaciones sísmicas y evalúa los problemas y limitaciones de cada una. Estas metodologías son:

- Dinámicos (D): Se impone un patrón de aceleraciones desarrolladas por el suelo de cimentación en un determinado sismo.
- Pseudo Dinámicos (PsD): Se impone un patrón de deformaciones basado en la demanda de desplazamiento impuesta por un determinado sismo.
- Ensayos Estáticos (S): Se impone un patrón de carga o deformaciones según requieran los objetivos del estudio.

Los ensayos dinámicos son los más costosos, y sirven básicamente para estudiar la respuesta del sistema estructural para un determinado sismo. La selección del patrón de aceleraciones es un problema sin solución óptima el cual se debe resolver en función de los objetivos de cada ensayo (Calvi, 1996, p.226).

Los ensayos pseudo dinámicos tienen un costo muy inferior. Este tipo de ensayos presentan grandes dificultades para la selección del historial de desplazamiento a imponer al sistema (Calvi, 1996, p.224).

Los ensayos estáticos son los más económicos y la selección del patrón de carga o desplazamiento se simplifica en gran medida ya que no tienen en cuenta la relación entre la frecuencia natural y la respuesta del sistema. Para nuestro caso de estudio, Calvi (1996, p.224) advierte que los sistemas que exhiben degradación de resistencia o son susceptibles de falla frágil no se pueden realizar por control de

carga si no por control de deformación. Puesto que uno de los objetivos de este estudio es la evaluación del comportamiento histerético de la mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado, la metodología de ensayo debe ser esta última.

Este estudio se ha realizado en gran medida con el apoyo de la empresa Bekaert. Dos de los pórticos presentados en este estudio fueron parte del programa de ensayos del sistema constructivo de Ideal Alambrec -FEPP para reconstrucción de Manabí. Adicionalmente Bekaert proveyó los materiales para la construcción de un tercer pórtico para comparación de resultados. En el Anexo E se presentan los costos de los materiales, los ensayos y la mano de obra empleada.

5.2. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS Y LABORATORIOS

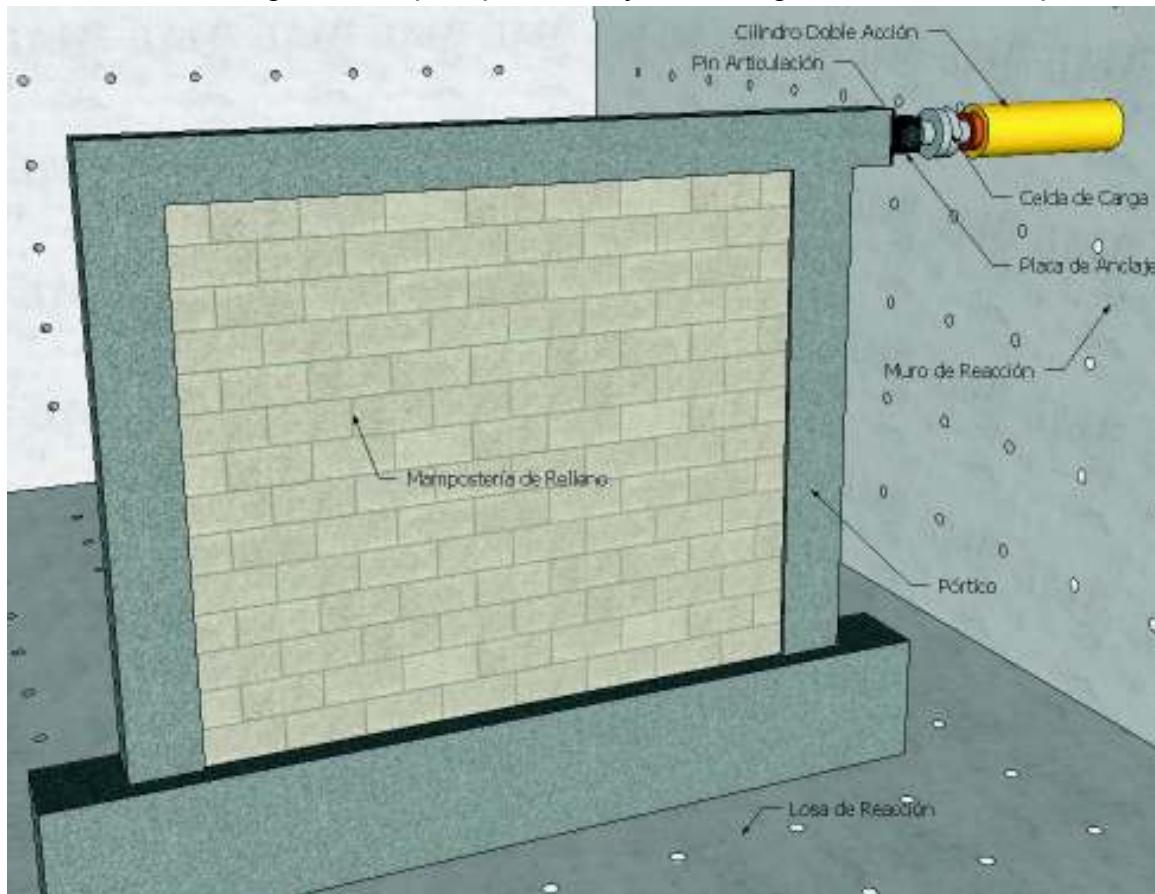
Los ensayos de los pórticos se realizaron en su totalidad en las instalaciones del laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional (EPN). El laboratorio cuenta con un losa y muros reacción capaces de soportar las cargas necesarias para los ensayos sin introducir deformaciones que distorsionen los resultados del estudio.

La configuración típica del ensayo se la puede observar en la figura 5.1. Los equipos empleados para la medición tanto de la carga aplicada, como las deformaciones obtenidas y las vibraciones producidas:

- Cilindro de doble acción ENERPAC RR-10013.
- Transductores diferenciales de desplazamiento (LVDT) Hottinger Baldwin Messtechnik WA de 100mm, 200mm, y 500mm.
- Celdas de carga Hottinger Baldwin Messtechnik U2B de 200kN.
- Acelerómetro REFTEK Geomatrix 160-03 Aftershock
- Acelerómetro Triaxial Güralp 5TDE
- Galgas extensiométricas (EA-06-250BG-120/LE STRAIN GAGES) Micro-Measurements MMF002504.

Las especificaciones de los equipos se pueden observar en el Anexo B

FIGURA 5.1: Configuración típica para ensayos de cargas cíclicas en los pórticos:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

5.3. DESCRIPCIÓN DE LOS PÓRTICOS:

Los pórticos empleados en este estudio fueron parte de un programa de ensayos de la empresa Bekaert. El objetivo del programa fue la determinación de la capacidad del sistema constructivo en condiciones ideales y condiciones alteradas. El sistema constructivo desarrollado por Bekaert consiste en pórticos de hormigón armado de secciones reducidas rellenos con mampostería estructural.

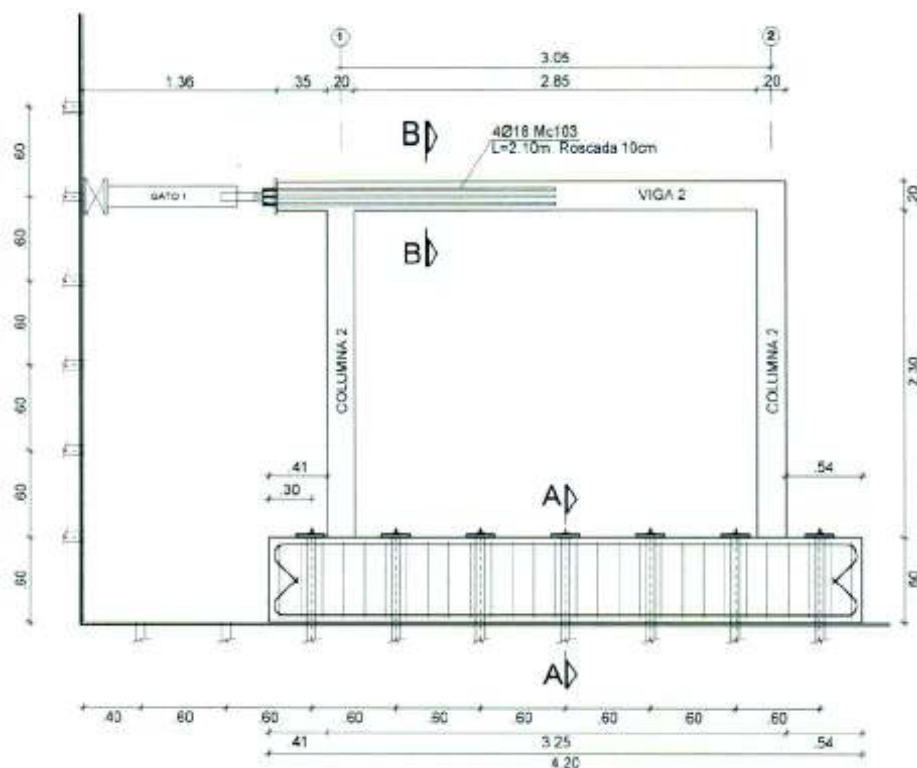
El programa de ensayos de Bekaert contempló un total de 4 pórticos. En estos pórticos se introdujeron variantes como la calidad del bloque, presencia de aperturas y el ajuste con el marco estructural. Adicionalmente, para establecer una base comparativa, el autor en esta investigación construyó un quinto pórtico relleno

con la mampostería caracterizada en el capítulo 4 de este estudio. La descripción de cada uno de los pórticos se presenta a continuación:

5.3.1. PÓRTICO A:

Este pórtico fue caracterizado como “pared bien confinada con bloque resistente”. Se empleó bloque estructural y tanto las columnas como la viga superior fueron fundidas posteriormente al levantamiento de la mampostería. El esquema de armado de este pórtico se puede observar en la figura 5.2, y los planos y especificaciones en el Anexo C.

FIGURA 5.2: Esquema de armado de los pórticos A y B:



ELABORADO: Bekaert (2016).

5.3.2. PÓRTICO B:

Este pórtico fue caracterizado como “pared mal confinada con bloque normal”. Se empleó bloque artesanal y en este caso la mampostería se levantó una vez

fundidas las columnas y viga. El esquema de armado de este pórtico se puede observar en la figura 5.2, y los planos y especificaciones en el Anexo C.

Este pórtico, al igual que el pórtico A, consiste en un marco plano estructural aislado, no posee ningún tipo de arriostramiento lateral y la carga aplicada en uno de los extremos es transmitida axialmente a través de la viga. En un sismo la carga lateral se transmite a través del diafragma de la losa, por lo que en un ensayo de cargas cíclicas esto resulta en comportamiento distorsionado: la viga se encuentra en compresión cuando la carga empuja el pórtico y en tracción cuando lo hala.

5.3.3. PÓRTICO C:

Este pórtico fue caracterizado como una “construcción típica de la sierra ecuatoriana”. Los elementos estructurales y sus armados fueron dimensionados en base a prácticas constructivas tradicionales antes que por especificaciones de normativa. Todo el proceso de diseño, análisis, construcción y ensayo de este pórtico fue controlado por el autor. Los planos se pueden encontrar en el Anexo C. Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para la construcción del pórtico:

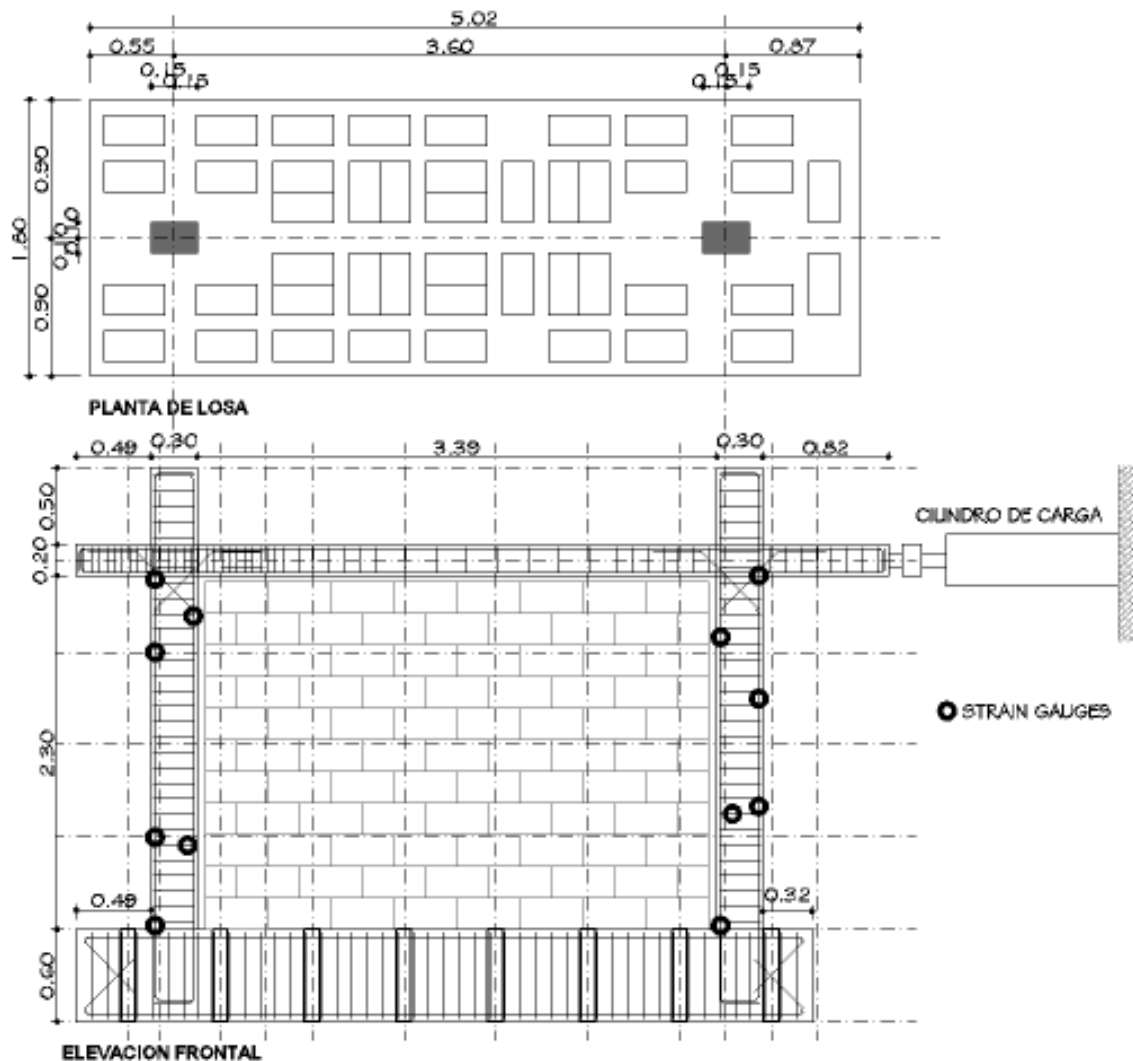
- Para evitar efectos de compresión/tracción en la viga, se construyó una franja de losa de 1.8m. Adicionalmente, la rigidez de esta franja representa de mejor manera el comportamiento real del pórtico como parte de una estructura.
- Para evitar falta de anclaje en los nudos del marco de hormigón se alargaron las vigas 0.60m hacia los costados del pórtico y las varillas de las columnas se dejaron continuas a lo alto.
- Adicionalmente para reforzar el nudo se colocaron diagonales de anclaje entre la cabeza de la columna y la viga.
- Para tomar en consideración los efectos de la carga vertical se cargó la losa con un carga uniforme de 2.80kN/m^2 .
- Si bien el objetivo era caracterizar una construcción típica, para evitar una falla temprana en el pórtico, se reforzaron las columnas y vigas a corte

colocando estribos cada 5cm en cabeza y pie de columnas y en los extremos de la viga.

- En este pórtico se empleó el bloque y mortero caracterizados en los ensayos del capítulo 4.
- Se empleó la misma mano de obra usada en la construcción de todas las piezas de mampostería ensayadas en el capítulo 4.
- El acabado de las juntas de mortero fue revocado.
- Se instrumentó mediante galgas extensiométricas las varillas de la armadura del pórtico.

El esquema de armado se lo puede observar en la figura 5.3.

FIGURA 5.3: Esquema de armado pórtico C:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

5.3.4. RESULTADOS ENSAYOS DE MATERIALES:

Para la caracterización de los materiales de los pórticos A y B, el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) encargó los ensayos de hormigones, varillas de refuerzo y de bloques de mampuesto al Laboratorio de ensayo de materiales, mecánica de suelos y rocas (LEMSUR) de la facultad de Ingeniería Civil & Ambiental (FICA) de la Escuela Politécnica Nacional. El resumen de los resultados de caracterización de estos materiales se presenta en la tabla 5.1. Los ensayos de muretes a compresión simple y tensión diagonal fueron realizados en las instalaciones del CIV.

TABLA 5.1: Resumen de resultados de caracterización de los materiales de los Pórticos A y B:

Portico A:						
Elemento	Hormigón f'c (MPa)	Acero f'y (MPa)	Bloque f'b (MPa)	Mortero f'j (MPa)	Muretes f'm (MPa)	Tensión D. τ_m (MPa)
Columnas	23,84	486,4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Vigas	24,72	525,0	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Mampostería	n.a.	n.a.	2,5359	3,209	1,3410	0,3242
Portico B:						
Elemento	Hormigón f'c (MPa)	Acero f'y (MPa)	Bloque f'b (MPa)	Mortero f'j (MPa)	Muretes f'm (MPa)	Tensión D. τ_m (MPa)
Columnas	21,78	486,4	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Vigas	27,63	525,0	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Mampostería	n.a.	n.a.	0,7573	7,758	0,7370	0,1782

FUENTE: Centro de Investigación de la Vivienda (2017).

Los ensayos de los materiales del pórtico C se condujeron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Resistencia de Materiales, Pavimentos & Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Para la caracterización de los hormigones, se tomaron cilindros al momento de la fundición de las columnas y la losa. Adicionalmente, una vez ensayado el pórtico se realizaron ensayos esclerométricos en todos los elementos y se extrajeron núcleos de las losas.

Se tomaron un total de 12 cilindros: 3 de cada columna y 6 de la franja de losa. Los cilindros fueron ensayados a los 15 y a los 28 días. El resumen de los resultados

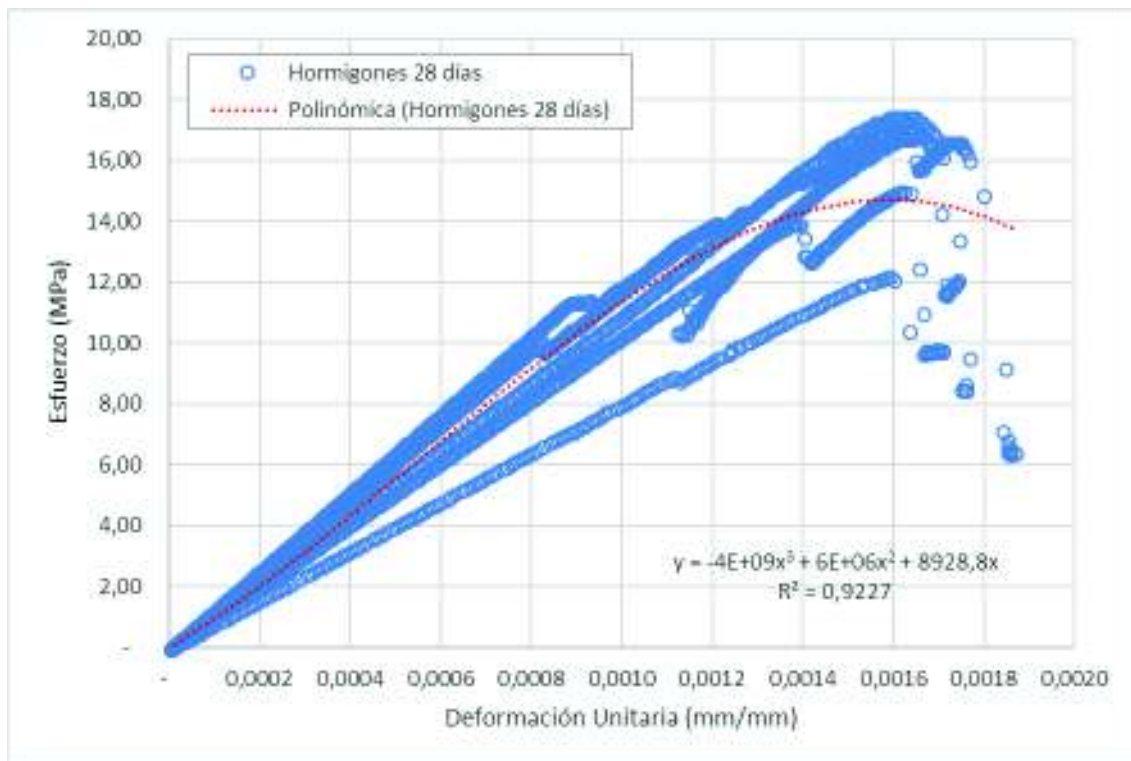
de los ensayos se presenta en la tabla 5.2 y las gráficas de los ensayos de hormigones a los 28 días en la figura 5.4.

TABLA 5.2: Resultados de ensayos de compresión en cilindros de hormigón a los 28 días:

	Columnas			Losa		
Cilindros 15 días	2	4	6	8	10	12
Resistencia f'c (MPa)	9,32	11,47	12,95	12,85	13,30	12,08
Deformación Unitaria e_{co} (mm/mm)	0,0016	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017
Modulo inicial Ec	10,17	11,29	12,00	11,95	12,16	11,50
Cilindros 28 días	1	3	5	7	9	11
Resistencia f'c (MPa)	18,60	7,80	14,40	18,30	17,70	17,40
Deformación Unitaria e_{co} (mm/mm)	0,0018	0,0016	0,0017	0,0018	0,0018	0,0017
Modulo inicial Ec	14,38	9,31	12,65	14,26	14,02	13,90

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.4: Curvas esfuerzo vs deformación unitaria cilindros de hormigón a los 28 días:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Los cilindros numerados del 1 al 6 corresponden a las columnas y del 7 al 12 a la losa.

Los resultados de los ensayos de compresión de los cilindros arrojaron valores de resistencia de los hormigones relativamente bajos para la dosificación 1-2-3 (cemento-arena-ripio) y la relación agua/cemento de 0.5 empleadas. Una vez ensayado a carga lateral el pórtico, se vio una rigidez superior a lo esperado para estos valores de resistencia por lo que se decidió realizar una segunda ronda de ensayos de compresión en núcleos extraídos acompañados de ensayos esclerométricos.

El estado de agrietamiento de las columnas y la cantidad de estribos en estos elementos hizo que sea imposible extraer núcleos de estos elementos. Únicamente se logró extraer 3 núcleos en buenas condiciones del tramo intermedio de la losa, cuyos resultados en los ensayos a compresión se presentan en la tabla 5.3. Adicionalmente, de manera complementaria se condujeron múltiples ensayos esclerométricos con un Martillo DigiSchmidt. Estos ensayos no destructivos se realizaron en las mismas ubicaciones de los núcleos antes de su extracción, en tres ubicaciones en cada columna, y en ambos extremos de la losa. Los resultados de los ensayos esclerométricos se presentan en la tabla 5.4. La Nomenclatura empleada para cada ensayo se presenta en la figura 5.5.

TABLA 5.3: Resultados de ensayos de compresión en núcleos de hormigón extraídos de la losa del pórtico C:

Núcleos Losa			
	L 01	L 02	L 03
f'c (MPa)	32,20	30,60	27,20

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

TABLA 5.4: Resultados de ensayos esclerométricos:

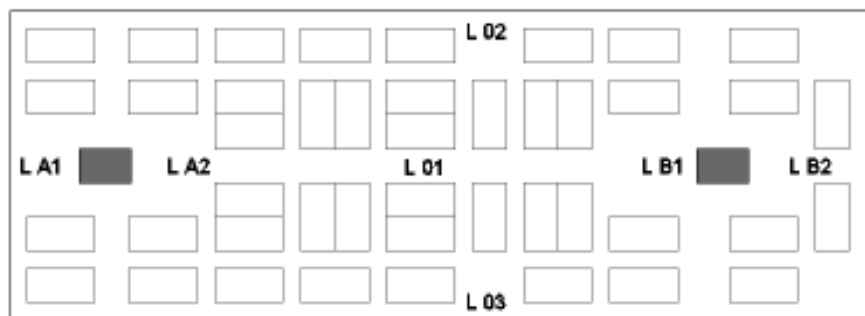
Esclerometricos Columnas						
Ensayo	Col A1	Col A2	Col A3	Col B1	Col B2	Col B3
1	23,25	32,27	24,72	34,63	32,27	34,63
2	17,76	20,50	28,45	34,63	29,92	33,06
3	22,56	28,45	26,19	30,71	34,63	33,84
4	21,88	27,66	28,45	31,49	35,41	34,63
5	21,88	28,45	26,88	26,19	32,27	32,27
Promedio	21,46	27,47	26,94	31,53	32,90	33,69
Desviacion	2,15	4,29	1,58	3,48	2,18	1,02
Error	10,02%	15,61%	5,88%	11,03%	6,62%	3,04%

TABLA 5.4: Continuación:

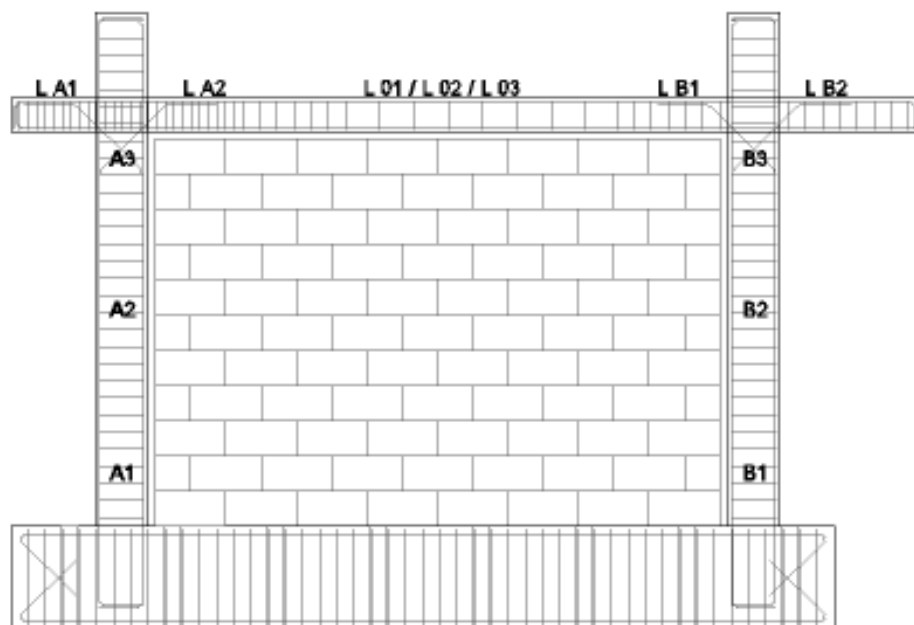
Esclerométricos Losa							
Ensayo	L 01	L 02	L 03	L A1	L A2	L B1	L B2
1	34,63	32,27	27,66	29,92	24,03	32,27	29,92
2	32,27	33,06	29,14	26,88	29,92	33,84	30,71
3	31,49	33,84	29,92	32,27	26,19	29,14	31,49
4	32,27	31,49	31,49				
5	33,84	32,27	35,41				
Promedio f'c	32,90	32,59	30,72	29,69	26,72	31,75	30,71
Desviación	1,29	0,89	2,96	2,71	2,98	2,40	0,78
Error	3,92%	2,75%	9,64%	9,11%	11,15%	7,55%	2,56%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.5: Ubicación de ensayos esclerométricos:



PLANTA DE LOSA



ELEVACION FRONTAL

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Los ensayos esclerométricos por si solos, no son una fuente confiable de la resistencia del hormigón, pero nos sirven para tener una idea general de la distribución de la dureza superficial de los elementos ensayados y de esta manera, con una correlación con las resistencias de los núcleos, establecer las resistencias del resto de elementos.

En promedio las resistencias de los núcleos son 6% menores a las encontradas con el martillo. Las resistencias corregidas se presentan en la tabla 5.5.

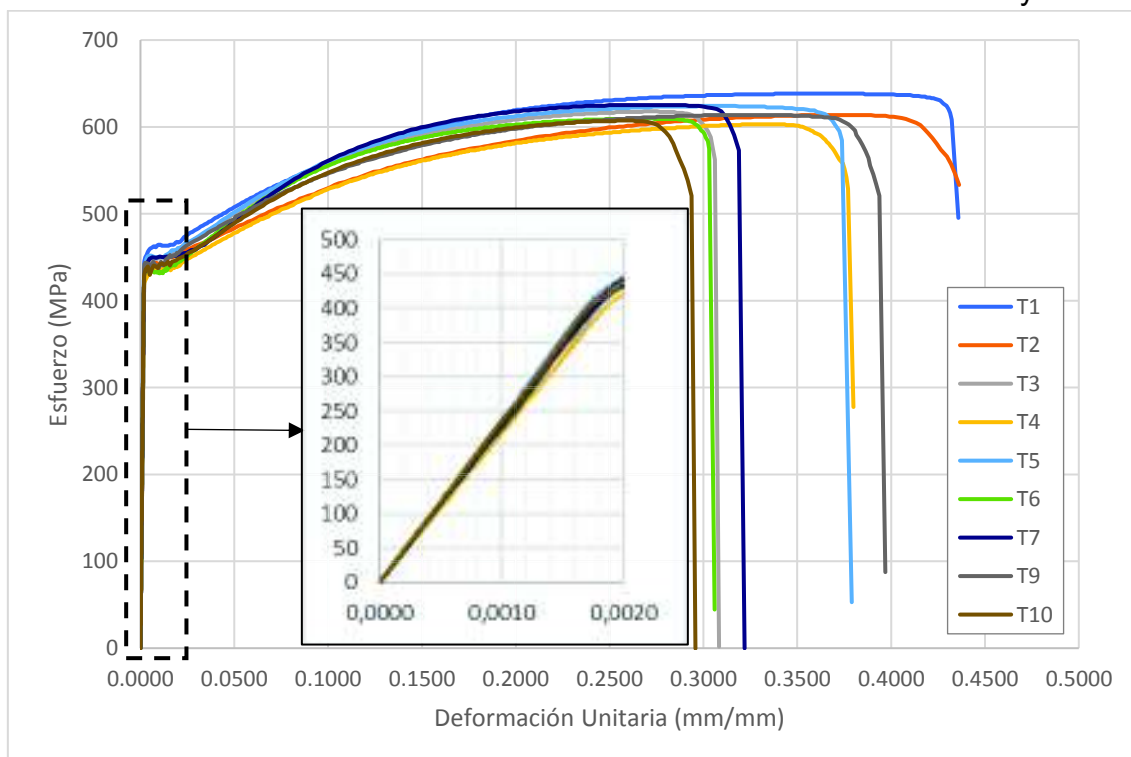
TABLA 5.5: Resistencias del hormigón corregidas:

Resistencia $f'c$ Corregida			
	Col A	Col B	Losa
$f'c$ (MPa)	23,66	30,59	29,02

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para la caracterización de acero de refuerzo se realizaron un total de 10 ensayos a tensión: 5 en varillas de 10mm y 5 en varillas de 12mm. Los resultados de los ensayos se presentan en la figura 5.6. Las probetas marcadas T1 a T5 corresponden a barras de 10mm de diámetro y T6 a T10 de 12mm de diámetro.

FIGURA 5.6: Curvas esfuerzo vs deformación unitaria Varillas de 10mm y 12mm:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

De los análisis de las gráficas se obtiene que la resistencia a la fluencia (f_y) es igual a 400MPa y el módulo de elasticidad (E_s) igual a 200GPa.

5.4. ENSAYOS EN PÓRTICOS:

Con la finalidad de caracterizar de mejor manera los pórticos, no sólo por las propiedades mecánicas de los materiales que los componen, si no también por la definición de sus propiedades dinámicas se realizaron los siguientes ensayos a lo largo de su periodo de vida en el laboratorio:

- Ensayos de calibración: En el pórtico C se realizaron dos ensayos de calibración para definir al rigidez inicial del pórtico antes de que se construya la mampostería de relleno. Estos ensayos consistieron en aplicar varios ciclos reversibles de cargas dentro del rango elástico de la estructura. Para esto se limitaron las deformaciones laterales al 0.15% de la deriva en ambos sentidos. Se tomaron varios puntos de la carga versus la deformación que sirvieron para calibrar los modelos computacionales del pórtico solo.
- Ensayos de vibración inducida: En todos los pórticos se realizaron ensayos de vibraciones. Estos ensayos consisten en inducir una vibración ya sea mediante un desplazamiento inicial o una velocidad inicial en cada uno de los sentidos (X y Y) del pórtico. Se midieron las amplitudes de las ondas de estas vibraciones y su respectivo decaimiento para definir periodos, modos de vibración, y su amortiguamiento.
- Ensayos de vibraciones ambientales: Durante toda la vida útil en laboratorio del pórtico C se midieron las vibraciones causadas en el mismo por el ruido ambiental. Estas mediciones sirvieron para la definición de los periodos de vibración fundamental y sus respectivos modos.
- Ensayos histeréticos cíclicos incrementales de carga lateral: Este es el propósito último de cada uno de los pórticos, la definición del comportamiento histerético de sistema estructural. Para esto se aplican patrones de cargas reversibles que superan el rango elástico de la estructura causando deformaciones permanentes por daño en los componentes. El

trazado de las curvas de carga vs. deformación permite la definición de la energía disipada, el amortiguamiento del sistema y su ductilidad.

A continuación se presentan los resultados de los ensayos realizados en los pórticos. En todos los casos se considera el eje Z en el sentido vertical, el eje X o sentido Norte-Sur en el sentido paralelo al plano del pórtico o sentido longitudinal, y el eje Y o sentido Este-Oeste en el sentido perpendicular al plano del pórtico o sentido transversal.

5.4.1. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DINÁMICA

Para la caracterización dinámica de los pórticos se emplearon varios acelerómetros. A través de una excitación inicial ya sea por impacto o aplicando una deformación inicial se registran las vibraciones causadas en el pórtico con su respectivo decaimiento.

Los pórticos A y B fueron ensayados causando una deformación lateral inicial en el plano del pórtico a mediante la tensión de una barra anclada entre el pórtico y el muro de reacción. Este tipo de ensayos se conocen como *Snap Back*. Se usaron dos acelerómetros REFTEK Geomatrix 160-03 Aftershock colocados a ambos extremos del pórtico.

El pórtico C fue ensayado causando una velocidad inicial en el plano del pórtico y también de forma perpendicular. Esta velocidad inicial fue inducida mediante un golpe con un martillo de demolición sobre una placa de caucho de 25mm de espesor para evitar causar daños en la superficie del hormigón. Para estos ensayos se usaron dos acelerómetros REFTEK Geomatrix 160-03 Aftershock colocados a ambos extremos del pórtico además de un acelerómetro Güralp 5TDE permanente.

Adicionalmente a estos ensayos en el pórtico C, desde el momento que fue desencofrada la losa del pórtico, se colocó un acelerómetro triaxial Güralp 5TDE anclado a la losa. El objetivo de este acelerómetro permanente fue para que mida las vibraciones causadas en la estructura durante toda su vida útil, y de esta manera las variaciones en su respuesta a diferentes excitaciones.

2.4.2.9 VARIACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Durante poco más de dos meses, del 15 de diciembre de 2017 al 20 de febrero de 2018, el pórtico C se encontró instrumentado con el acelerómetro Güralp 5TDE. Desde que el pórtico fue desencofrado hasta un día antes de su demolición se tienen registros de las vibraciones causadas por ruido ambiental. Estos registros reflejan el comportamiento dinámico de la estructura a lo largo de este periodo y nos permiten identificar cambios importantes.

De los registros obtenidos en las tres direcciones (N, E, Z) se han tomado ventanas de 20 minutos entre las 20h20 y las 20h40 de cada día. Se consideraron estas ventanas debido a que la actividad humana en las inmediaciones del laboratorio decae a esta hora, se tiene un comportamiento más homogéneo y por tanto existe una menor probabilidad de tener interferencias.

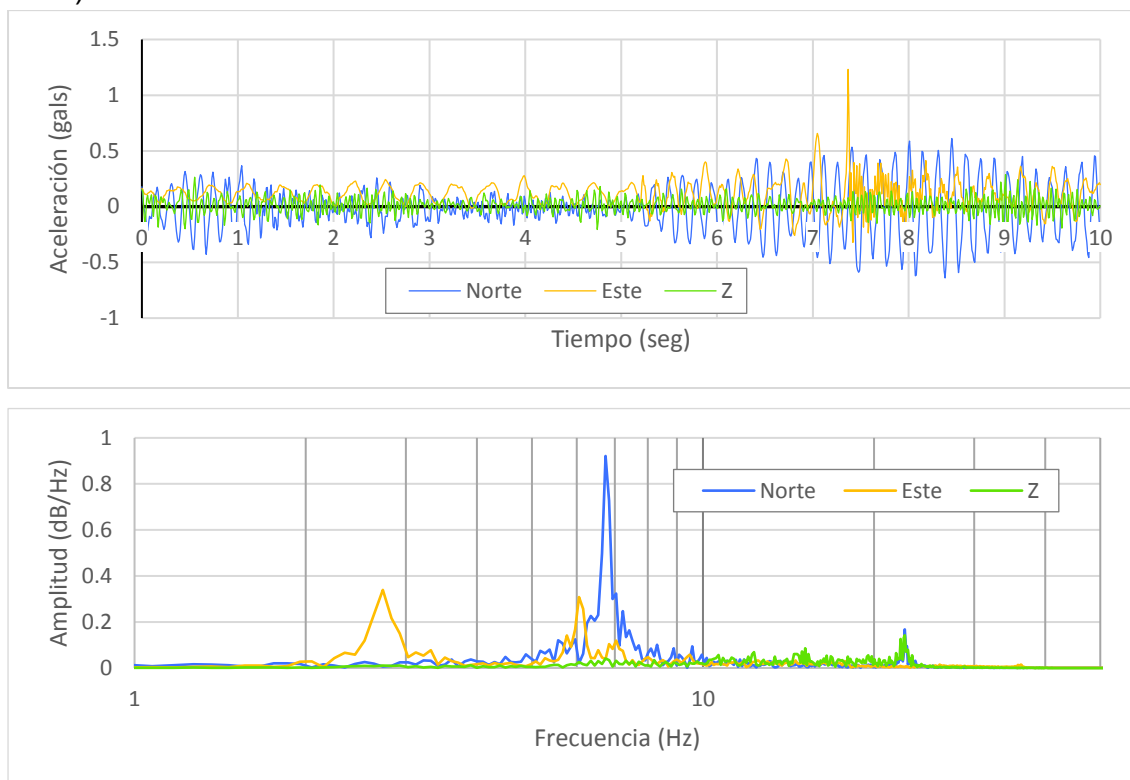
El acelerómetro nos entrega un registro en el tiempo de los valores de las aceleraciones producidas en el pórtico. Este registro es procesado en el paquete computacional SeismoSignal (2016), que mediante una Transformada Rápida de Fourier (FFT por si siglas en inglés), nos entrega un registro de las amplitudes de cada frecuencia de vibración encontrada en el registro, lo que se conoce como el espectro de Fourier.

La magnitud de la amplitud es un indicador de la energía presente en ese modo de vibración. En la figura 5.7 se presentan tres ejemplos de las señales con sus respectivos espectros de Fourier. Se han tomado tres instantes característicos de la vida del pórtico:

- Pórtico sólo, sin relleno,
- El sistema pórtico + mampostería de relleno, y
- El sistema dañado al final del ensayo histerético.

FIGURA 5.7: Registros de aceleración (N, E, Z) y sus espectros de Fourier:

a) Pórtico sólo:



b) Sistema pórtico + relleno de mampostería:

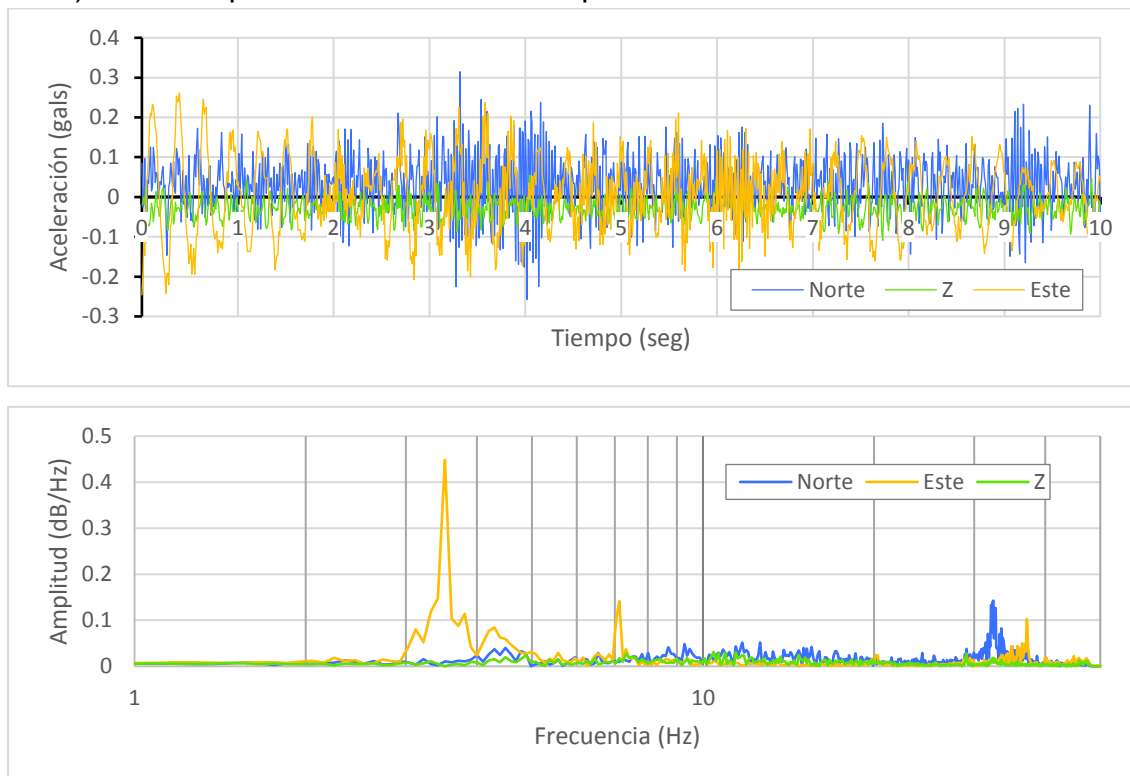
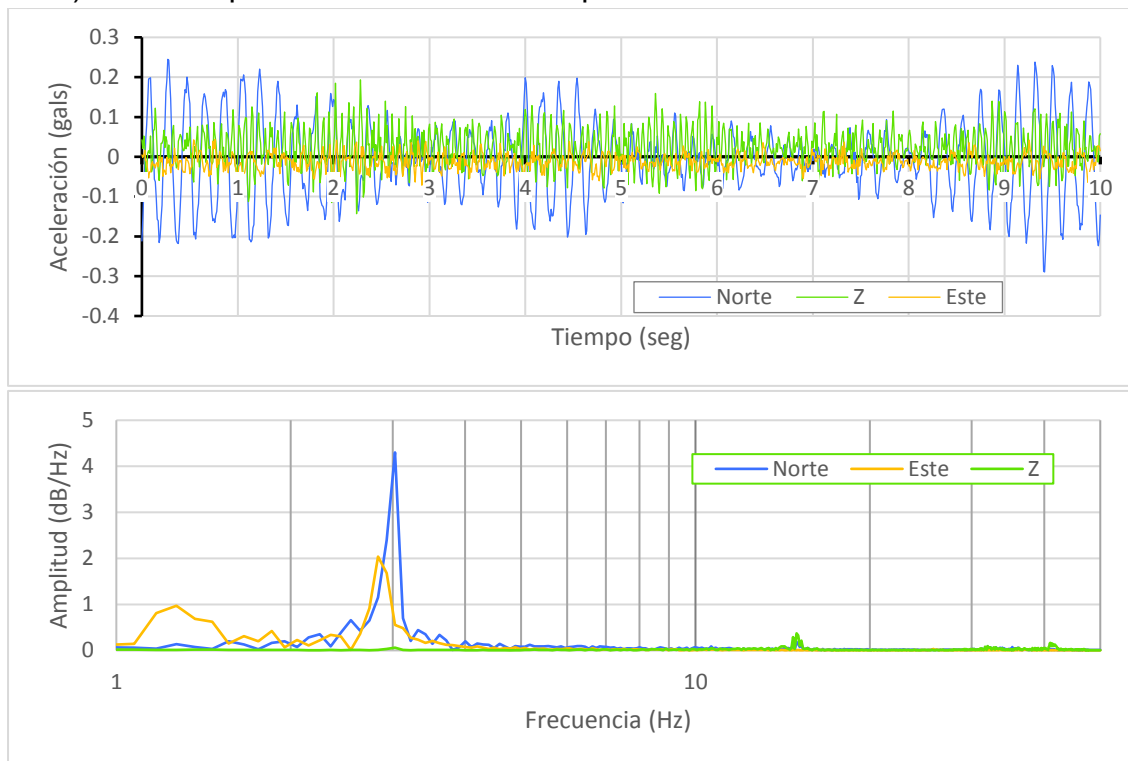


FIGURA 5.7: Continuación:

c) Sistema pórtico + relleno de mampostería con elementos dañados:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

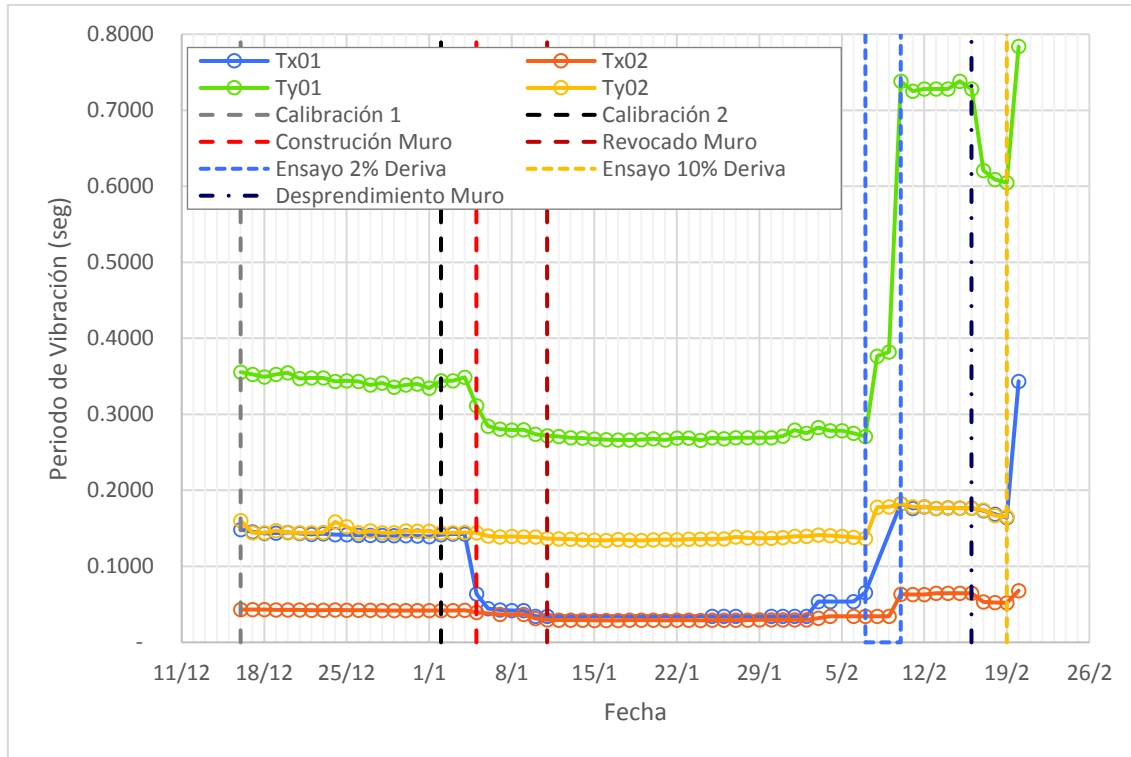
Este análisis realizado en cada uno de los días que el pórtico estuvo instrumentado nos da un registro de la variación de los periodos fundamentales de la estructura. En la figura 5.8 se presenta la variación del periodo fundamental en ambos sentidos (X y Y) en los 67 días que el pórtico estuvo en pie. Se han marcado también las fechas que se produjeron cambios en el comportamiento.

En la figura 5.8 se puede observar que antes de la construcción de la pared de mampostería, se tiene:

- El modo fundamental de la estructura correspondiente a Ty01 es una vibración traslacional en el sentido perpendicular combinada con algo de torsión. Este modo tiene un periodo de 0.35s.
- El segundo y tercer modos se encuentran prácticamente montados en la gráfica donde se ven juntas las líneas de Ty02 y Tx01. Tx01 corresponde a un modo traslacional en el sentido paralelo con un periodo de 0.14s y Ty02 es un modo torsional con periodo 0.15s.

- El cuarto modo identificado como Tx02, por la simplicidad del sistema estructural, se asume que es un modo de vibración en el sentido vertical que tiene algo influencia en la componente x. Este tiene un periodo de 0.04s.

FIGURA 5.8: Variación del periodo fundamental en ambos sentidos (X y Y):



Con la construcción de la mampostería de relleno se puede comprobar que hay una rigidización en todos los sentidos:

- El modo fundamental que corresponde a la traslación en sentido transversal Ty01 reduce su periodo en 21% de 0.35s a 0.27s.
- El segundo modo Ty02 que corresponde a la torsión, se ve afectado en menor medida con una reducción del 6%.
- El tercer modo que corresponde a la traslación en el sentido longitudinal obviamente tiene la mayor rigidización, con una reducción en su periodo del 72%. Este pasa de 0.14s a 0.04 s. con lo que se acopla al cuarto modo.

Después de los ensayos histeréticos se observa una clara pérdida de la rigidez en todos los modos:

- El periodo fundamental Ty01 aumentó su periodo 2.67 veces de 0.27s a 0.73s indicando una potencial formación de articulaciones en los elementos estructurales.
- El segundo y tercer modos vuelven a juntarse indicando un claro desacople entre el pórtico y la mampostería. El segundo modo aumento su periodo 1.3 veces de 0.13s a 0.18s. El tercer modo aumento su periodo 4.35 veces de 0.04s a 0.18s.
- El cuarto modo vuelve a diferenciarse y muestra un aumento de 2.1 veces el su periodo pasando de 0.03s a 0.06s, lo que indica la formación de rótulas en los elementos estructurales.

Algunas observaciones puntales adicionales que se pueden hacer sobre la gráfica:

- En todos los modos de vibración se observa una ligera pendiente decreciente en el periodo a lo largo del tiempo. Esto se explica por el continuo proceso de fraguado del hormigón. A lo largo del tiempo el pórtico sigue ganado resistencia y por consiguiente rigidez en sus elementos de hormigón.
- En el segundo ensayo de calibración elástica, se observa un pequeño salto en el periodo del modo fundamental, cosa que no se observa en el resto de los modos. Esto indica una afectación en la rigidez en el sentido transversal por la manipulación del pórtico al momento del ensayo. Para acoplar los equipos de carga se requirió subir sobre el pórtico y se pudo observar un fuerte movimiento de vaivén al caminar por la poca rigidez en el sentido transversal. Esto afectó en alguna medida la integridad de los elementos en este sentido. Se puede decir que la afectación se produjo por la manipulación y no por el ensayo en sí.
- Igualmente los cuatro días anteriores al ensayo histerético al 2% de la deriva se puede observar un pequeño salto en los modos Ty01 y Tx01 correspondiente a la manipulación en el pórtico en preparación para el ensayo y la colocación de la carga distribuida sobre la losa. Al aumentar la carga desplazable en el sistema, también aumenta el periodo de la estructura.

- Adicional al aumento de la rigidez por la construcción del muro, se puede observar un pequeño aumento el momento que se realizaron los trabajos de revocado. Este trabajo consistió principalmente en igualar las juntas de mortero y sellar las juntas con el pórtico.
- En los cuatro días que duró el ensayo histerético al 2% de la deriva se puede observar la degradación de la rigidez de forma gradual en los primeros días que se mantuvo dentro del rango “elástico” y de forma abrupta en el último día donde se trabajó principalmente en el rango “inelástico”.
- El 16 de febrero se puede observar una caída significativa en los periodos de todos los modos. Si bien al finalizar el ensayo histerético al 2% de la deriva, la porción superior del muro se encontraba adherida a la losa del pórtico, el lunes 19 de febrero se encontró que esta porción se había desprendido y estaba asentada sobre la porción inferior. Esta caída en el periodo responde a la reducción de la masa desplazable. Esta porción de muro si bien ya no aportaba rigidez al sistema, seguía siendo parte de la masa del sistema.

Para los pórticos A y B sólo se midió puntualmente las vibraciones por el ruido ambiental antes del ensayo de carga lateral. Los espectros de Fourier de cada uno de los pórticos se presentan a continuación en la figura 5.9.

FIGURA 5.9: Espectros de Fourier pórticos A y B:

a) PÓRTICO A:

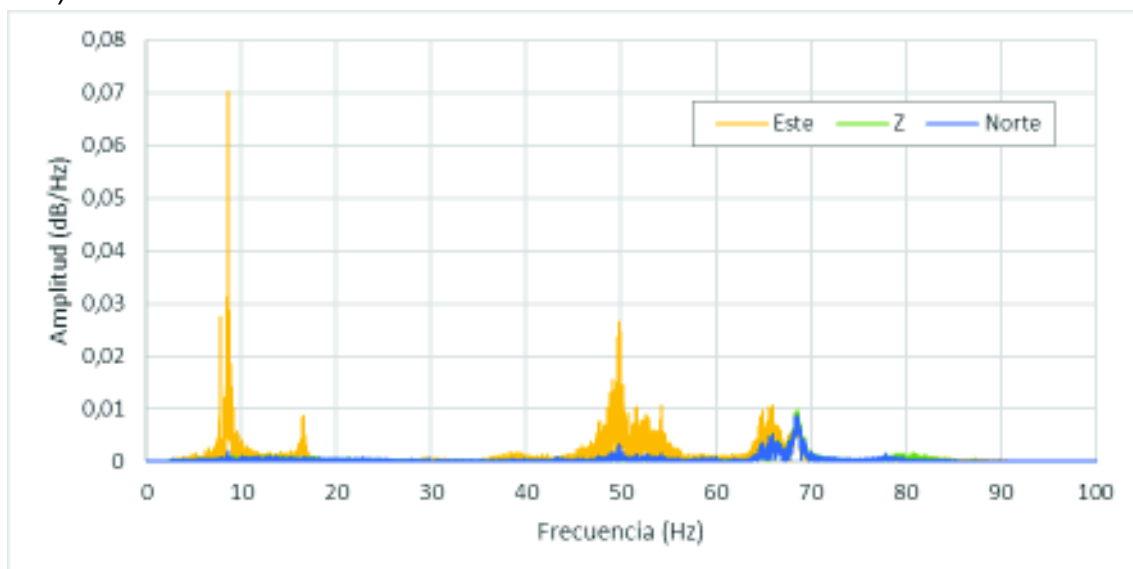
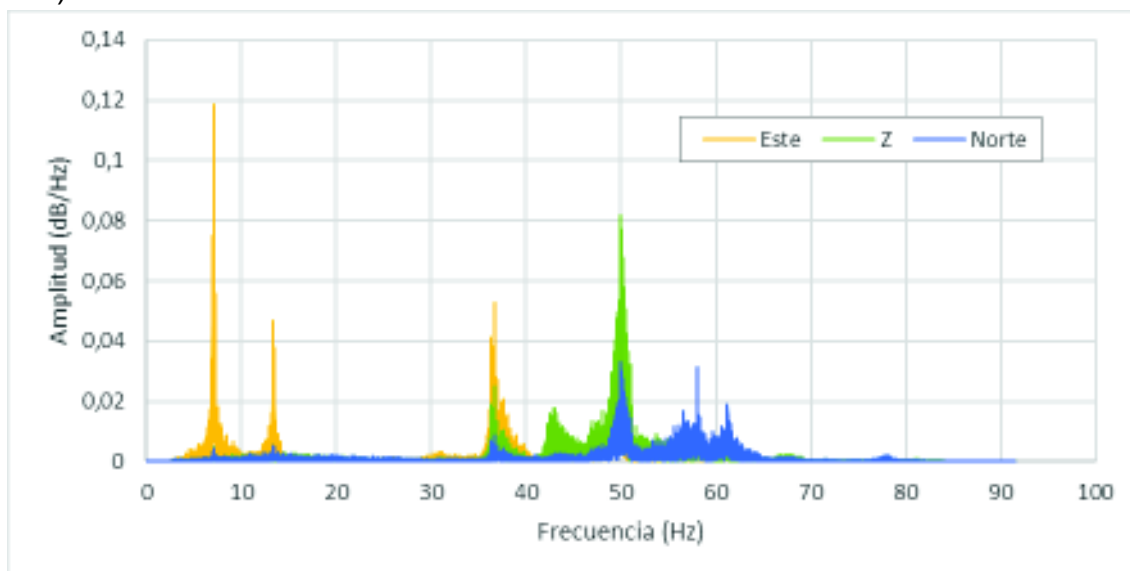


FIGURA 5.9: Continuación:
b) PÓRTICO B:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ambos pórticos muestran una mayor rigidez tanto en el sentido longitudinal como en el transversal con respecto al pórtico C. El resumen de los periodos de vibración en cada uno de los pórticos se presenta en la tabla 5.6. En el pórtico se han diferenciado todos los cambios significativos en el comportamiento de la siguiente manera: C_A Pórtico vacío; C_B Pórtico relleno con mampostería; C_C Pórtico dañado por ensayo al 2% de la deriva; C_D Pórtico dañado y sin carga vertical; C_E Pórtico dañado después del ensayo al 10% de la deriva.

TABLA 5.6: Periodos de vibración de los pórticos A, B y C:

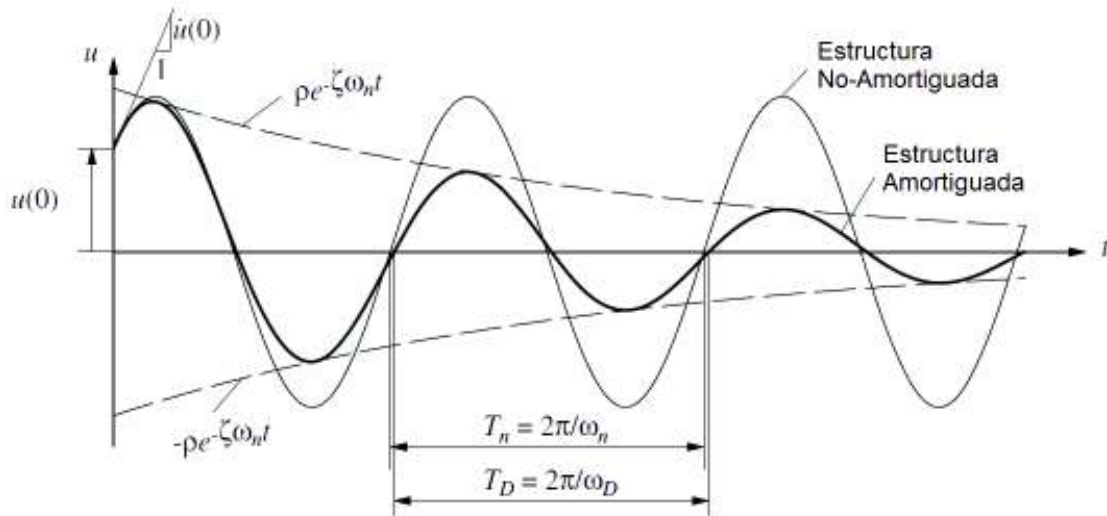
Portico	T _x (seg)	f _x (Hz)	T _y (seg)	f _y (Hz)	T _z (seg)	f _z (Hz)
A	0,01459	68,5547	0,11587	8,6304	0,01461	68,4326
B	0,01767	56,5857	0,14161	7,0618	0,01990	50,2504
C _A	0,14230	7,0274	0,34520	2,8969	0,04240	23,5849
C _B	0,04080	24,5098	0,27310	3,6617	0,0305	32,8323
C _C	0,17770	5,6275	0,73053	1,3689	0,06390	15,6495
C _D	0,16873	5,9265	0,60910	1,6418	0,05246	19,0613
C _E	0,34348	2,9114	0,78390	1,2757	0,06798	14,7095

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

2.4.2.10 VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO:

Se realizaron 2 ensayos *snap back* en cada uno de los pórticos A y B mediante la inducción de un desplazamiento inicial. El desplazamiento se logró mediante la tensión de una barra de acero enganchada en el extremo muro y tirada desde el muro de reacción. Se tensionó la barra hasta una carga determinada para luego cortarla repentinamente. Esto produce una vibración en el modo fundamental del sentido longitudinal del pórtico. Esto en dinámica de estructura se conoce como vibración libre amortiguada.

FIGURA 5.10: Formulación de la vibración libre amortiguada:



FUENTE: Modificado de Chopra (2012).

La figura 5.10 extraída del libro de dinámica de Estructura de Chopra (2012) nos sirve para explicar de forma gráfica el decaimiento de la vibración a causa del amortiguamiento viscoso equivalente. Donde T_D y T_n son los periodos de vibración amortiguado y no-amortiguado; ω_D y ω_n son las frecuencias angulares amortiguada y no-amortiguada; t es el tiempo, u es el desplazamiento; ρ es la envolvente del decaimiento, y ζ es el amortiguamiento viscoso equivalente.

Así de las vibraciones amortiguadas obtenidas de los ensayos, se determina el periodo T_D como el tiempo entre dos picos consecutivos de la curva y el amortiguamiento mediante la ecuación 5.1:

$$\zeta = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot i} \cdot \text{Ln} \left(\frac{u_0}{u_i} \right) \quad (5.1)$$

En donde, i es un contador que indica el número ciclo de la vibración. u_0 y u_i son el desplazamiento inicial y el desplazamiento del i -ésimo ciclo. Calculando el amortiguamiento para varios ciclos de la vibración, podemos obtener un amortiguamiento promedio y verificarlo con el ajuste de la curva del decaimiento.

Ahora bien, los registros de las aceleraciones obtenidas de los ensayos, de los debe procesar mediante dos integraciones sucesivas, encontrar el desplazamiento. Adicionalmente se debe hacer una corrección de línea base. Esta corrección lo que hace es encerrar y centrar el desplazamiento alrededor del punto de equilibrio de la estructura. Finalmente la señal debe ser filtrada alrededor del periodo de vibración fundamental en el sentido del ensayo eliminando el resto de las frecuencias. Todo este procesamiento se hizo de forma directa con el paquete computacional SeismoSignal (2016).

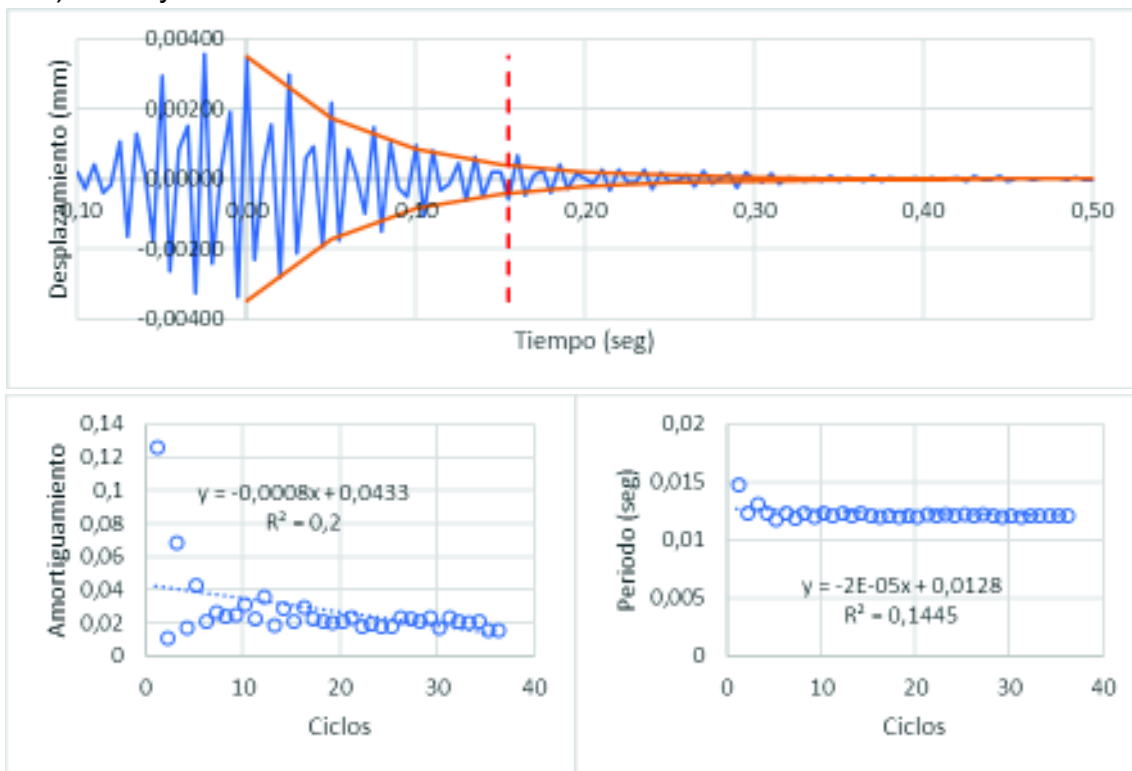
En la figura 5.11 se presentan los resultados de los ensayos *snap back* en los pórticos A y B. Se presenta únicamente un ensayo característico de cada pórtico. El resto de ensayo se los puede encontrar en el Anexo D. Para cada ensayo se presenta la gráfica de la vibración enmarcada por su decaimiento y se indica el límite donde se ubica la duración significativa de la excitación, la variación del amortiguamiento y la variación del periodo.

Como se puede observar en las gráficas de los ensayos del pórtico A, la rigidez que hace que se tenga una frecuencia de vibración muy alta que consecuentemente ocasiona que la tasa de muestreo de 200sps no sea suficiente para definir apropiadamente la forma de las curvas de la vibración. En el pórtico B, con una frecuencia menor, se tiene curvas mucho mejor definidas.

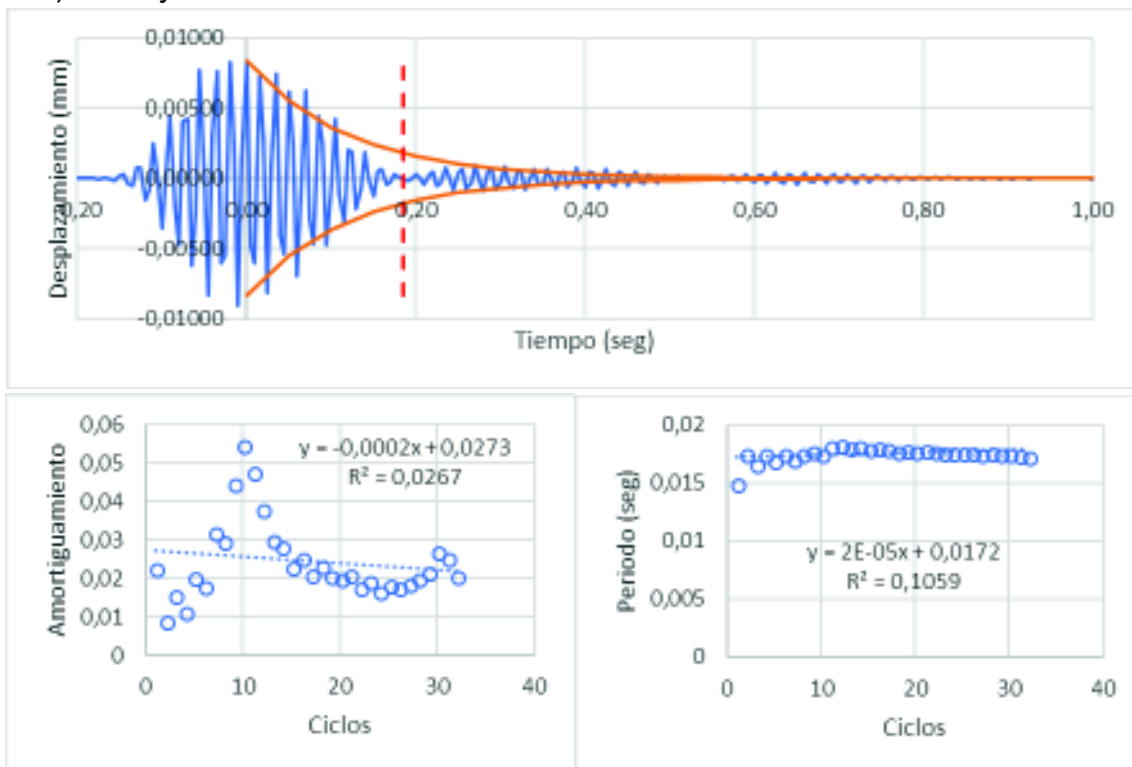
En el caso del ensayo 1 del pórtico B se puede apreciar la presencia de un pulso que distorsiona la curva de la vibración. Esto se puede deber a que el corte de la barra de anclaje no se hizo de manera instantánea o porque al corte se golpeó del pórtico accidentalmente.

FIGURA 5.11: Resultados de ensayos de vibración libre amortiguada (*Snap Back*) en pórticos A y B:

a) Ensayo 2 Pórtico A:



a) Ensayo 1 Pórtico B:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En todos los casos se puede apreciar para los primeros ciclos amortiguamientos altos, estos decaen rápidamente y aparentemente tienden estabilizarse en un decremento constante una vez sobrepasado el límite de la duración significativa de la excitación. Se requiere más investigación para definir bien el fenómeno.

En el caso del periodo de vibración, con la excitación inicial igualmente se aprecia un incremento súbito en el periodo en relación con el obtenido en los ensayos de vibración ambiental. Este incremento decae de forma mucho más rápida que el amortiguamiento hasta estabilizarse en el valor constante nuevamente.

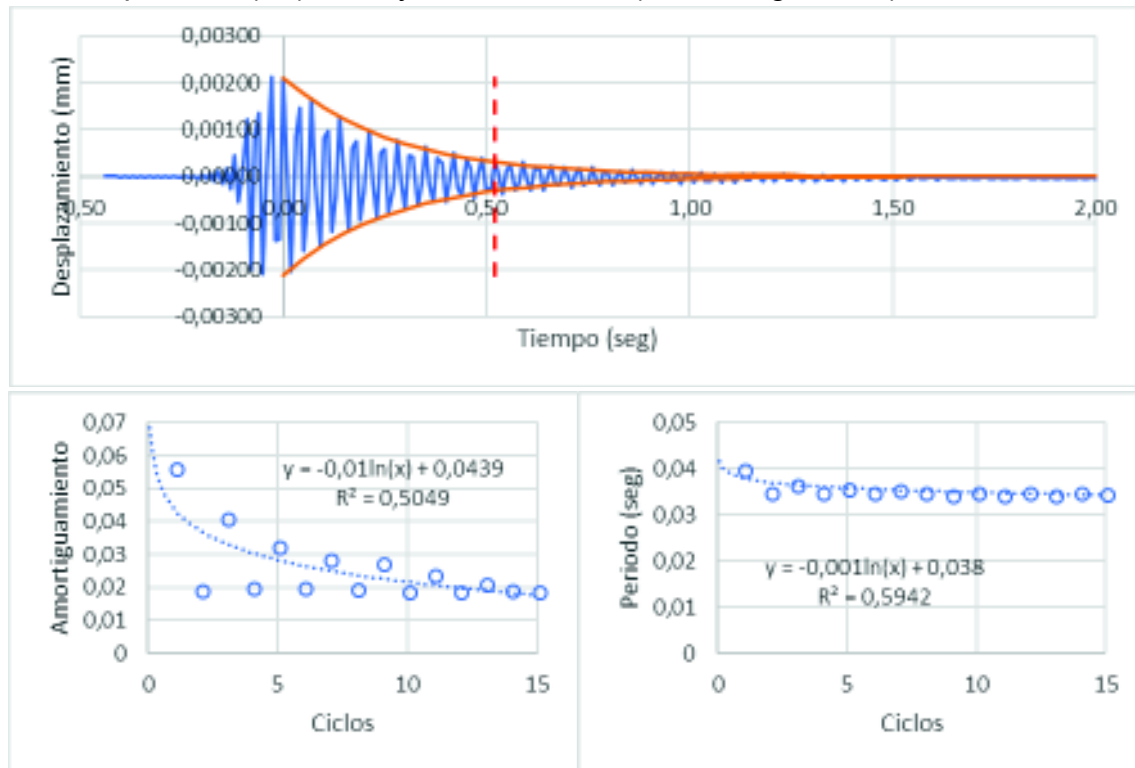
Con el pórtico C hubo mucha más disponibilidad para la realización de este tipo de ensayos por lo que se realizaron 5 grupos de ensayos de caracterización para los mismos instantes descritos en la tabla 5.4. En cada grupo de ensayos se realizaron 20 pruebas en cada sentido.

En estas pruebas se modificó la metodología de inducción de la excitación, y en lugar de producir una deformación inicial, se optó por producir una velocidad inicial mediante el impacto de un martillo de demolición Trupper de 10lb. El impacto se lo realizó sobre placas de caucho de 25mm colocadas, una en el costado de la cabeza de la columna A y otra centrada en el costado de la franja de losa.

Este impacto nos produce una vibración inicialmente forzada pero que una vez que se estabiliza el movimiento ondulatorio, pasa a ser una vibración libre amortiguada y la vibración decae paulatinamente de igual manera que en los ensayos de los pórticos A y B. En la figura 5.12 se presenta como muestra uno de los ensayos realizados sobre el pórtico C con la pared de relleno. En el Anexo D se puede observar una muestra en cada sentido de los 5 grupos de ensayos realizados sobre el pórtico C.

Para el caso del pórtico relleno con la mampostería (C_B), se puede ver que al igual que con los pórticos A y B, la frecuencia de vibración natural en el sentido longitudinal es tan alta que la tasa de muestreo de 100sps no es suficiente para definir con claridad la curva de la oscilación.

FIGURA 5.12: Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico relleno con mampostería (C_B): Ensayo 13 Sentido X (NS - Longitudinal):



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

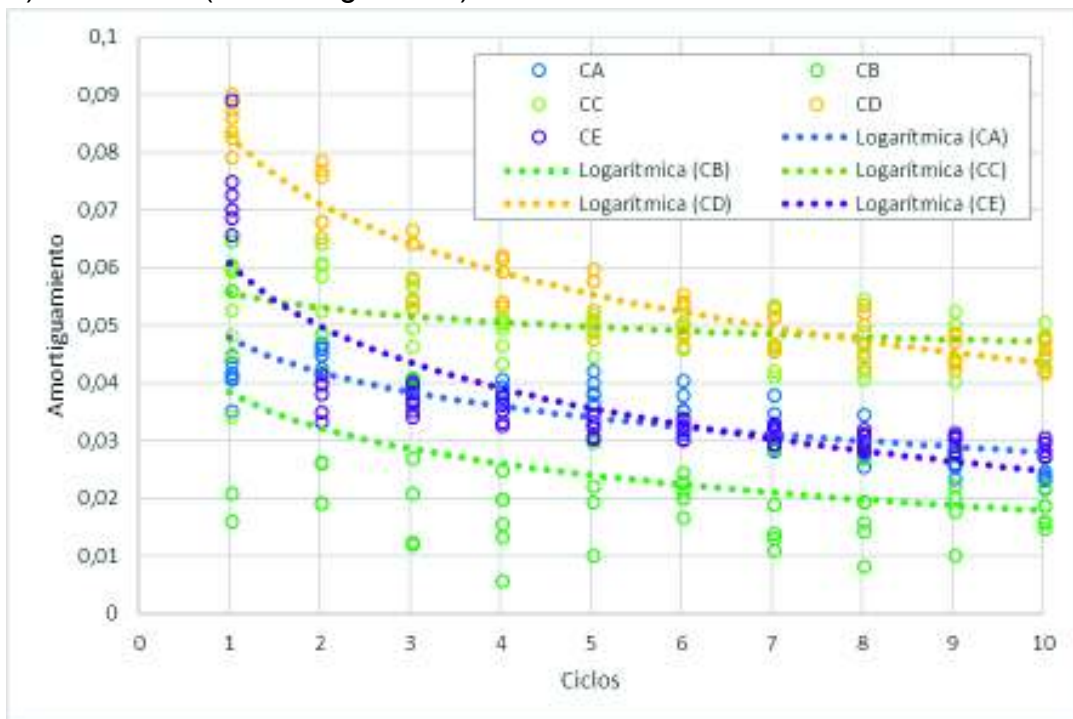
Analizando la variación del amortiguamiento vemos que se mantiene el comportamiento presentado en los pórticos A y B: se tiene un valor alto inicialmente en los primeros ciclos el cual decae y se estabiliza con una pendiente decreciente gradual.

Para el caso del periodo de vibración natural de igual manera se obtienen valores superiores a los obtenidos en los ensayos de ruido ambiental que tienden a bajar hasta estabilizarse nuevamente en el valor original. En los resultados obtenidos vemos que la variación inicial es mucho menor que en los pórticos A y B y el decaimiento se desarrolla de forma mucho más lineal.

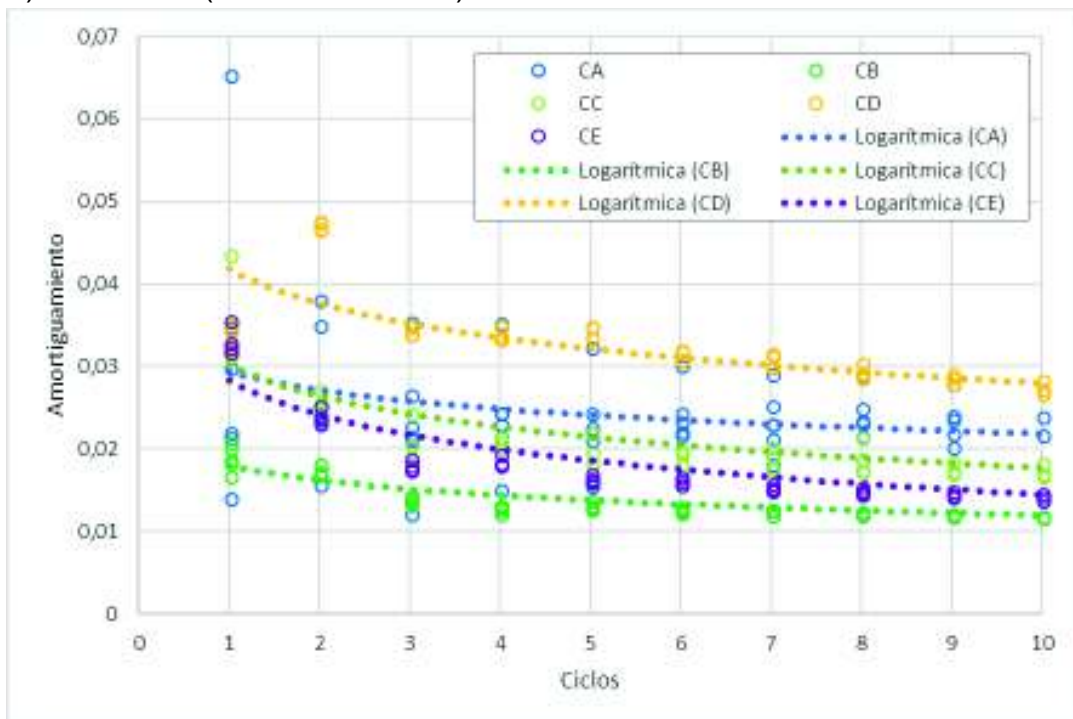
En la figura 5.13 se presentan de forma comparativa los resultados de variación del amortiguamiento y en la figura 5.14 se presenta la variación del periodo de vibración.

FIGURA 5.13: Variación del amortiguamiento en los ensayos de vibración libre amortiguada del pórtico C:

a) Sentido X (NS - Longitudinal):



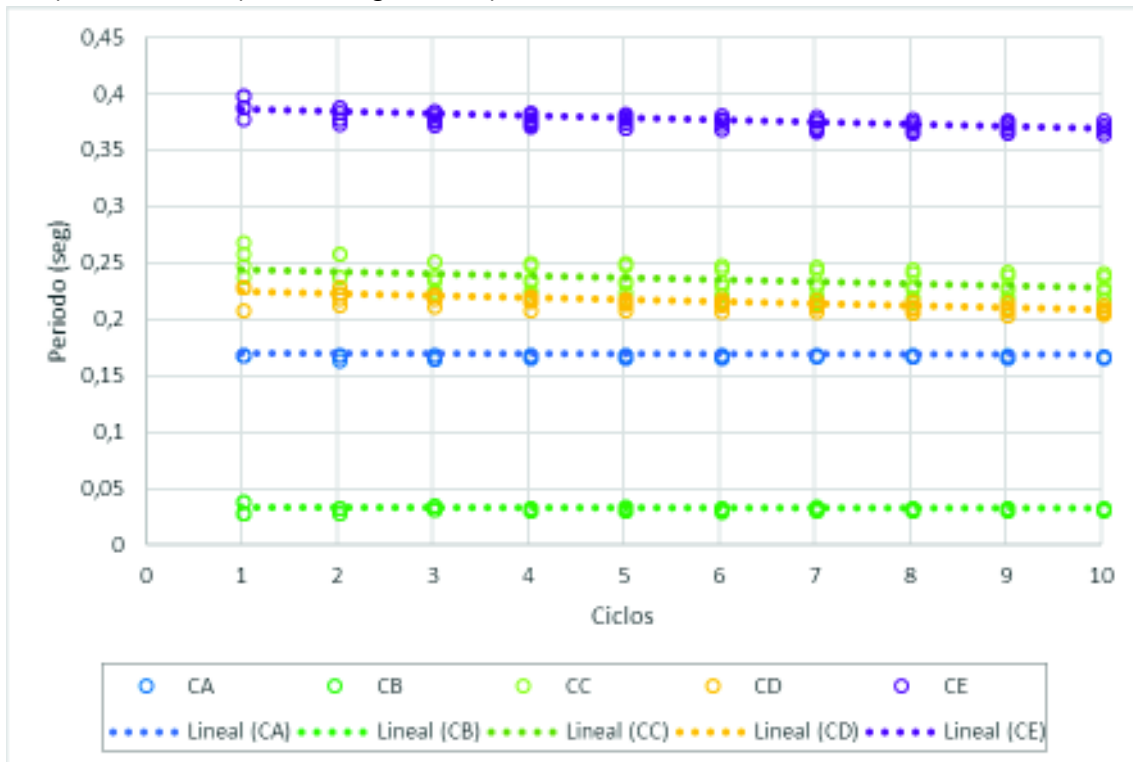
b) Sentido Y (EO - Transversal):



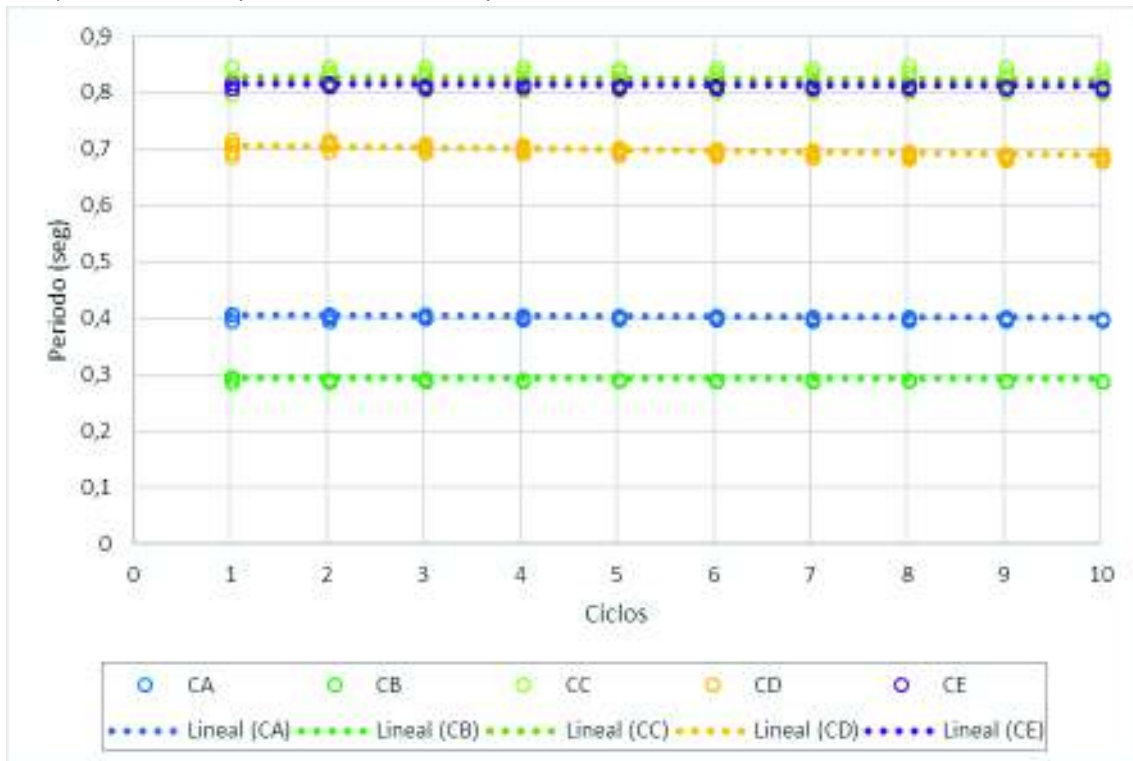
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.14: Variación del periodo de vibración natural en los ensayos de vibración libre amortiguada del pórtico C:

a) Sentido X (NS - Longitudinal):



b) Sentido Y (EO - Transversal):



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El resumen de resultados se presenta de forma tabular en la tabla 5.7 para las vibraciones en sentido X (NS Longitudinal) y en la tabla 5.8 para el sentido Y (EO Transversal).

TABLA 5.7: Resumen de resultados de ensayos de vibración libre en sentido X:

Duración Significativa (seg)							
	A	B	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	0.15	0.19	1.89	0.50	1.18	1.08	3.33
Desviación	0.01	0.00	0.03	0.02	0.07	0.02	0.09
Error	4.71%	0.95%	1.81%	4.73%	5.62%	1.59%	2.68%
Periodo Amortiguado (seg)							
	A	B	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	0.0124	0.0177	0.1691	0.0338	0.2359	0.2167	0.3738
Desviación	0.0000	0.0002	0.0009	0.0015	0.0127	0.0040	0.0049
Error	0.06%	0.89%	0.51%	4.34%	5.37%	1.83%	1.32%
Amortiguamiento ζ							
	A	B	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	0.0274	0.0219	0.0342	0.0214	0.0505	0.0571	0.0328
Desviación	0.0008	0.0023	0.0023	0.0091	0.0039	0.0039	0.0017
Error	2.75%	10.71%	6.61%	42.55%	7.63%	6.85%	5.29%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

TABLA 5.8: Resumen de resultados de ensayos de vibración libre en sentido Y:

Duración Significativa (seg)					
	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	1.89	5.32	11.50	9.55	16.19
Desviación	0.03	0.12	0.21	0.06	0.07
Error	1.81%	2.19%	1.80%	0.66%	0.45%
Periodo Amortiguado (seg)					
	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	0.1691	0.2933	0.8217	0.6900	0.8120
Desviación	0.0009	0.0009	0.0167	0.0054	0.0018
Error	0.51%	0.30%	2.04%	0.78%	0.22%
Amortiguamiento ζ					
	C _A	C _B	C _C	C _D	C _E
Promedio	0.0342	0.0126	0.0203	0.0296	0.0156
Desviación	0.0023	0.0001	0.0020	0.0007	0.0005
Error	6.61%	0.92%	9.97%	2.53%	3.22%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

De los resultados obtenidos podemos hacer las siguientes observaciones:

- El amortiguamiento obtenido en una vibración es inversamente proporcional a la rigidez del sistema y a la masa desplazable.

- La duración significativa de la excitación en la estructura es inversamente proporcional a la rigidez lateral del sistema estructural y directamente proporcional a la masa desplazable.
- El amortiguamiento presenta valores superiores para los primeros ciclos del movimiento oscilatorio. Estos valores decaen y tienden a estabilizarse aparentemente en los ciclos en intervalos de tiempo superiores a la duración significativa de la excitación. Esto puede ser ocasionado por una resistencia de la estructura a vibrar fuera de su periodo natural en los primeros instantes de la excitación.
- Este fenómeno también se puede explicar por la participación de múltiples modos de vibración en los primeros instantes activados por la perturbación causada en el pórtico.
- Si bien los resultados obtenidos son bastante consistentes, se requiere mayor investigación sobre este fenómeno inclusive para descartar posibles fallas en la metodología del ensayo.

5.4.2. ENSAYOS DE CARGAS LATERALES CÍCLICAS:

Para la caracterización del comportamiento histerético de los tres pórticos estudiados en esta investigación se realizaron ensayos estáticos con protocolos de carga lateral cíclicos. Los patrones de carga empleados y los resultados obtenidos se presentan a continuación.

2.4.2.11 PATRONES DE CARGA ELÁSTICA E INELÁSTICA:

Para los ensayos de los pórticos A y B, por solicitud de la empresa contratante Bekaert, se emplearon protocolos por control de la carga lateral. El ensayo del pórtico C se realizó por control de desplazamientos y se utilizó como guía las especificaciones de la norma ASTM E2126-11. Esta especificación, si bien está concebida para bastidores de madera o metal arriostrados por revestimientos

solidos o panelería estructural, los conceptos en que se basa son perfectamente aplicables al caso de estudio.

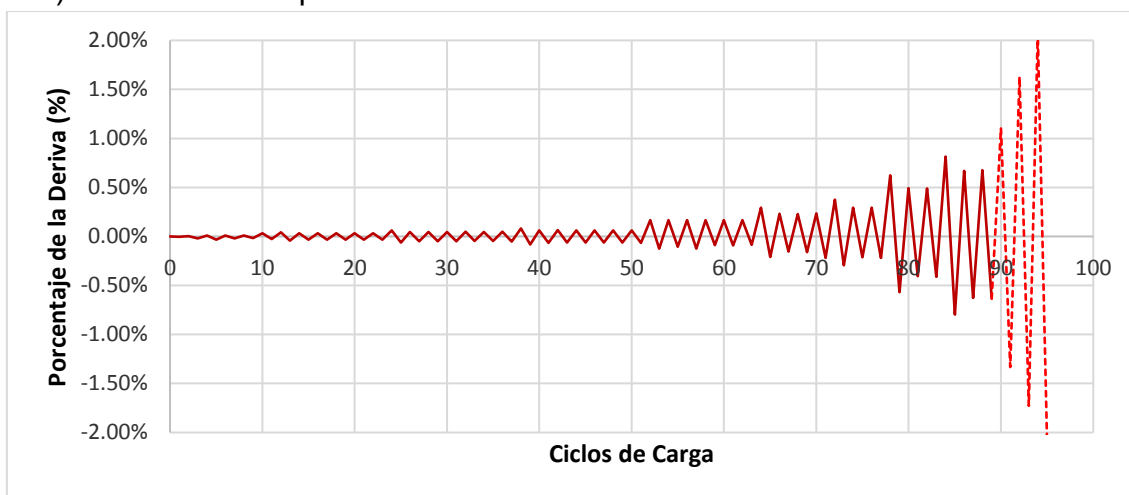
Los protocolos de carga empleados en los ensayos de los pórticos A y B se presentan en la figura 5.15a. El protocolo de carga empleado en el pórtico C corresponde al método de ensayo C (*CUREE Basic Loading Protocol*) de la norma ASTM, y se presenta en la figura 5.15b. Los protocolos de carga definen la aplicación de la sollicitación lateral hasta alcanzar 80% del pico de la resistencia, lo que se marca con una línea sólida. En todos los ensayos, los pórticos fueron llevados hasta la falla última, lo que se indica con la línea punteada en ambas gráficas.

FIGURA 5.15: Protocolos de carga de los ensayos histeréticos:

a) Control de Carga – Pórticos A y B:



b) Control de Desplazamiento – Pórtico C:

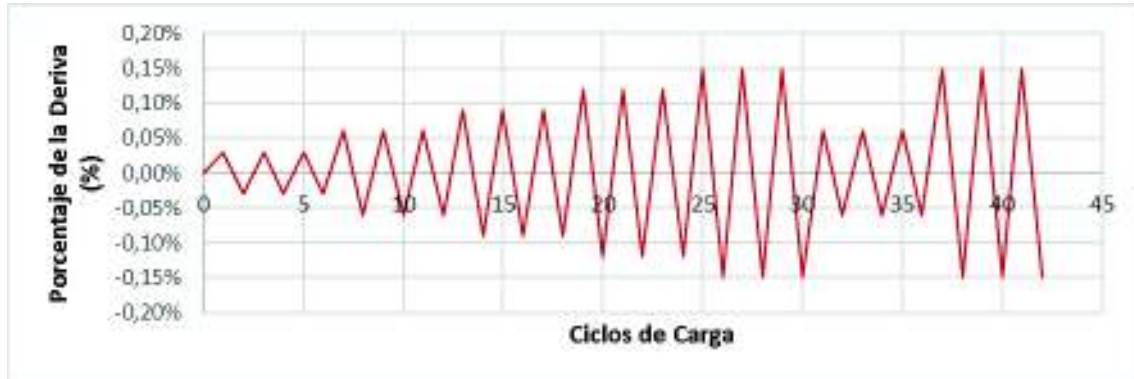


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En el pórtico C se realizaron adicionalmente 2 ensayos elásticos de calibración del pórtico sólo. Para esto se cargó progresivamente de forma lateral el pórtico hasta

en 0.15% de la deriva en ambas direcciones. El protocolo de carga empleado se presenta en la figura 5.16.

FIGURA 5.16: Protocolos de carga de los ensayos elásticos de calibración del pórtico vacío:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

2.4.2.12 ENSAYOS ELÁSTICOS DE CALIBRACIÓN:

Se realizaron dos ensayos de calibración elástica del pórtico C. El primero se realizó a los 15 días de la fundición de la losa y el segundo a los 32 días. Los resultados se presentan en la gráfica de la figura 5.17. En los 17 días de diferencia entre los dos ensayos se puede ver un aumento del 10.26% en la rigidez lateral por aumento de la resistencia del hormigón de los elementos de la estructura. En las gráficas, la pendiente de la recta nos indica la rigidez del pórtico.

FIGURA 5.17: Ensayos elásticos de carga lateral Pórtico C

a) Ensayo 1 (16 de diciembre de 2017):

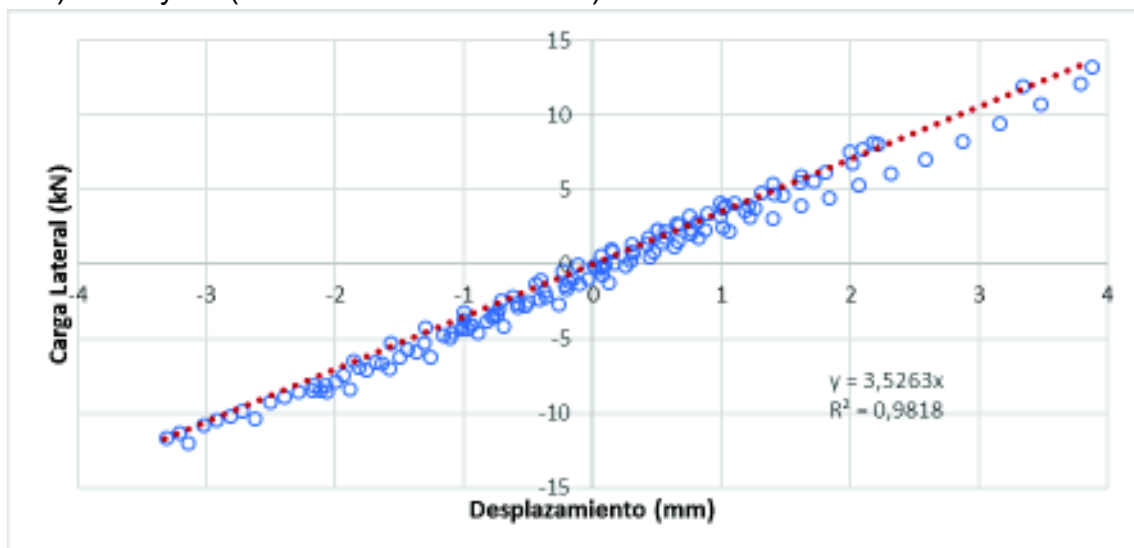
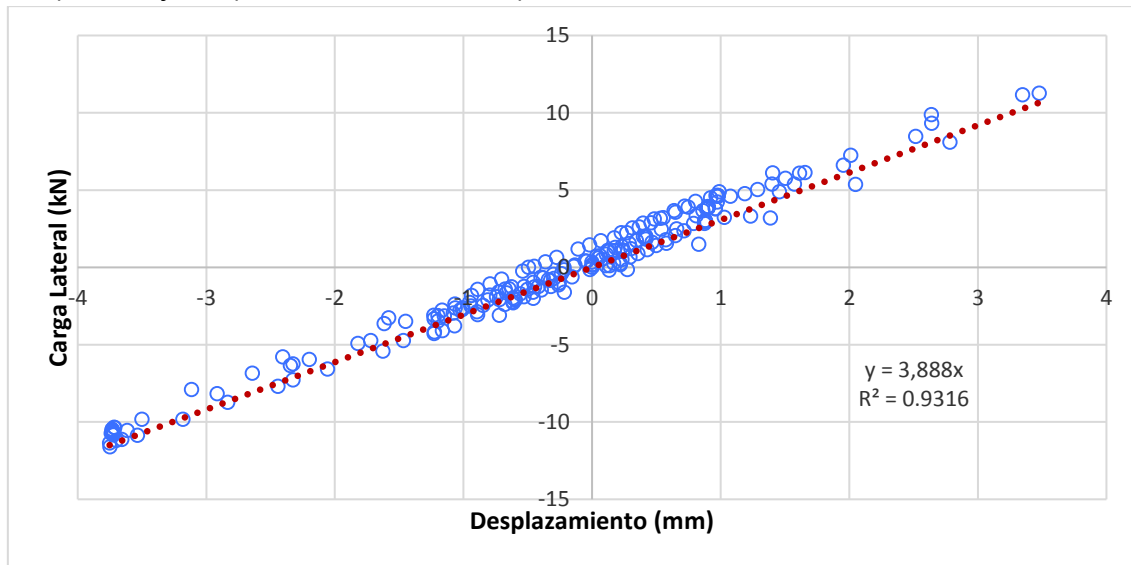


FIGURA 5.17: Continuación:

b) Ensayo 2 (2 de enero de 2018):



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Adicionalmente a estos dos ensayos, en el proceso de preparación y calibración del ensayo histerético del pórtico C, se realizaron algunas pruebas en el rango elástico del pórtico relleno con la mampostería a los 33 días de construcción de la mampostería de relleno (63 días de fundición de la losa). Los resultados de estas pruebas se presentan en la figura 5.17. Se han separado los datos de la carga inicial (figura 5.18a) y de las pruebas subsecuentes (figura 5.18b).

FIGURA 5.18: Pruebas de calibración elástica del pórtico C relleno con mampostería:

a) Rango inicial:

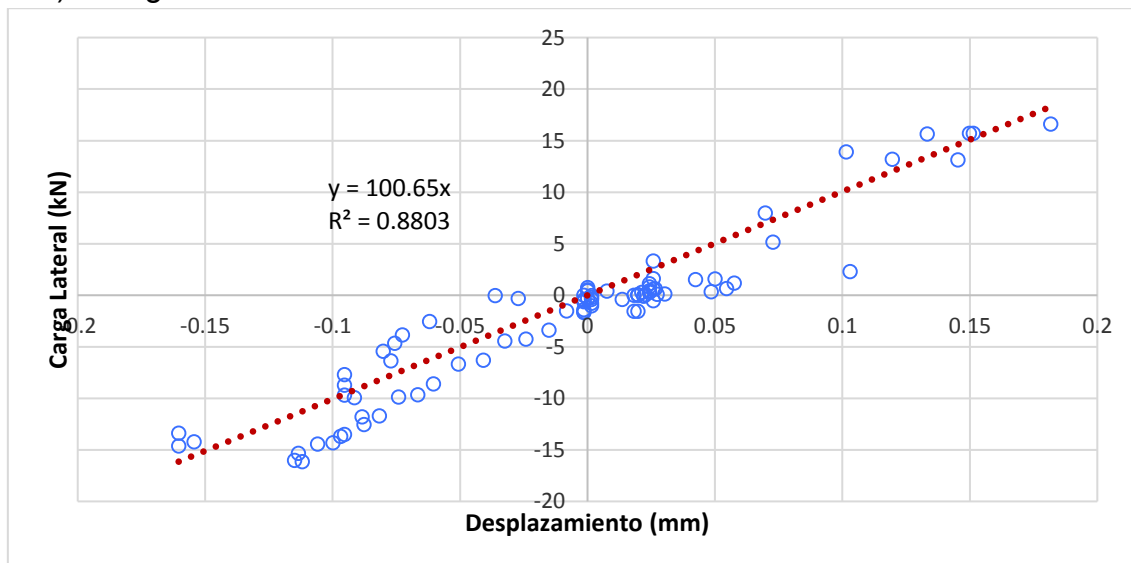
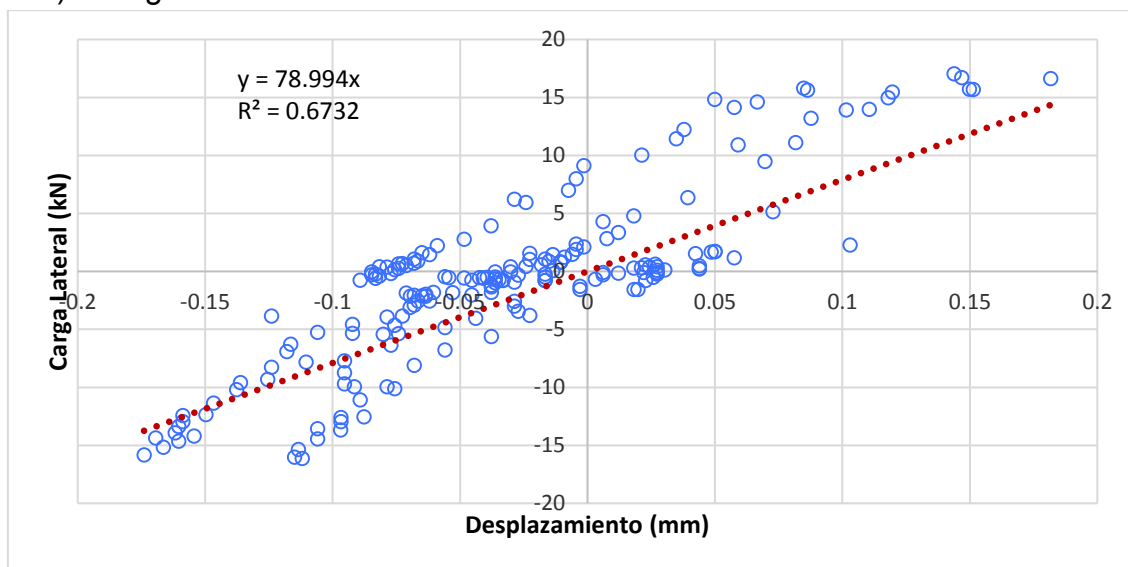


FIGURA 5.18: Continuación:

b) Rango elástico:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para el primer ciclo de carga el pórtico presenta una rigidez lateral 100.65kN/mm e inmediatamente para los ciclos subsecuentes, la rigidez decae 21.52% a 78.994kN/mm.

Con esto, se puede ver que la rigidez lateral del pórtico aumentó 25.89 veces al incluir la mampostería. Si tenemos en cuenta que la rigidez inicial únicamente se podría presentar en la primera vez que el pórtico sufra algún tipo de sollicitación lateral e inmediatamente esta decaería, y tomamos como rigidez la obtenida en el rango elástico, el aumento sería igual a 20.32 veces la rigidez del pórtico vacío obtenida en el segundo ensayo de calibración.

2.4.2.13 ENSAYOS HISTERÉTICOS DE CARGA LATERAL:

Los ensayos histeréticos por carga lateral de los pórticos se realizaron de acuerdo con los protocolos de carga de la figura 5.14. Los pórticos A y B fueron ensayados bajo un control de la carga aplicada mientras que el pórtico C bajo control del desplazamiento.

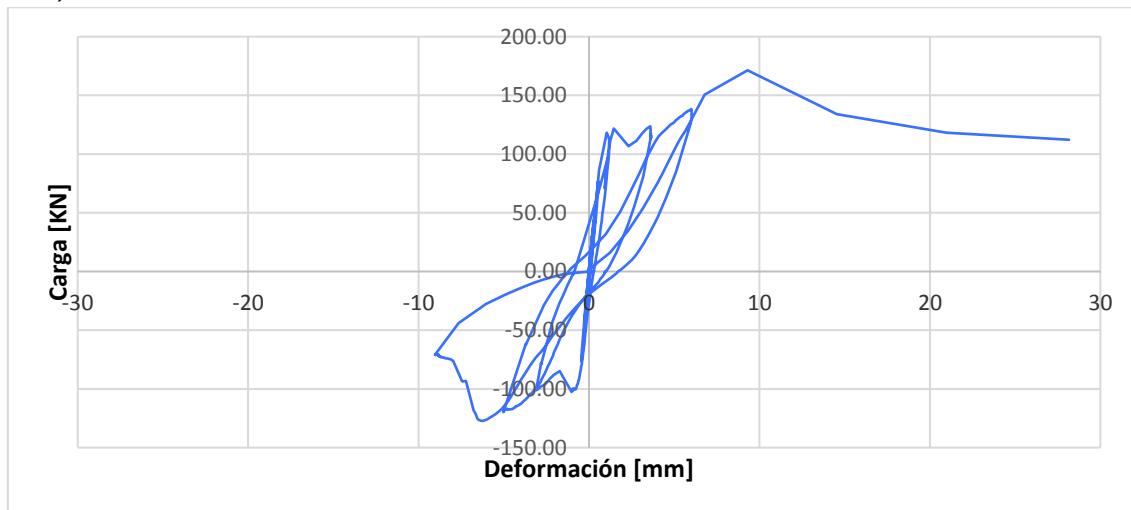
En los ensayos se tomaron en cuenta como puntos de interés de las curvas los siguientes aspectos:

- Punto de desprendimiento del marco de hormigón (Dm).
- Punto de aparición de la primera grieta en la mampostería en ambos sentidos (Dg).
- Punto de aparición de la primera grieta en la pórtico de hormigón en ambos sentidos (Df).
- Punto de resistencia máxima en ambos sentidos (P_{max}).
- Punto de decaimiento al 80% de la resistencia máxima en ambos sentidos (P_{Ult}).

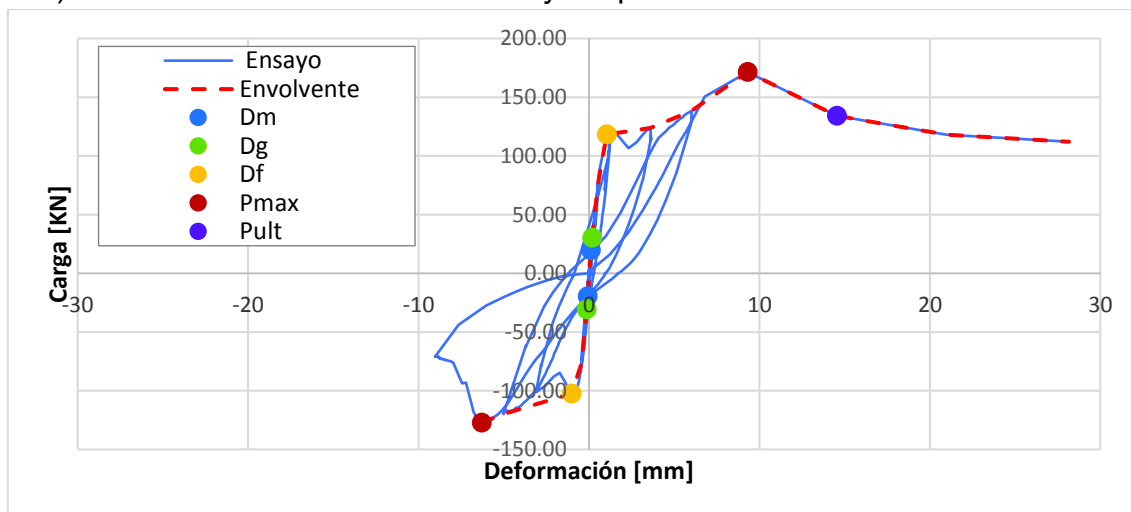
En la figura 5.19 se presentan los resultados del ensayo histerético del pórtico A.

FIGURA 5.19: Resultados ensayo histerético pórtico A:

a) Curva esfuerzo vs. deformación:



b) Determinación de la envolvente y los puntos de interés:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En el pórtico A no se pudo apreciar un desprendimiento de la mampostería con las columnas, únicamente la formación de una grieta horizontal en la junta de mortero inmediatamente inferior a la viga. El agrietamiento del marco se presentó principalmente en las cabezas de la columnas y a un tercio de la altura de estas.

Este pórtico tuvo una falla repentina sumamente frágil. La cabeza de la columna del costado donde se aplicaba la carga lateral falló por corte y el nudo del lado opuesto prácticamente se desarmó cuando se aplicaban 171.36kN. Esto provocó un rápido decaimiento de la resistencia que ya no permitió la obtención de la carga última en el sentido opuesto. En este punto la mampostería presentaba únicamente dos grietas en cada sentido de la diagonal bien marcadas.

Este pórtico presentaba la mejor calidad de bloque de mampostería y se encontraba perfectamente confinado en el marco de hormigón armado. Esto nos lleva a concluir que si el pórtico no mantiene un cierto nivel de resistencia y ductilidad, la calidad del relleno es irrelevante puesto que si el pórtico se desarma esta ya no aporta a la resistencia última. De hecho, el tener una mampostería muy resistente y rígida provocó una falla temprana en el sistema estructural. En la figura 5.20 se presenta el estado del pórtico al final del ensayo.

FIGURA 5.20: Pórtico A al final del ensayo:



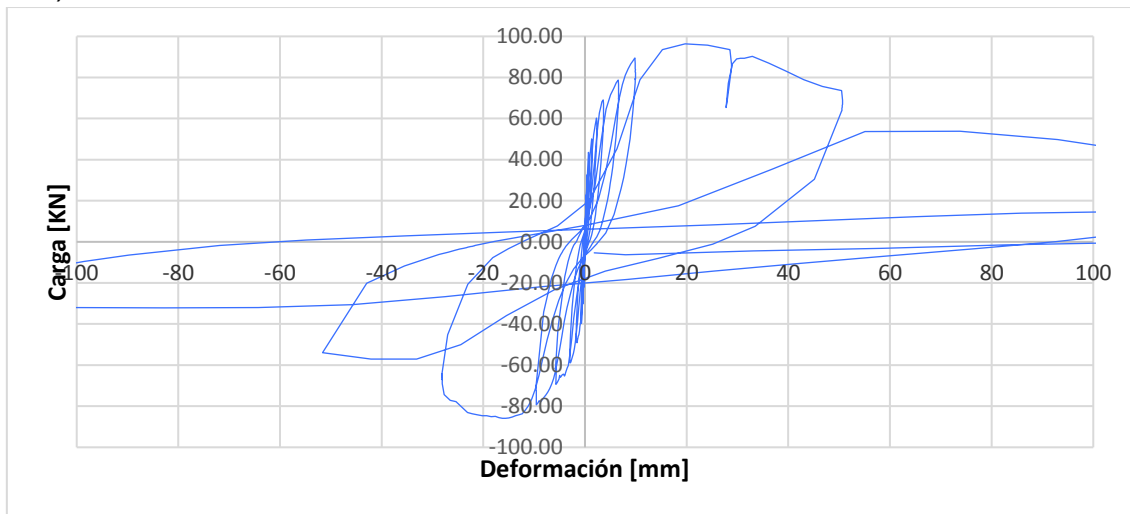
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Este tipo de falla se la podría catalogar como FJF: Falla de las juntas del marco estructural.

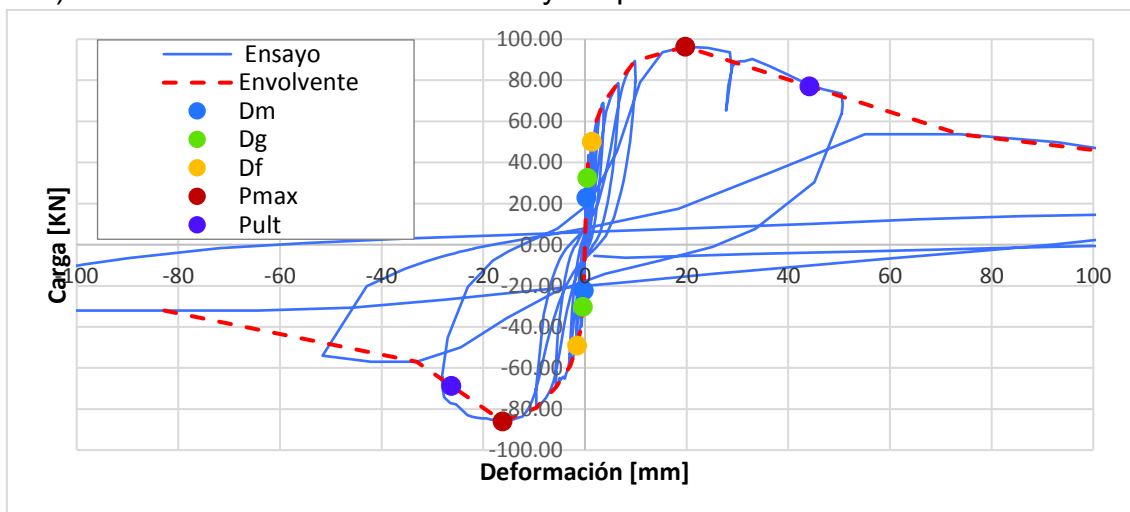
En la figura 5.21 se presentan los resultados del ensayo histerético del pórtico B.

FIGURA 5.21: Resultados ensayo histerético pórtico B:

a) Curva esfuerzo vs. deformación:



b) Determinación de la envolvente y los puntos de interés:



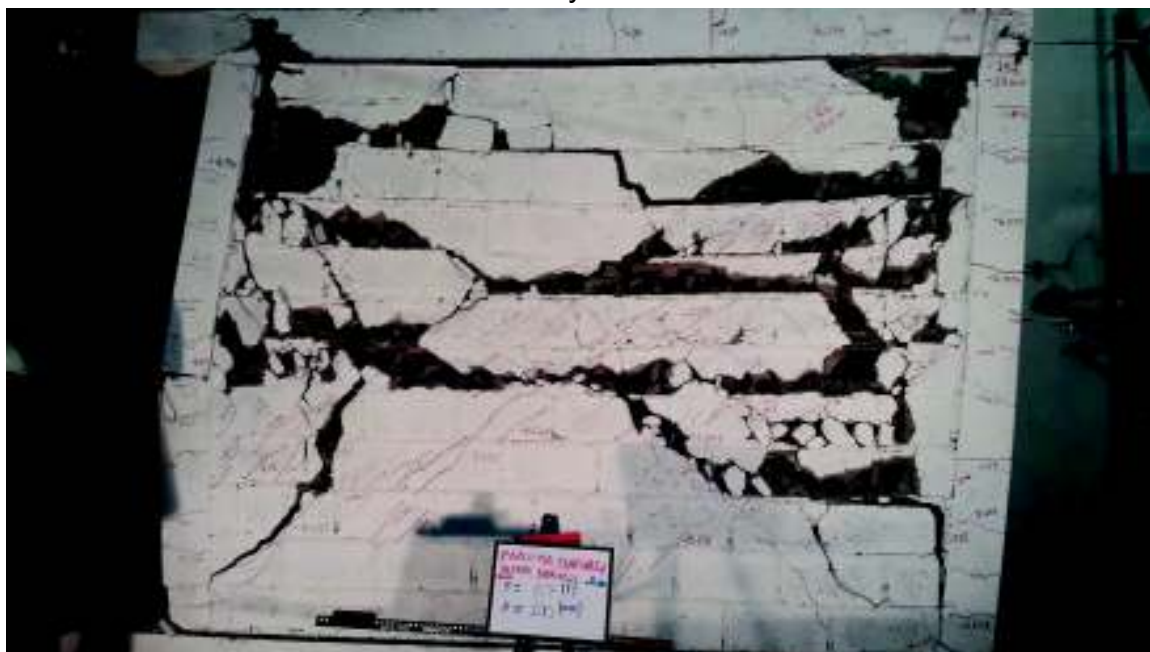
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El pórtico B si bien tuvo una resistencia máxima 38.64% menor que el pórtico A, presenta un comportamiento mucho más dúctil, donde mampostería y pórtico van fallando a la par. En la gráfica se pueden apreciar lazos de histéresis más amplios y mucho mejor definidos. En este ensayo la mampostería alcanzó un nivel de agrietamiento bastante más extenso antes de que se produzca la caída de la resistencia de la estructura.

Se puede observar patrones de agrietamiento difuso con una cierta orientación en el sentido de la diagonal. Esto se debe a la presencia de los conectores entre el pórtico y la mampostería además de refuerzos horizontales a lo largo de algunas juntas de mortero. Así mismo la presencia de este refuerzo no permitió ver la separación entre el marco y el panel de mampostería, únicamente entre el panel y las vigas inferior y superior. Se puede verificar que la presencia del refuerzo hace que las grietas con cualquier tipo de inclinación al crecer y expandirse se alineen con la junta de mortero. Este patrón de agrietamiento hace que se formen porciones rectangulares de mampostería apiladas verticalmente que desarrollan un mecanismo friccionante al movimiento lateral.

En el marco de hormigón se pudo observar la formación de grietas a todo lo largo de las columnas y sobre todo una mecanismo de falla a media altura. Los nudos si bien no llegaron a fallar, presentaron una fuerte concentración de grietas. La falla final del sistema se presentó como una falla a tensión en la barras longitudinales en la columna del costado donde se aplicaba la carga. En la figura 5.22 se puede apreciar el estado del pórtico al final del ensayo.

FIGURA 5.22: Pórtico B al final del ensayo:



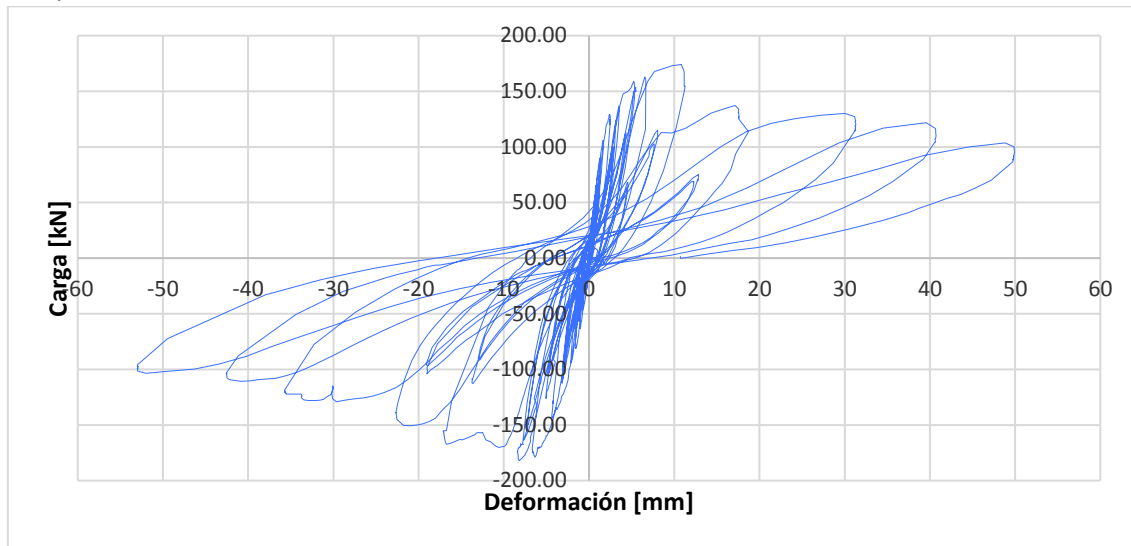
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Este tipo de falla se la podría catalogar como SS: Falla por deslizamiento a corte.

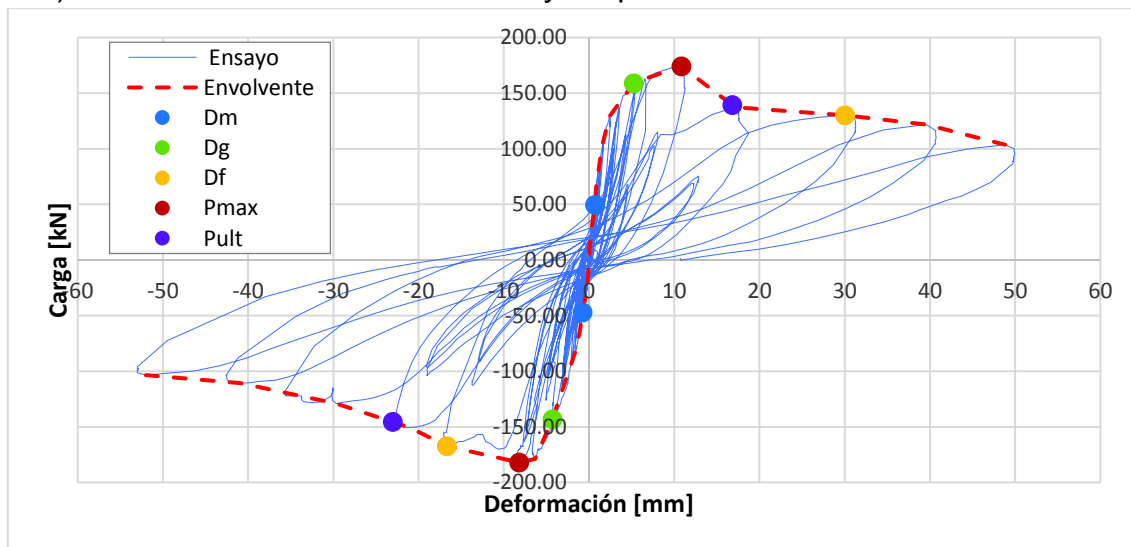
En la figura 5.23 se presentan los resultados del ensayo histerético del pórtico C.

FIGURA 5.23: Resultados ensayo histerético pórtico C:

a) Curva esfuerzo vs. deformación:



b) Determinación de la envolvente y los puntos de interés:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

El pórtico C presenta un comportamiento similar al pórtico B con lazos de histéresis bien definidos. Se alcanzó un nivel medio de agrietamiento en el panel de mampostería, por lo que podemos decir que la presencia del refuerzo horizontal en el pórtico B uniformiza la distribución de esfuerzos en el panel. En los patrones de agrietamiento encontrados se puede verificar el aporte de los conectores colocados en los costados del panel pues las grietas diagonales parten de la ubicación de estos.

Se pudo observar claramente el desprendimiento entre el panel y el marco aunque este no llegó a crecer por la presencia de los conectores. Se pudo apreciar una distribución de grietas uniforme a todo lo largo de las columnas con una particular rotulación en la base de estas. También se pudo apreciar la formación de una rótula en la viga en el extremo del lado de la columna A. En el otro extremo se tiene, aparte del refuerzo de la viga, las barras de conexión de la placa de anclaje, por lo que la cantidad de refuerzo total previene la formación de rótulas.

FIGURA 5.24: Pórtico C al final del ensayo:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Este tipo de falla se la puede catalogar como DK: Agrietamiento en la diagonal

A continuación, siguiendo la metodología de la especificación ASTM E2126 se determina la curva de energía equivalente elástica-plástica (EEEP) de cada uno de los pórticos y adicionalmente se definen la rigidez elástica a corte (K_e), el ratio de ductilidad (D) y la resistencia a corte (v_{max}).

La curva EEEP se define como una idealización elástica perfectamente plástica que circunscribe un área igual al promedio entre la envolvente negativa y la positiva del ensayo de cargas cíclicas. El rango plástico se define como la recta que cruza por el 40% de P_{max} en la envolvente promedio. La rigidez elástica a corte por tanto será la pendiente de estas recta. La ductilidad se define como la relación entre el

desplazamiento último para el desplazamiento de fluencia como se presenta en la ecuación 5.2:

$$D = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{yield}} \quad (5.2)$$

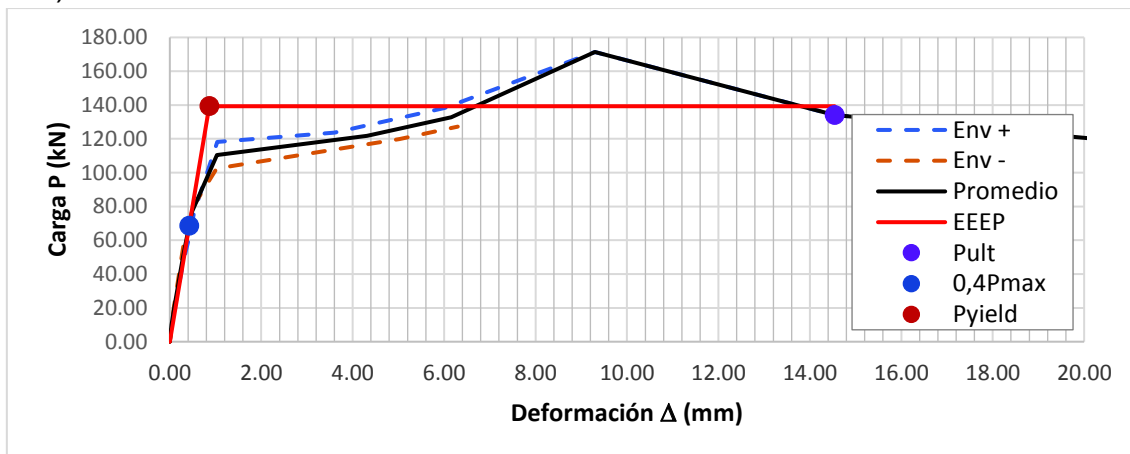
La resistencia a corte se define por la ecuación 5.3:

$$v_{max} = \frac{P_{max}}{L} \quad (5.3)$$

En la figura 5.25 se presentan las curvas idealizadas EEEP de cada uno de los pórticos y en la tabla 5.7 se presenta el resumen de resultados.

FIGURA 5.25: Curvas de energía equivalente elástica-plástica (EEEE) de cada uno de los pórticos:

a) Pórtico A:



b) Pórtico B:

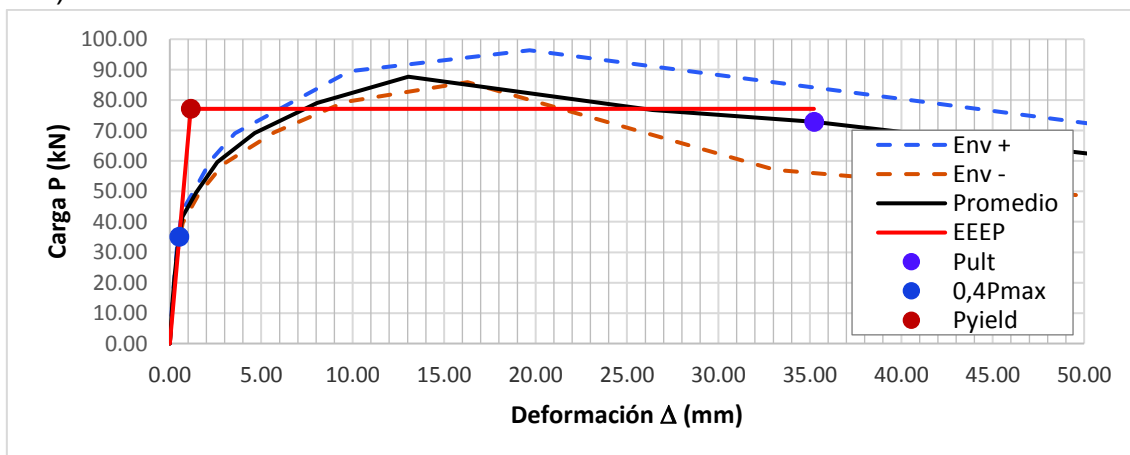
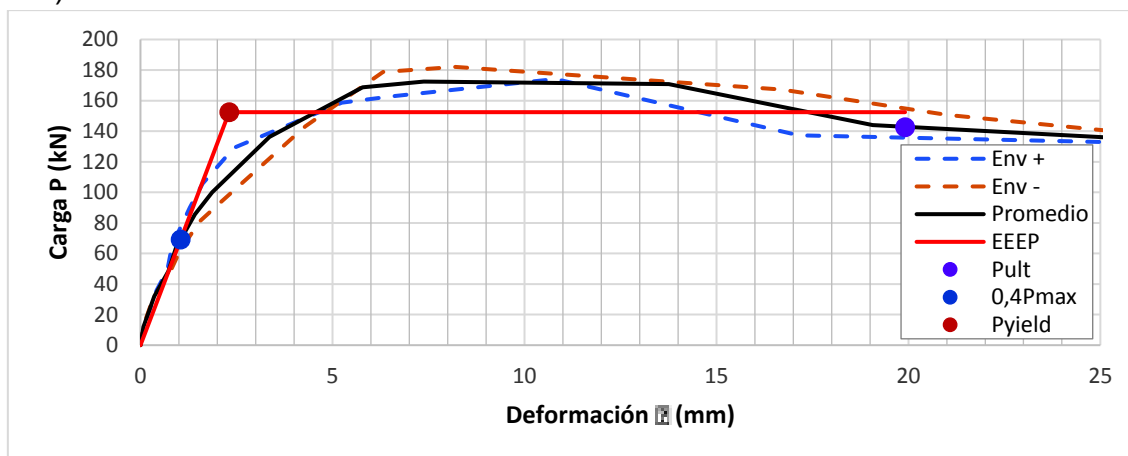


FIGURA 5.25: Continuación:

c) Pórtico C:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

TABLA 5.7: Resumen de resultados de ensayos histeréticos:

Parámetro	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C
P_{ult} (kN)	134,01	72,90	143,95
Δ_{ult} (mm)	14,54	35,22	19,07
P_{max} (kN)	171,36	87,68	172,45
Δ_{max} (mm)	9,30	13,05	7,38
$0,4P_{max}$ (kN)	68,55	35,07	68,98
$\Delta_{0,4P_{max}}$ (mm)	0,42	0,52	1,04
P_{yield} (kN)	139,29	77,12	152,44
Δ_{yield}	0,86	1,13	2,31
K_e (kN/mm)	161,75	68,04	66,02
Ductilidad D (-)	16,89	31,07	8,26
v_{max} (kN/m)	56,18	28,75	46,73
Deriva Separación dm (%)	0,0304%	0,0039%	0,0115%
Deriva Agrietamiento Panel dg (%)	0,1987%	0,0067%	0,0175%
Deriva Fisuración Marco df (%)	0,9732%	0,0428%	0,0603%
Deriva Maxima dmax (%)	0,3962%	0,3249%	0,7489%
Deriva Ultima dult (%)	0,8297%	0,3029%	1,4676%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Como era de esperarse, el pórtico A presenta los valores más altos de resistencia y rigidez. El pórtico B gracias al mecanismo friccionante desarrollado en la mampostería tiene la ductilidad más alta. El pórtico C, tiene los valores más altos

de carga máxima y carga última, pero es 20% más largo que los dos anteriores por lo que al calcular la resistencia máxima resulta en un valor intermedio.

De los resultados obtenidos se pueden hacer las siguientes observaciones:

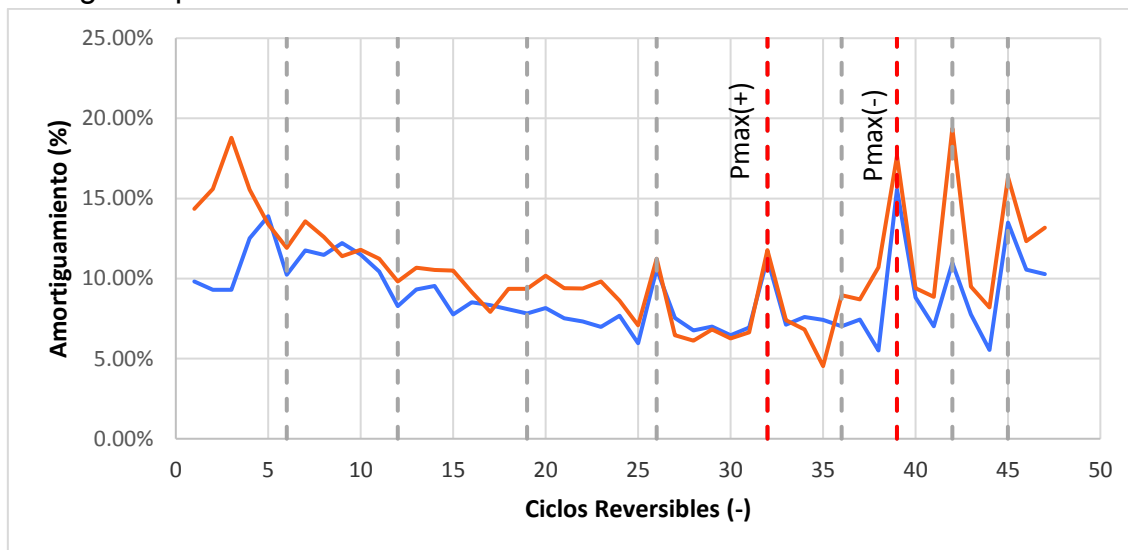
- Entre los pórticos A y B, la única diferencia es la calidad de la mampostería. En la tabla 5.1 se puede ver que la mampostería de A presenta casi el doble de resistencia tanto a compresión como a tensión diagonal que la de B. Esta misma relación de 2 a 1 se encuentra en los resultados de las resistencias de ambos pórticos, por lo que se puede concluir que el aporte de la mampostería a la resistencia global del sistema fue directamente proporcional.
- El pórtico A tiene la mayor resistencia pero tuvo una falla muy frágil sin haber llegado a agrietar mayormente al panel de mampostería. Este pórtico lo podríamos definir como de mampostería demasiado resistente para el marco en que se encuentra. Mejorando la resistencia de las conexiones del pórtico y reforzando a corte los extremos de los elementos se podría llegar a tener un sistema sumamente resistente y dúctil.
- Los pórticos A y B presentan valores de ductilidad mucho mayores a los del pórtico C. Esto se debe a la presencia del refuerzo horizontal continuo entre el marco y el panel de mampostería en las juntas de mortero. Con la provisión de este tipo de refuerzo tenemos que para el pórtico A que tuvo la falla más frágil de todos, la ductilidad es más del doble que la del pórtico C.
- Los pórticos B y C fueron construidos con bloques de resistencias similares, y mortero de resistencia alta. Ambos pórticos presentan valores de rigidez elástica a corte muy similares. Si embargo, la resistencia del pórtico C es 62.57% superior a la del pórtico B. Esto se atribuye a la presencia de la carga vertical sobre el pórtico C. La carga vertical aumenta la resistencia al corte y mejora la fricción entre superficies agrietadas. Adicionalmente una carga axial en las columnas aumenta la resistencia de estas tanto a corte como la flexión.

2.4.2.14 VARIACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO:

Usando las áreas encerradas por los lazos de histéresis se determinó el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructural usando a la relación entre la energía disipada por el sistema y la energía de deformación introducida en el mismo mediante la ecuación 4.7 tomada de Chopra (2012, p.104).

En la figura 5.26 se presentan de manera gráfica los valores del amortiguamiento obtenidos para cada uno de los ciclos reversibles de carga. Se marca con línea punteada en gris los ciclos de incremento de la solicitación y se marca en rojo los ciclos donde se alcanzó la carga máxima

FIGURA 5.26: Variación del amortiguamiento en cada uno de los ciclos reversibles de carga del pórtico C:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En la gráfica se han marcado los ciclos para carga positiva con azul y los de carga negativa en naranja. Como se puede observar en la figura 5.14b en el protocolo de cargas empleado, para cada incremento de solicitación se emplean tres ciclos: el primero a deformación completa y los siguientes dos al 75%. Con una línea gris punteada se han marcado los ciclos donde se produjo un incremento en la solicitación.

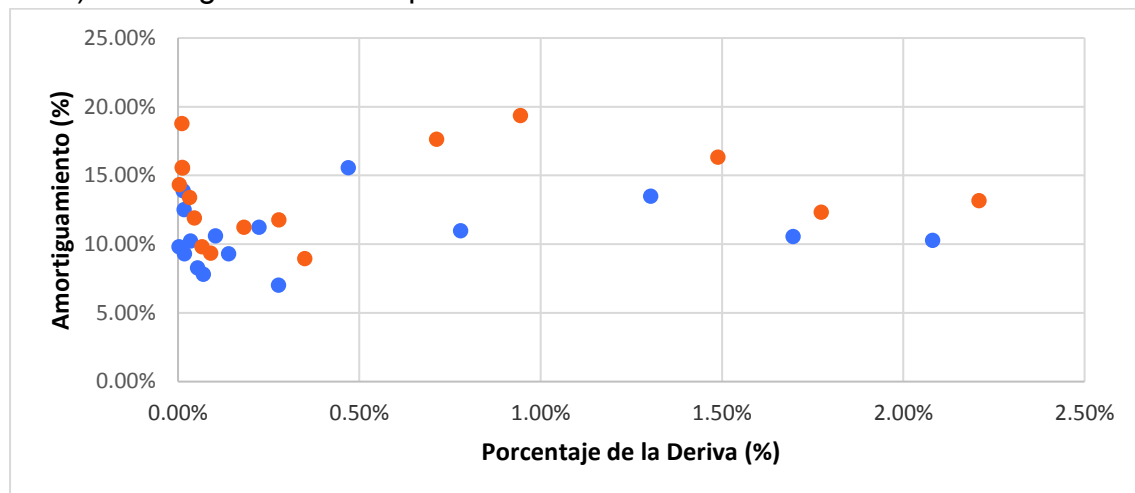
Se puede ver que inicialmente, mientras se produce el desprendimiento del panel con el marco, el sistema presenta valores de amortiguamiento entre el 10% y el

15%. En un tramo intermedio los valores se mantienen entre el 5% y el 10% que corresponden al agrietamiento del panel. Finalmente vemos que los valores aumentan en un rango entre 10% y el 20% donde ya se comienza a ver la fluencia de los elementos del pórtico de hormigón.

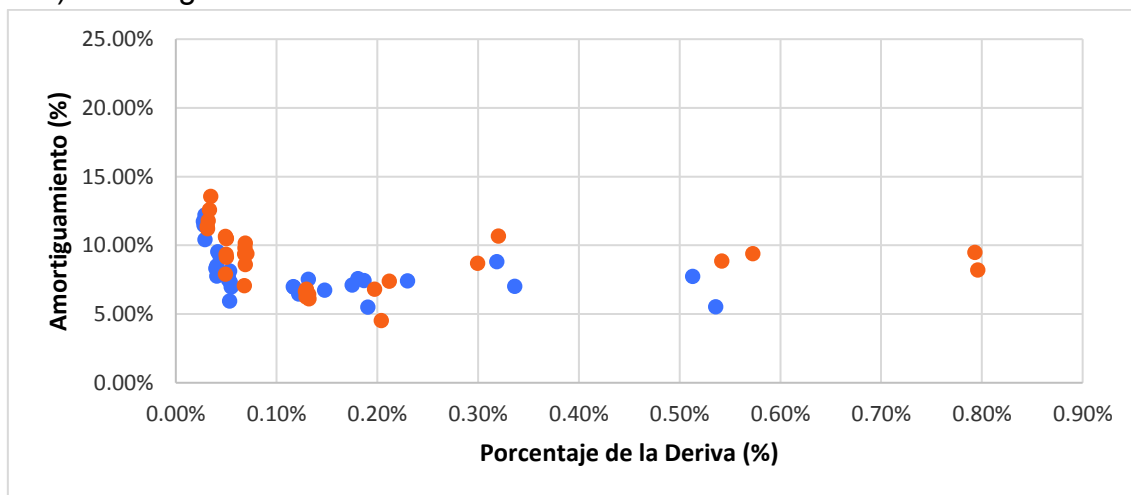
Se puede observar claramente que para cada incremento de sollicitación, se produce un salto donde prácticamente se duplica el valor de la ductilidad. Por esta razón en la figura 5.27 se han separado los valores de ductilidad obtenidos en el incremento de sollicitación de los de los ciclos subsiguientes.

FIGURA 5.27: Variación del amortiguamiento en función de la deriva máxima del ciclo:

a) Amortiguamiento del primer aumento en la sollicitación



b) Amortiguamiento en los ciclos subsiguientes



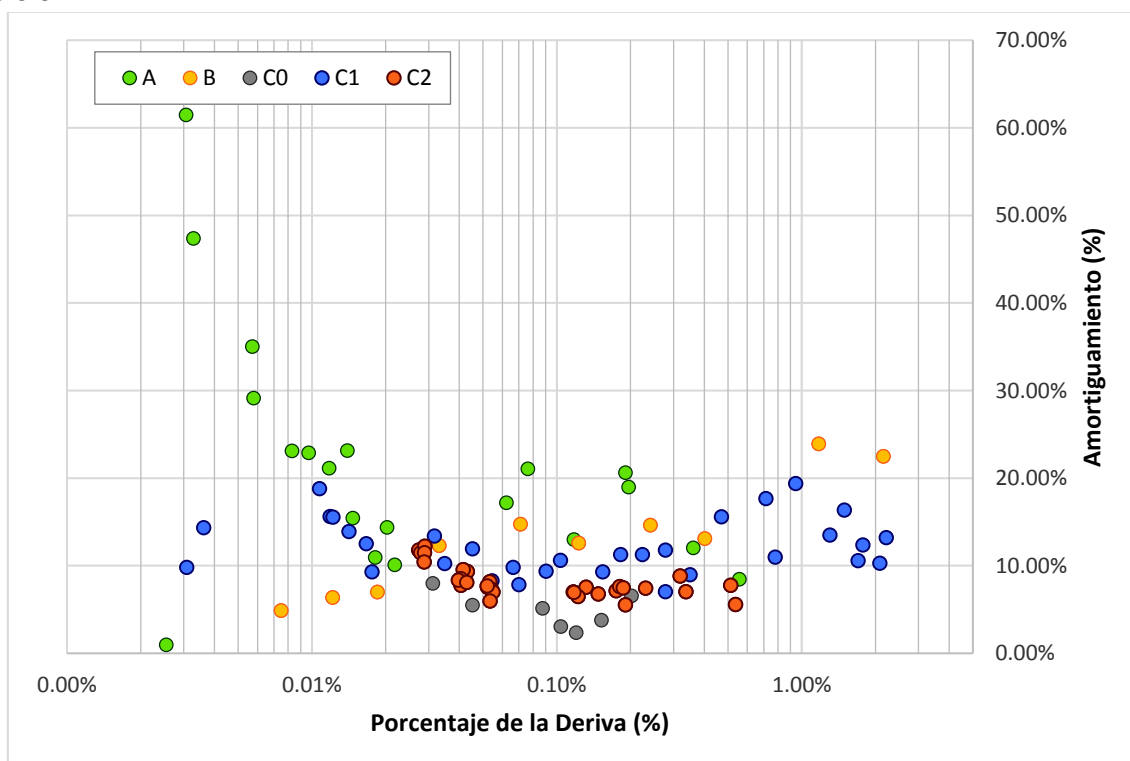
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En promedio se tiene un amortiguamiento para las primeras sollicitaciones de 12.20% mientras que para las sollicitaciones sucesivas este decae a un 8.11% en promedio. Teniendo en cuenta que el valor alto de amortiguamiento de la primera sollicitación, si bien ayuda a reducir la respuesta de la estructura ante una excitación, es una capacidad no recuperable. Una vez que la estructura llega a ese nivel de sollicitación, a menos que se rehabilite o refuerce, nunca volverá a tener esa misma capacidad de disipación de energía.

En los códigos y normas de construcción se toma un valor de amortiguamiento del 5% para el diseño y análisis de estructuras. De las gráficas, podemos ver que este valor representaría un límite inferior por lo que se estaría tratando el problema de manera conservadora.

Este mismo análisis se realizó para los pórticos A y B, y para los ensayos de calibración del pórtico sin mampostería de relleno (C0). Los resultados se presentan en la figura 5.28. C1 se refiere a la primera sollicitación y C2 a las subsecuentes.

FIGURA 5.28: Variación del amortiguamiento en función de la deriva máxima del ciclo:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Podemos ver que el pórtico A presenta valores sumamente altos de amortiguamiento antes de que se diera algún tipo de agrietamiento visible. Esto, combinado por la falla presentada en los nudos, lleva a pensar que en este punto se estuvo desarrollando un mecanismo de corrimiento de las varillas dentro de los nudos. En este pórtico en promedio se tiene un valor de amortiguamiento de 17.86%. El pórtico B presenta un comportamiento más estable con valores más homogéneos. En promedio este pórtico mantiene un valor de amortiguamiento de 13.19%.

Puesto que en los ensayos de los pórticos A y B no se cuenta con ciclos reiterados para una misma sollicitación, los valores de amortiguamiento de estos ensayos únicamente son comparables con los valores de la primera sollicitación del pórtico C. En este caso, vemos que el pórtico B presenta valores muy similares. La falla temprana presentada en los nudos del pórtico A resulta en valores altos de amortiguamiento que no son comparables con el resto de los ensayos.

En los ensayos de calibración del pórtico vacío se obtuvo un valor promedio de amortiguamiento de 4.90%, lo que es poco más del doble del valor obtenido en los ensayos de vibración libre. Esto sugiere que, a pesar de los bajos niveles de deriva empleados en estos ensayos, si se produjo disipación de energía a través de daño o fluencia en los materiales.

5.5. MODELACIÓN ELÁSTICA:

Para la modelación se han empleado dos paquetes computacionales para cálculo de estructuras. Estos programas son:

- SAP 2000 v15
- SeismoStruct v2016

SAP2000 es un paquete comercial sumamente versátil basado en el método de los elementos finitos (*FEM* por sus siglas en inglés). Tiene interfaz gráfica orientada a objetos, que permite realizar tanto análisis lineales como no-lineales de estructuras de forma versátil (CSi Spain, 2018).

SeismoStruct es un programa de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento de marcos espaciales para grandes desplazamientos tomando en cuenta no-linealidades tanto geométricas como de los materiales (Seismosoft, 2016).

Se comenzó por modelar en ambos programas la estructura de hormigón del pórtico C sin el relleno de mampostería a fin de calibrar esta parte de la estructura con los resultados de los ensayos de calibración elástica del pórtico y los ensayos de vibración libre. Intencionalmente se modeló el pórtico de forma diferente en ambos programas para resaltar las capacidades de cada uno. Ambos modelos se presentan en la figura 5.29.

La modelación en SAP 2000 se realizó de la siguiente manera:

- Se modeló a detalle todos y cada uno de los elementos que componen el marco estructural, incluyendo la viga de apoyo con la losa de reacción, y los nervios y capa de compresión de la losa.
- Los elementos del marco y los nervios de la losa se modelaron mediante elementos *frame* elásticos.
- La capa de compresión de la losa se modeló mediante elementos *shell* delgados.

La modelación en SeismoStruct se realizó con los siguientes cambios o ajustes:

- Se modelaron únicamente los elementos del marco estructural. Para esto se determinó una viga equivalente en T para representar mediante un solo elemento la viga superior con la franja de losa. No se incluyó en el modelo la viga de apoyo.
- Todos los elementos del marco se han modelado mediante elementos inelásticos basados en fuerzas con 7 secciones de integración y 204 fibras.
- Se modelaron secciones especiales para tener en cuenta las diferencias del armado longitudinal y/o transversal a lo largo de los elementos de marco.

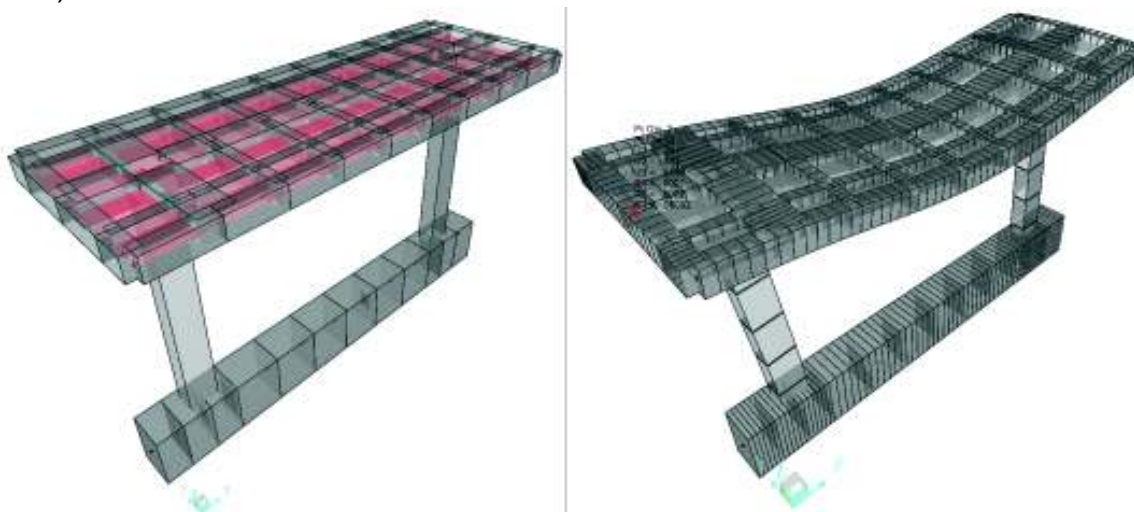
Inicialmente se tomó un módulo de elasticidad del hormigón de 11.51GPa obtenido de los ensayos a compresión de los cilindros a los 15 días de la fundición. Este

módulo se fue ajustando de manera iterativa en base al primer ensayo de calibración elástica, resultando en 10.89GPa (5.40% inferior).

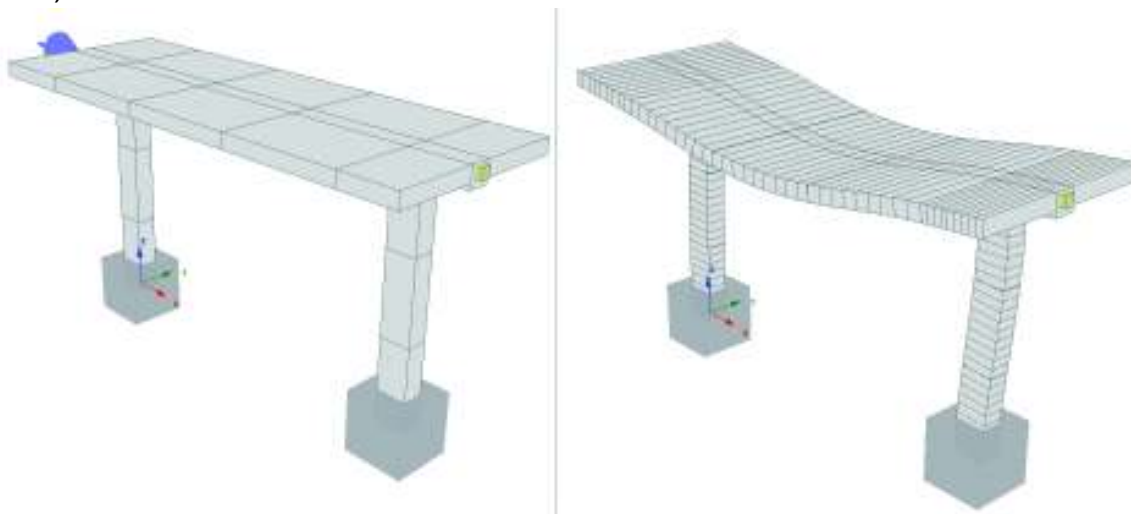
Como comprobación de la metodología, se tomó también el módulo obtenido de los ensayos a compresión de los cilindros a los 28 días de la fundición correspondiente a 13.09GPa, y se lo ajustó con el segundo ensayo de calibración resultando en 12.00GPa (8.29% inferior).

FIGURA 5.29: Modelos calibrados elásticamente:

a) SAP2000:



b) SeismoStruct:



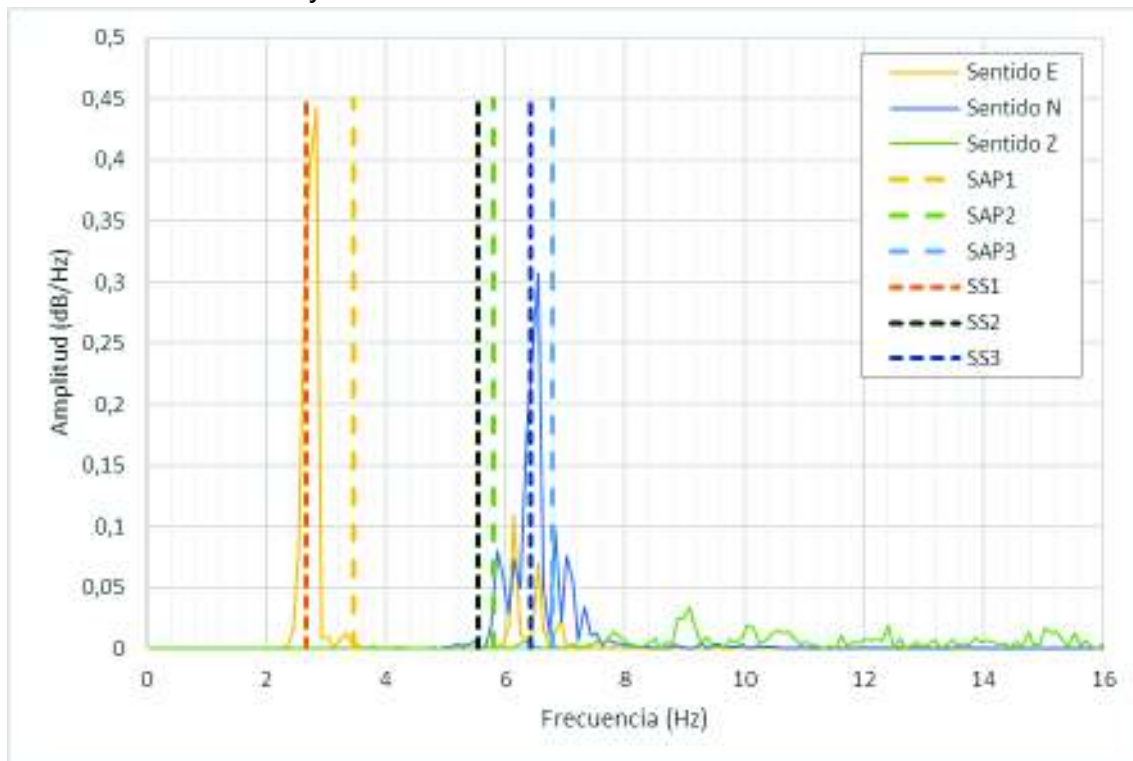
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para comprobar el comportamiento dinámico del pórtico, se obtuvieron los modos de vibración con sus respectivas frecuencias en ambos modelos. La comparación

grafica entre los espectros de Fourier obtenidos del análisis de ruido ambiental y los resultados modales en ambos programas, se presentan en la figura 5.30.

En ambos programas el primer modo es traslacional en el sentido transversal, el segundo es torsión pura y el tercero es traslación en el sentido longitudinal. Si bien ambos programas logran un ajuste bastante bueno, las frecuencias obtenidas con SeismoStruct son casi las mismas a las obtenidas en los espectros.

FIGURA 5.30: Comparación espectros de Fourier del pórtico vacío y las frecuencias modales en SAP2000 y SeismoStruct:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

De ambas calibraciones se puede obtener una ecuación para la determinación en promedio del módulo de elasticidad en función de la resistencia cilíndrica $f'c$ del hormigón:

$$E_c = 3087\sqrt{f'c} \quad [MPa] \quad (5.4)$$

Con los modelos del pórtico vacío calibrados se procedió a incluir la mampostería en la modelación. Para esto se emplearon la rigideces obtenidas de las pruebas de calibración del ensayo histerético del pórtico. El modelo se calibró para la rigidez

inicial (100.65kN/mm) y para la rigidez estabilizada en el rango elástico (78.99kN/mm).

El panel de mampostería también fue modelado de forma diferente en ambos programas. En SAP2000 se decidió realizar una mesomodelación del pórtico tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- La mampostería se modeló como un material ortotrópico cuya resistencia, módulo de elasticidad y módulo de Poisson en cada sentido fueron definidos en base a los resultados de los ensayos a compresión en los muretes a 0 y 90°. El módulo de corte de este material se lo definió en base al módulo obtenido de los ensayos de tensión diagonal.
- El panel de mampostería se modeló en base a elementos *shell*. Se orientaron los ejes principales de estos elementos de forma que la ortotropía del material coincida con la del panel.

Para la calibración de la rigidez inicial, la primera corrida realizada, el pórtico resultó con una rigidez muy inferior a la obtenida en las pruebas de calibración. Por lo que se realizaron los siguientes ajustes:

- Se ajustó el módulo de elasticidad del hormigón mediante la ecuación 5.4, con los resultados de resistencia del hormigón de los núcleos extraídos y de los ensayos esclerométricos. El nuevo valor de módulo de elasticidad para el hormigón es de 16.33GPa.
- Como el ajuste anterior no fue suficiente, se ajustó el módulo de rigidez a corte de la mampostería bajo la premisa que el pórtico ejerce un efecto de confinamiento sobre el panel de mampostería. El valor original de módulo de rigidez al corte fue de 0.8466GPa, y en el proceso iterativo de calibración convergió en 1.467GPa.
- Para la calibración de la rigidez estabilizada en el rango elástico se calibró únicamente el módulo de rigidez a corte de la mampostería entendiendo que el efecto de confinamiento del pórtico sufre un ajuste hasta estabilizarse con las primeras sollicitaciones. En este caso la rigidez a corte volvió al valor de 0.8466GPa obtenido en los ensayos de tensión diagonal.

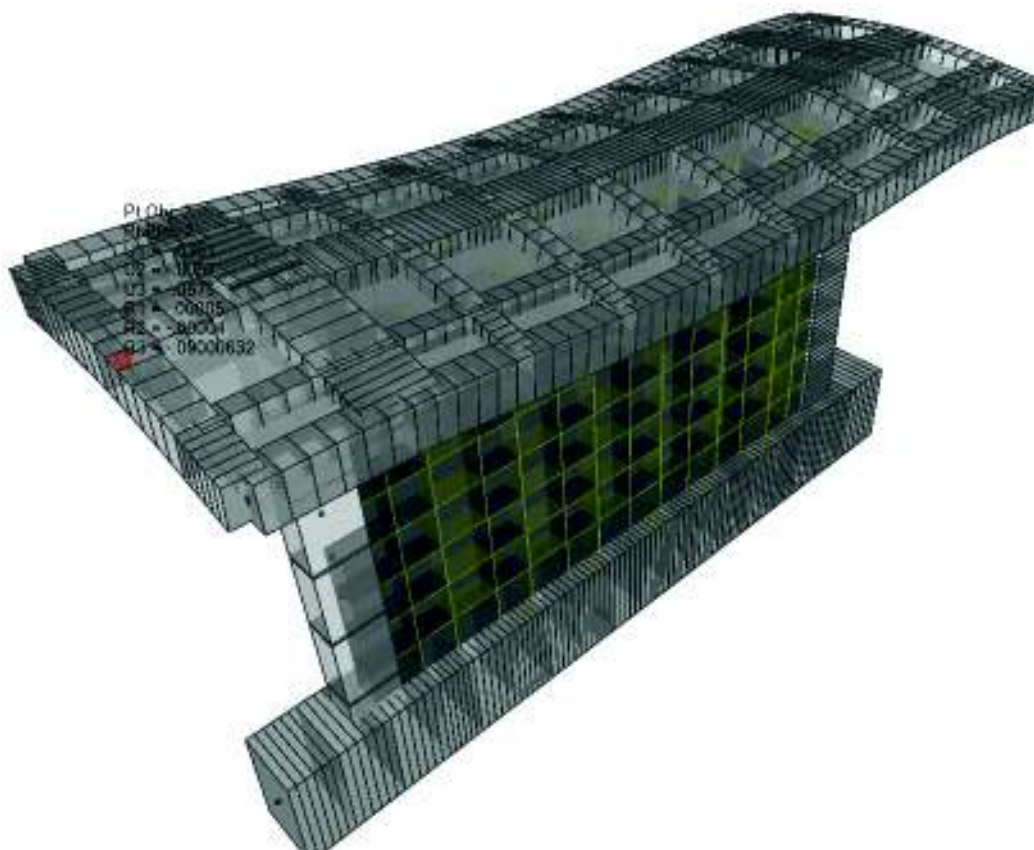
En la tabla 5.8 se presenta un resumen de los parámetros empleados en cada modelación en SAP2000, y el modelo calibrado se presenta en la figura 5.31.

TABLA 5.8: Resumen de parámetros en los modelos en SAP:

Modelación	f_c (MPa)	E_c (GPa)	E_c -Calibrado (GPa)	E_m -0° (GPa)	E_m -90° (GPa)	G_m (GPa)	G_m -Calibrado (GPa)
Elastica (15 días) - Pórtico Vacío	11,9932	11,5101	10,8885	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Elastica (28 días) - Pórtico Vacío	15,7000	13,0870	12,0044	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Elastica (60 días) - Pórtico Relleno	16,3334	13,0870	16,3334	1,5211	0,8911	0,8466	1,4669
Elastica (63 días) - Pórtico Relleno	16,3334	n.a.	16,3334	1,5211	0,8911	n.a.	0,8466

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.31: Modelo SAP2000 del pórtico C relleno con mampostería tipo *shell*:



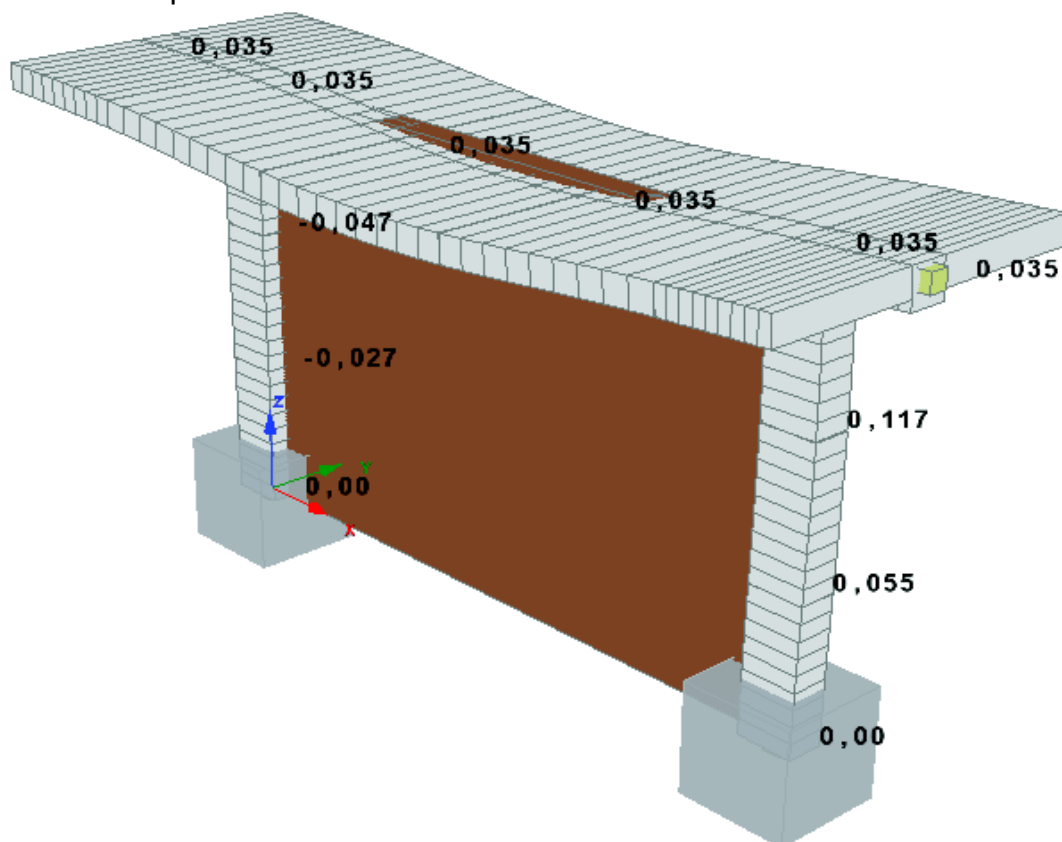
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

En SeismoStruct para la modelación de la mampostería se empleó el modelo de puntales de Crisafulli implementado en el programa. Para la definición de este modelo se emplearon los parámetros ya calibrados en SAP0000 de la tabla 5.8, y la calibración se realizó en base al porcentaje de la rigidez asignada al resorte de corte. En la figura 5.32 se puede observar el modelo.

Calibrado el modelo para la rigidez inicial se obtuvo un porcentaje de asignación al resorte de corte de 21% y para la rigidez estabilizada, este valor se redujo a 9,5%.

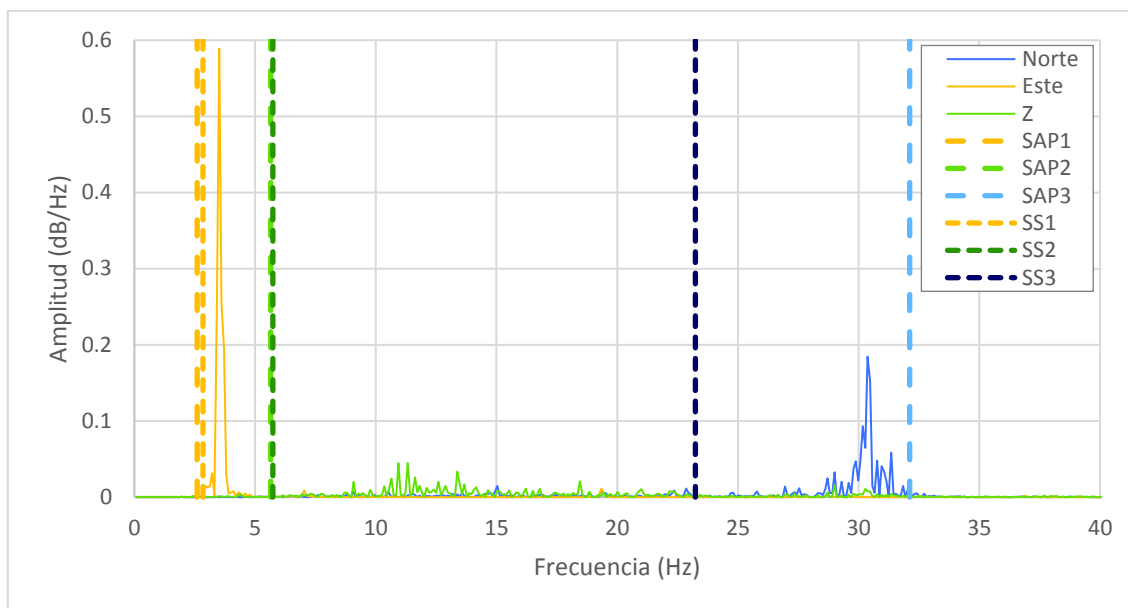
Este modelo no es capaz de representar la interacción local entre el pórtico y la mampostería. Como se puede observar en la figura 5.32 la losa se deforma sin ningún tipo de restricción vertical en el centro del tramo mientras que en el modelo de SAP2000 se puede ver que esta se apoya sobre el panel. Esta deficiencia se ve reflejada en el comportamiento dinámico. La comparación grafica entre los espectros de Fourier y los resultados modales en ambos programas se presenta en la figura 5.33. Mientras el SAP logra un ajuste bastante bueno en el tercer modo, SeismoStruct se queda corto faltándole rigidez.

FIGURA 5.32: Modelo SeismoStruct del pórtico C relleno con mampostería tipo macroelemento panel:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.33: Comparación espectros de Fourier del pórtico relleno y las frecuencias modales en SAP2000 y SeismoStruct:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

5.6. MODELACIÓN NO LINEAL:

La modelación no lineal se la realizó mediante macromodelos de puntales equivalentes. Se decidió emplear diferentes configuraciones de puntales a fin de verificar las bondades o deficiencias de cada una. Para este fin, en ambos programas se emplearon las configuraciones mono, bi, y tri-puntal presentadas en la figura 3.16, y adicionalmente en SeismoStruct se empleó el modelo de Crisafulli.

Ahora bien, con el modelo del pórtico calibrado, lo que queda es definir las propiedades mecánicas del puntal y su sección. Para esto, se empleó la metodología de Papia, Cavaleri y Fossetti (2003) y en base a la mesomodelación elástica calibrada en SAP2000 obtener un pórtico arriostrado equivalente.

La metodología y sus respectivas ecuaciones se presentan en la sección 3.5.2. A continuación, en la tabla 5.9 se presenta el resumen de los datos empleados y los resultados. El módulo de elasticidad de la mampostería empleado fue obtenido de una interpolación entre los valores de los módulos obtenidos de los ensayos de muretes con inclinación de hilada de 45° y 67.5°.

TABLA 5.9: Cálculo del ancho del puntal equivalente:

Parámetro Geométrico	Valor	Parámetro Mecánico	Valor
Espesor Panel t (mm)	151	Módulo Em Mamp. (MPa)	1.716
Altura Pórtico H (mm)	2.700	Módulo Ec Hormigón (MPa)	16.333
Largo Pórtico L (mm)	3.690	Rigidez Columnas kc (N/mm)	362.964
Altura Panel hm (mm)	2.300	Rigidez Viga kb (N/mm)	1.228.323
Largo Panel lm (mm)	3.390	Factor λh	3,7089
Diagonal dm (mm)	4.097	Distancia de contacto z (mm)	1.144
Angulo θ (°)	34,16	Factor λ^*	0,3212
		Rigidez Pórtico Df (N/mm)	4.046
		Rigidez Total Di (N/mm)	57.218
Ancho del Puntal w (mm)	1.336	Porcentaje de la diagonal w/dm	32,61%

ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Se comparó este resultado con los obtenidos mediante las ecuaciones de Stafford Smith, Mainstone, Liauw y Kwan, y Decanini y Fantin, y las recomendaciones de Holmes y Paulay y Priestley, cuyas ecuaciones se presentaron en la sección 3.5.2. Se observa en la figura 5.33 que, para este caso, Holmes es quien más se acerca. Como ya se explicó anteriormente, esto no implica una confirmación de la formulación de Holmes, sencillamente que para este caso en específico, resultó ser una buena aproximación. Otras formulaciones con resultados cercanos fueron la de Stafford Smith (18% de más) y Decanini y Fantin para panel sano (14% de menos).

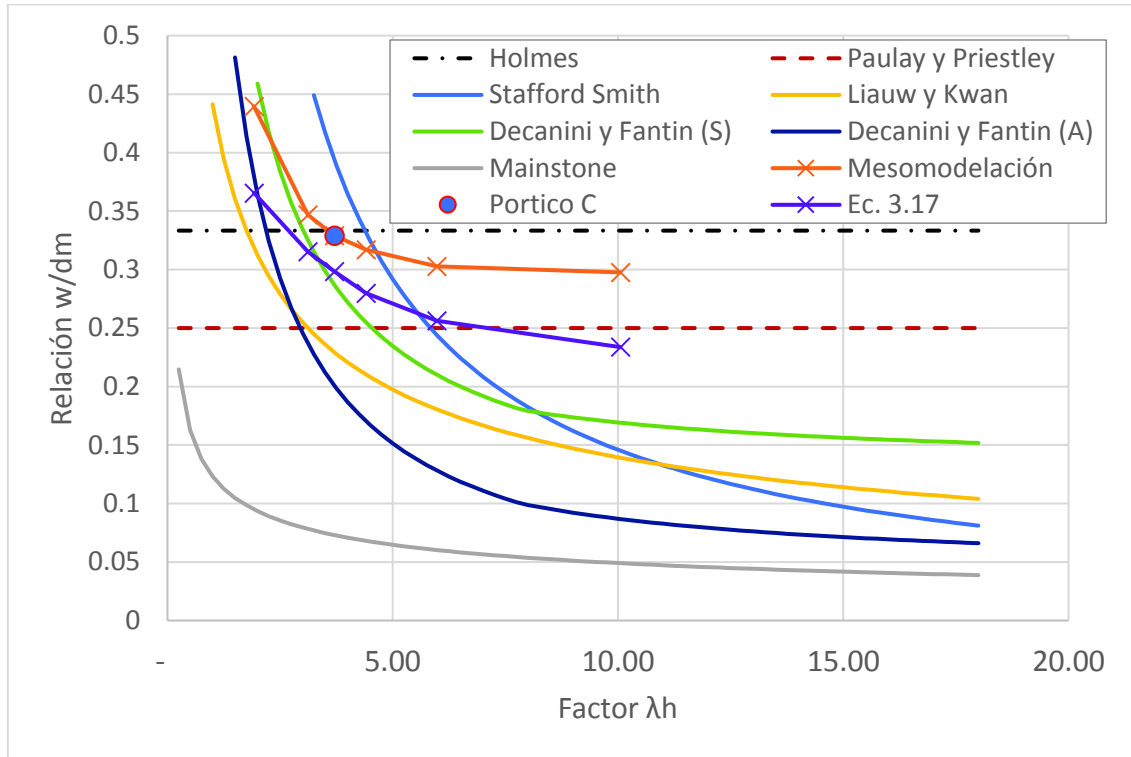
Como mecanismo de comprobación de la metodología, se realizaron varias meso-modelaciones variando las propiedades de la estructura de hormigón de forma que se tenga una gama de resultados de w/dm para diferentes valores del factor λh desde 1,92 hasta 10,05. Los resultados se presentan en la figura 5.34.

Vale la pena mencionar que el valor del puntal diagonal obtenido por la metodología de Papia et al (2003) es muy sensible al valor de la rigidez total Di.

Si analizamos los valores obtenidos de la relación w/d con la ecuación 3.17, la cual se basa en el parámetro λ^* , vemos que se obtiene una curva cuya forma es muy similar a los resultados obtenidos con la mesomodelación. Esta ecuación no contempla la presencia de conectores entre el panel y el marco por lo que sus valores resultan un 14% más bajos. Si se afectan los resultados de esta ecuación

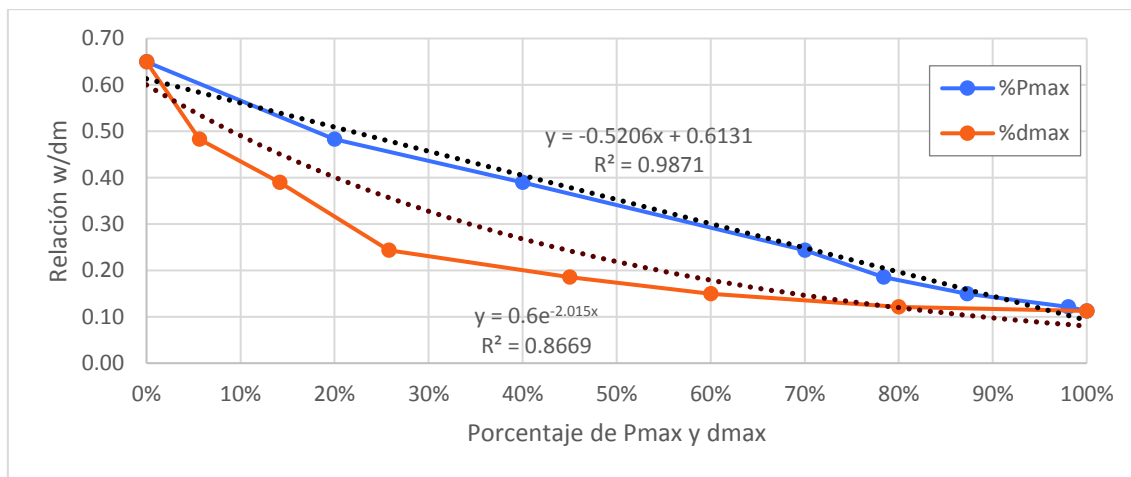
por un factor que tenga en cuenta el efecto de los conectores, se podría llegar a tener los mismos resultados.

FIGURA 5.34: Comparación relaciones w/dm según varias ecuaciones:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

FIGURA 5.35: Variación del ancho del puntal diagonal equivalente a lo largo del ensayo histerético del pórtico C:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Calculando el ancho del puntal con los valores de rigidez secante obtenidos del ensayo histerético del pórtico C, podemos ver la variación del ancho del puntal equivalente a lo largo del ensayo como se presenta en la figura 5.35. Como se puede ver, la variación es prácticamente lineal en relación con el porcentaje de carga máxima, y en relación con la deformación lateral se ve una degradación rápida hasta el 30% de d_{max} para luego estabilizarse.

5.6.1. MODELACIÓN SAP2000:

La modelación en SAP2000 se realizó por plasticidad concentrada. Esto significa que la plasticidad o inelasticidad de los elementos se concentra uno o varios puntos a lo largo de los elementos. Estos puntos se los conoce como rótulas y su comportamiento se lo define mediante relaciones momento-rotación o carga-deformación.

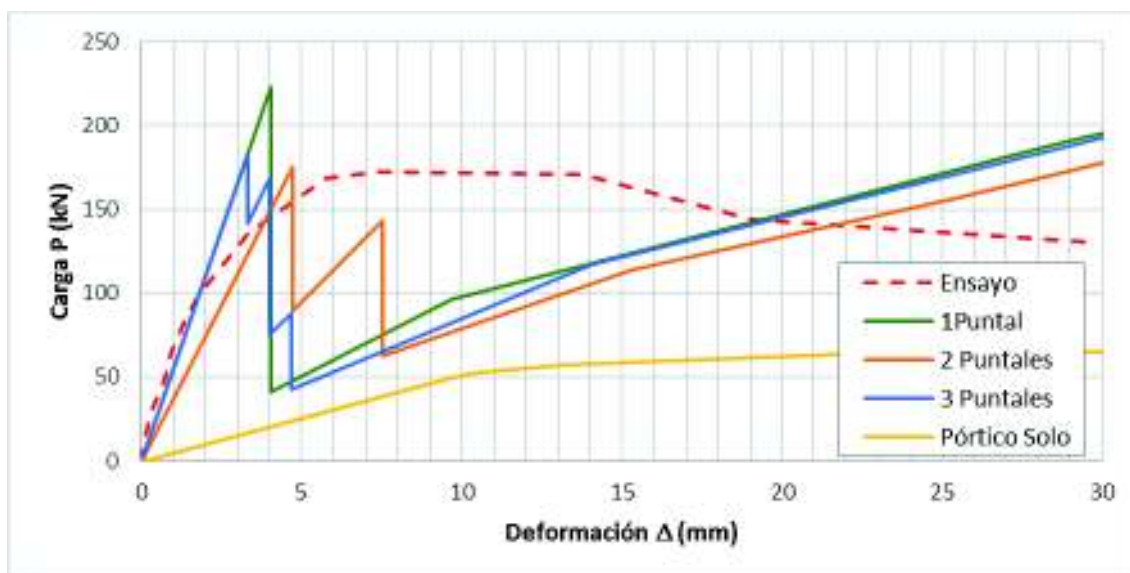
Para la definición de las rótulas en los elementos del pórtico se emplearon las tablas para vigas y columnas del FEMA356. Se definió las propiedades de las rótulas como tipo dúctil (controladas por deformación). El programa calcula automáticamente el comportamiento de cada una de las rótulas ubicadas en los elementos en base a las propiedades de los materiales y de la armadura dispuesta en ellos. En las columnas, las rótulas se ubicaron a 150mm de cabeza y pie de estas. En la viga estas se ubicaron a 100mm de los extremos. En este punto se realizó una primera corrida pushover inicial sin el puntal diagonal para definir la curva de capacidad del pórtico solo.

Para la definición del material de la mampostería se calculó la resistencia f'_m al igual que el módulo de elasticidad en función de los resultados obtenidos de los ensayos de los muretes. El ángulo de inclinación del puntal es de 34.16° , lo que equivale a una inclinación de la hilada con respecto a la carga axial del puntal de 55.84° . De esta manera se puede interpolar entre los resultados de los ensayos a 45° y 67.5° .

Paso seguido, se modeló el puntal diagonal como un elemento prismático de sección rectangular de 1336mm x 151mm, articulado en los extremos. La plasticidad del puntal se modeló mediante una rótula tipo frágil (controlada por fuerza) la cual se ubicó en el centro del puntal. Este tipo de rótula no tiene ningún tipo de ductilidad, sencillamente cuando la fuerza en el puntal alcanza su resistencia máxima, su capacidad a resistir carga se anula.

Este mismo proceso se repitió para las formulaciones bi y tri-puntal. Los resultados de las modelaciones pushover de las tres formulaciones y del pórtico solo se presentan en la figura 5.36 comparadas con la curva envolvente promedio del ensayo histerético.

FIGURA 5.36: Curvas de capacidad pushover para 1, 2 y 3 puntales en SAP2000:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Como se puede ver en la figura 5.36, la rigidez inicial de las tres modelaciones se ajusta muy bien a la curva del ensayo. El hecho de que las rótulas de los puntales no posean ningún tipo de ductilidad hace que las tres curvas de capacidad suban linealmente hasta la falla mientras que la envolvente del ensayo se desvía gradualmente.

Se puede identificar claramente los puntos de falla de los puntales como uno, dos y tres quiebres en las curvas de capacidad respectivas donde la capacidad de carga

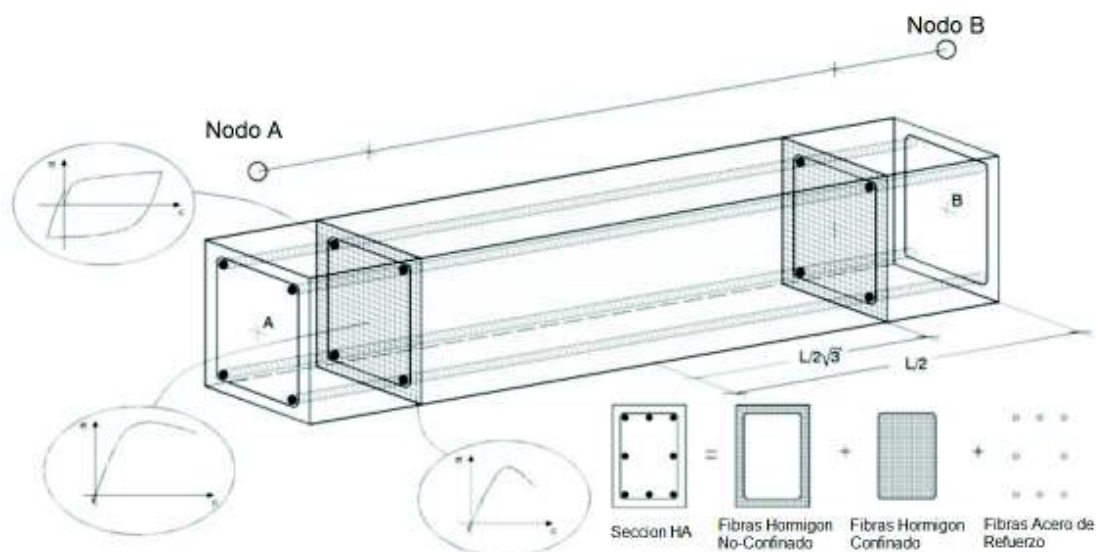
decae abruptamente. En estas caídas de la capacidad se observa una clara tendencia a empatare con la curva de capacidad del pórtico solo.

Las modelaciones con 1 y 3 puntales presentan una rigidez inicial muy similar, la cual se ajusta muy bien al rango elástico de la curva del ensayo. La formulación con dos puntales presenta una rigidez 32.20% inferior. Esto se debe a la configuración de los puntales: Con uno y tres puntales el pórtico queda perfectamente arriostrado de extremo a extremo en su diagonal, mientras que con dos puntales el arriostramiento queda desviado a una distancia $z/2$ del nudo, lo que lo hace más deformable.

5.6.2. MODELACIÓN SEISMOSTRUCT:

La modelación SeismoStruct se realizó por plasticidad distribuida. Esto significa que la plasticidad del miembro se distribuye a lo largo de cada una de las secciones de integración empleadas. La discretización típica de un elemento de hormigón armado se presenta en la figura 5.37 donde se puede diferenciar el hormigón confinado, del no-confinado y el acero de refuerzo.

FIGURA 5.37: Discretización típica de una sección de fibras en elementos de hormigón armado:



FUENTE: Modificado de Seismosoft (2016).

Adicionalmente, cada una de las secciones de integración está compuesta por una discretización de elementos finitos a manera de fibras longitudinales. De esta forma cada una de las fibras responde de manera independiente según el nivel de esfuerzo y daño acumulado que tengan.

De esta forma, la clave de la modelación está en la definición de los materiales mediante sus modelos constitutivos. Para la definición del hormigón se empleó el modelo no lineal de Mander (con_ma). Este es un modelo uniaxial de confinamiento constante que emplea las relaciones constitutivas de Mander et al (1988) y sigue las reglas cíclicas propuestas por Martínez-Rueda y Elnashai (Seismosoft, 2016). Se empleó este modelo de material porque con los datos de los ensayos se puede definir de forma satisfactoria el comportamiento histerético del material. Se realizaron varias modelaciones con otros modelos de materiales y no se encontró diferencia significativa. Para la definición de este material se emplearon los siguientes parámetros:

- Resistencia promedio del hormigón (f'_c): 24,77MPa.
- Resistencia promedio a tensión (f_t): 1,74MPa. *
- Módulo de elasticidad (E_c): 16,33GPa.
- Deformación unitaria en la resistencia (ϵ_c): 0,003mm/mm

*El valor de la resistencia a tensión del hormigón se determinó de manera empírica. En la literatura existen varias expresiones para determinar este parámetro; sin embargo, al hacer varias modelaciones de prueba, se vio que su valor no tiene peso en los resultados. Arbitrariamente se decidió emplear la ecuación 5.5 (Ar et al, 2006) por la simplicidad de esta:

$$f_{ct} = 0.35\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (5.5)$$

El resto de los parámetros fueron obtenidos de los resultados de los ensayos a compresión en cilindros calibrados por los resultados de los ensayos en los núcleos extruidos del pórtico. En la figura 5.38a se presenta la curva histerética típica de este modelo.

Para la modelación del acero de refuerzo se empleó el modelo constitutivo de Dodd-Restreppo (stl_dr). Este es un modelo uniaxial que considera la reducción del módulo de descarga con la deformación unitaria plástica (Dodd & Restrepo-Posada, 1995). Se decidió emplear este modelo porque todos sus parámetros se pueden definir directamente del análisis de las curvas de los ensayos a tensión de las varillas de acero:

- Módulo de elasticidad (E_s): 206,00GPa
- Esfuerzo de fluencia del acero (f_y): 440,00MPa.
- Esfuerzo máximo (f_{su}): 610,00MPa.
- Esfuerzo intermedio curva endurecimiento ($f_{sh,1}$): 550,00MPa.
- Deformación unitaria en el endurecimiento (e_{sh}): 0,0165mm/mm
- Deformación unitaria en f_{su} (e_{su}): 0,2259mm/mm
- Deformación unitaria en $f_{sh,1}$ ($e_{sh,1}$): 0,1003mm/mm

En la figura 5.38b se presenta la curva histerética típica de este modelo.

La modelación de la mampostería se realizó por dos metodologías. Por un lado se emplearon las configuraciones de puntales de la figura 3.16, y por otro lado se empleó el macroelemento tipo panel (*infill*) de Crisafulli. Los puntales requieren de la definición del material de la mampostería y de las secciones de los mismos. El modelo de Crisafulli que requiere de la definición de las propiedades del puntal de compresión y de un “resorte” que define el comportamiento a corte del panel.

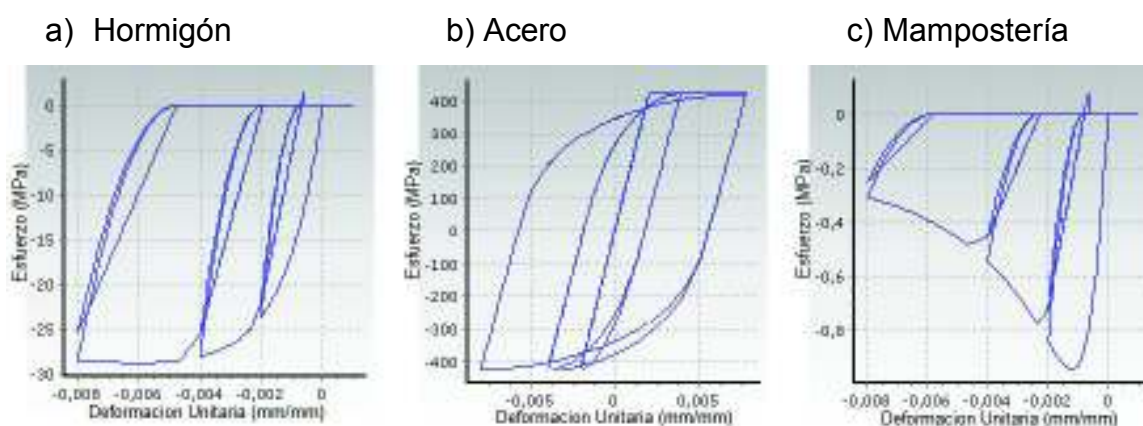
Para la definición del material de los puntales se empleó el modelo no lineal de Mander et al (con_ma), mismo modelo que para el concreto, basándome en la premisa que el comportamiento de la mampostería es similar al del concreto no confinado. Los parámetros empleados para la definición de este material fueron:

- Resistencia promedio de la mampostería (f'_m): 0,94MPa.
- Resistencia promedio a tensión (f_{mt}): 0,22MPa.*
- Módulo de elasticidad (E_{m45}): 1.64GPa.
- Deformación unitaria en la resistencia (e_m): 0,0012mm/mm

* Para este parámetro se ha tomado el valor de la resistencia a tensión del bloque entendiéndose que para un panel comprimido verticalmente, la resistencia a la tensión del bloque gobernaría sobre la adhesión.

El resto de los parámetros fueron obtenidos mediante la interpolación entre los resultados entre las curvas de los ensayos a compresión de muretes con hiladas a 45° y 67.5°. La curva histerética típica de este material se presenta en la figura 5.38c.

FIGURA 5.38: Modelos Constitutivos de los materiales:



FUENTE: Modificado de Seissoft (2016).

Para la definición de los materiales del macroelemento en el modelo de Crisafulli, se requiere proveer al programa con 21 parámetros, muchos de los cuales no tienen un significado físico pero que sirven para calibrar el comportamiento histerético del panel. Para el puntal de compresión se emplearon los siguientes parámetros mecánicos:

- Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}): 2,01GPa
- Resistencia a compresión de la mampostería (f'_m): 0,94MPa.
- Resistencia a tensión (f_{mt}): 0,22MPa.
- Deformación unitaria en la resistencia (e_m): 0,0012mm/mm
- Deformación unitaria ultima (e_{mu}): 0,0026mm/mm
- Deformación unitaria de cierre de grietas (e_{cl}): 0,0004mm/mm*
- Def. unitaria de reducción del área del puntal (e_1): 0,0006mm/mm*
- Def. unitaria de reducción de área residual (e_2): 0,0010mm/mm*

Y adicionalmente los siguientes parámetros empíricos:

- Factor de rigidez de la descarga (γ_{un}): 1,15
- Factor de deformación unitaria de recarga (α_{re}): 0,20
- Factor de deformación unitaria de inflexión (α_{ch}): 0,47
- Factor de descarga completa (β_a): 1,50*
- Factor de esfuerzo de inflexión (β_{ch}): 0,61
- Factor de rigidez a esfuerzo cero (γ_{plu}): 0,60
- Factor de rigidez de recarga (γ_{plr}): 1,00
- Factor descarga inelástica (ϵ_{x1}): 1,75
- Factor de repetición de ciclo (ϵ_{x2}): 1,25

* Para estos parámetros se han empleado los valores por defecto del programa a falta de un mejor criterio.

El resto de los parámetros se obtuvieron del análisis de las curvas histeréticas de los ensayos de compresión cíclica en los muretes.

Para el resorte de corte se requiere definir:

- La adhesión (τ_0): 0,10MPa
- El coeficiente de fricción (μ): 0,5825
- Resistencia máxima a corte (τ_{max}): 0,24MPa
- Factor de reducción el corte (α_s): 1,50*

Todos estos factores se definen dentro del elemento inelástico de panel de relleno (*infill*) donde adicionalmente se requiere ingresar los datos de la geometría de la pared y proporción de la rigidez:

- Espesor del panel (t): 151mm
- Área 1 del puntal (A1): 201.708,00mm²
- Área 2 del puntal (%A1): 30%
- Longitud de contacto como porcentaje de hm (hz): 49,72%
- Offset horizontal (xoi): 4,42%
- Offset vertical (yoi): 4.35%

- Porcentaje de asignación de la rigidez a corte (γ_s): 9,5%

Para una completa definición del significado y rango de valores de cada uno de estos parámetros, se recomienda al lector la revisión de Crisafulli (1997), Smyrou et al (2006) y Smyrou et al (2011).

La cantidad de parámetros involucrados en el modelo hace que su aplicabilidad práctica sea limitada. Por esta razón se realizó un pequeño estudio comparativo entre el modelo con todos sus parámetros empíricos calibrados y un modelo con los valores por defecto. Esta comparación se presenta más adelante.

Para la definición de los elementos estructurales se crearon varias secciones. En las columnas se tiene una sección rectangular constante de 300mm x 200mm armada con 6 varillas de 12mm:

- En cabeza y pie de columnas se tiene una sección con estribos de 8mm cada 50mm.
- En el tramo central de las columnas se tiene otra sección en que los estribos de 8mm pasan a estar espaciados cada 100mm.

Para la viga y losa se tiene una sección constante en T equivalente a la franja de losa. La sección tiene un alma de 200mm x 200mm con alas de 800mm x 145mm:

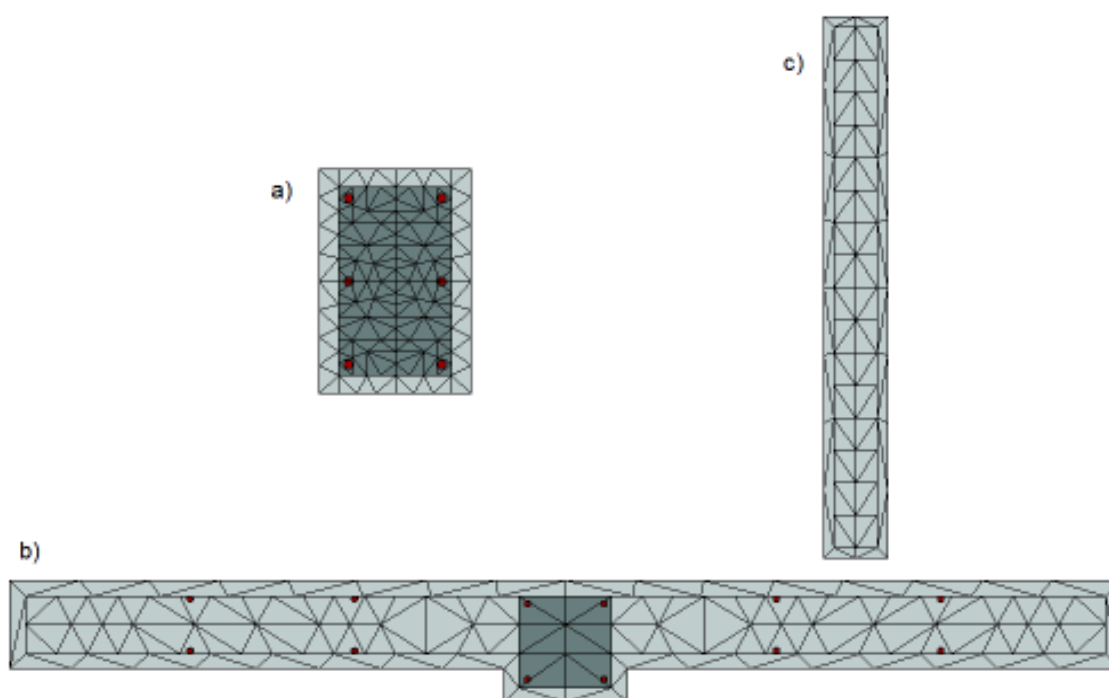
- Para los extremos se tiene una sección donde el armado en el alma consiste en 4 varillas de 12mm más un refuerzo superior de 2 varillas de 16mm. Los estribos en esta sección son de 8mm espaciados cada 50mm.
- En el tramo central el armado en el alma mantiene únicamente las 4 varillas de 12mm, sin ningún refuerzo adicional y los estribos de 8mm están espaciados cada 150mm.
- En ambas secciones se tiene el mismo armado de la losa el cual consiste en 4 varillas superiores y 4 varillas inferiores de 10mm.

Columnas y vigas fueron modeladas como elementos inelásticos con integración basada en fuerzas (*infrmFB*). Este tipo de elemento es el más preciso de todos los implementados en SeismoStruct para flexión (Seismosoft, 2016).

Para el puntal equivalente de la mampostería se empleó una sección rectangular de 151mm x 1336mm ($t \times w$) en la configuración mono-puntal. Para las configuraciones bi-puntal y tri-puntal el peralte w se repartió en dos mitades y en una mitad más dos cuartos respectivamente como se indica en la figura 3.16. Para la mampostería se empleó un elemento inelástico tipo puntal (*truss*).

Las tres secciones típicas de columna, viga y puntal con su respectiva discretización en fibras se presentan en la figura 5.39.

FIGURA 5.39: Secciones empleadas: a) Columnas; b) Vigas; c) Puntal equivalente:

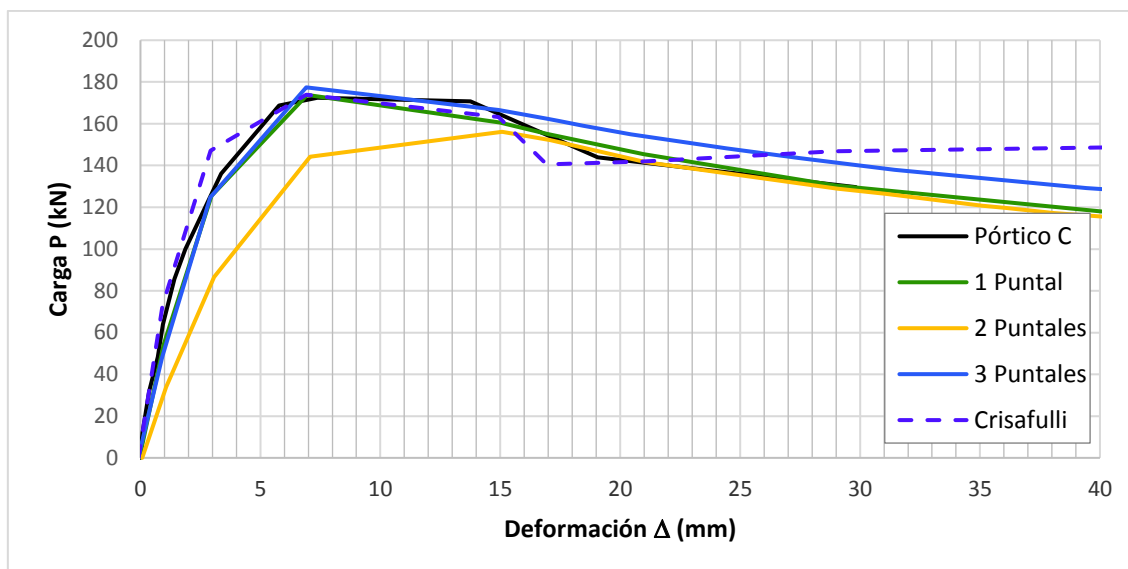


FUENTE: Modificado de Seismosoft (2016).

Se realizaron análisis pushover por incremento de desplazamientos para los cuatro modelos. Los resultados de las modelaciones se presentan de forma comparativa en la figura 5.40.

Como se puede observar, una vez más, la configuración bi-puntal presenta una rigidez reducida al no arriostrar directamente por la diagonal al pórtico. El resto de los modelos presentan muy buen nivel de ajuste incluso hasta cuando la resistencia decae al 80% de P_{max} .

FIGURA 5.40: Curvas de capacidad pushover para 1, 2, 3 puntales y el modelo de Crisafulli:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Se puede concluir que todos los modelos seleccionados son capaces de reproducir en mayor o menor grado de ajuste la falla por tensión o agrietamiento de la diagonal (DK) que se presentó en el panel de mampostería del pórtico C. Esto no implica una validación universal para este tipo de modelos, su aplicabilidad no puede extenderse de manera general al resto de modos de falla.

Ahora bien, para comparar los efectos sobre el marco estructural obtenidos de cada una de estas modelaciones, se puede verificar por desempeño de los materiales de los elementos:

- Fluencia de las varillas: $\epsilon_y=0.0021$
- Fisuración del recubrimiento del hormigón: $\epsilon_c=0.003$
- Agrietamiento del hormigón confinado: $\epsilon_c=0.005$

De los resultados obtenidos mediante las galgas extensiométricas se pudo verificar que la fluencia en las varillas en la base de las columnas se dio inmediatamente después de alcanzar la resistencia máxima el pórtico.

Las gráficas comparativas de los puntos de desempeño de cada modelación se presentan en la figura 5.41:

FIGURA 5.41: Puntos de desempeño en modelaciones con 1, 2, 3 puntales y con el modelo de Crisafulli:

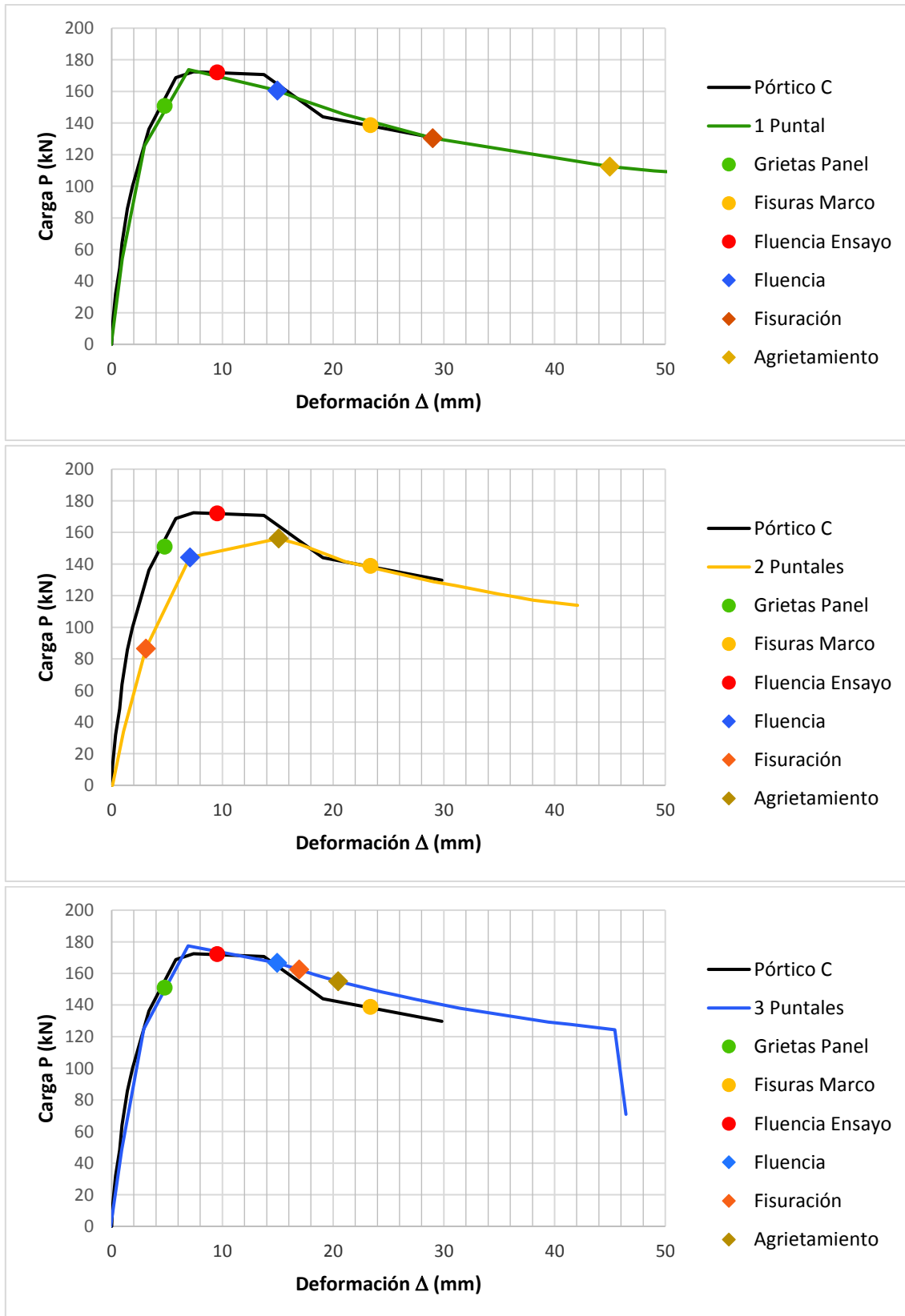
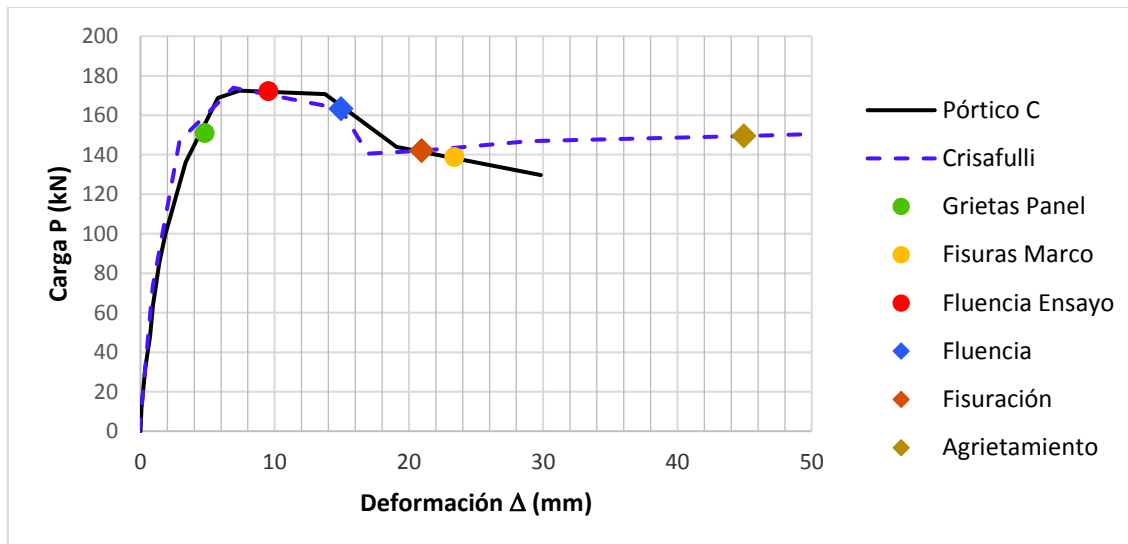


FIGURA 5.41: Continuación:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Para un puntal, vemos que la fisuración obtenida en el modelo resulta muy aproximada a la fisuración observada en los miembros de la estructura del marco. Se comprueba que la fluencia concuerda con la obtenida en el ensayo.

Con dos puntales, vemos que no hay ningún tipo de paridad con lo observado en el ensayo, tanto fisuración como fluencia y agrietamiento aparecen de forma muy temprana.

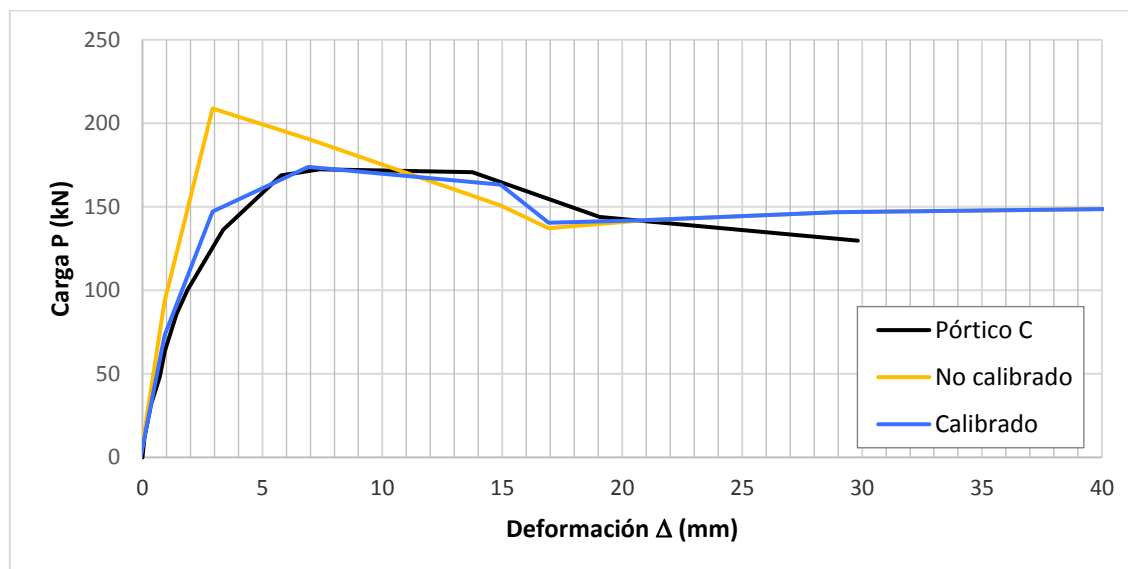
Con tres puntales se tiene un mejor ajuste que con un puntal, ya que adicionalmente a coincidir la fluencia en la base de las columnas, se tiene fisuración y agrietamiento muy a la par a las encontradas en el ensayo.

El modelo Crisafulli igualmente presenta un buen ajuste, muy parecido al obtenido con un solo puntal. Esto es lógico ya que este modelo si bien emplea múltiples puntales, sus efectos sobre el pórtico equivalen a un solo puntal.

Puesto que el modelo de Crisafulli requiere de una gran cantidad de parámetros para su definición y calibración, se ha realizado un pequeño análisis comparativo entre el modelo cuyos parámetros empíricos han sido calibrados con todos los datos obtenidos de las curvas histeréticas de los ensayos en muretes (Modelo Calibrado) y un modelo en el que simplemente se tienen los parámetros mecánicos

de la mampostería (Modelo No calibrado). Ambas curvas obtenidas del análisis pushover se presentan en la figura 5.42

FIGURA 5.42: Comparación entre el modelo de Crisafulli Calibrado y No Calibrado:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

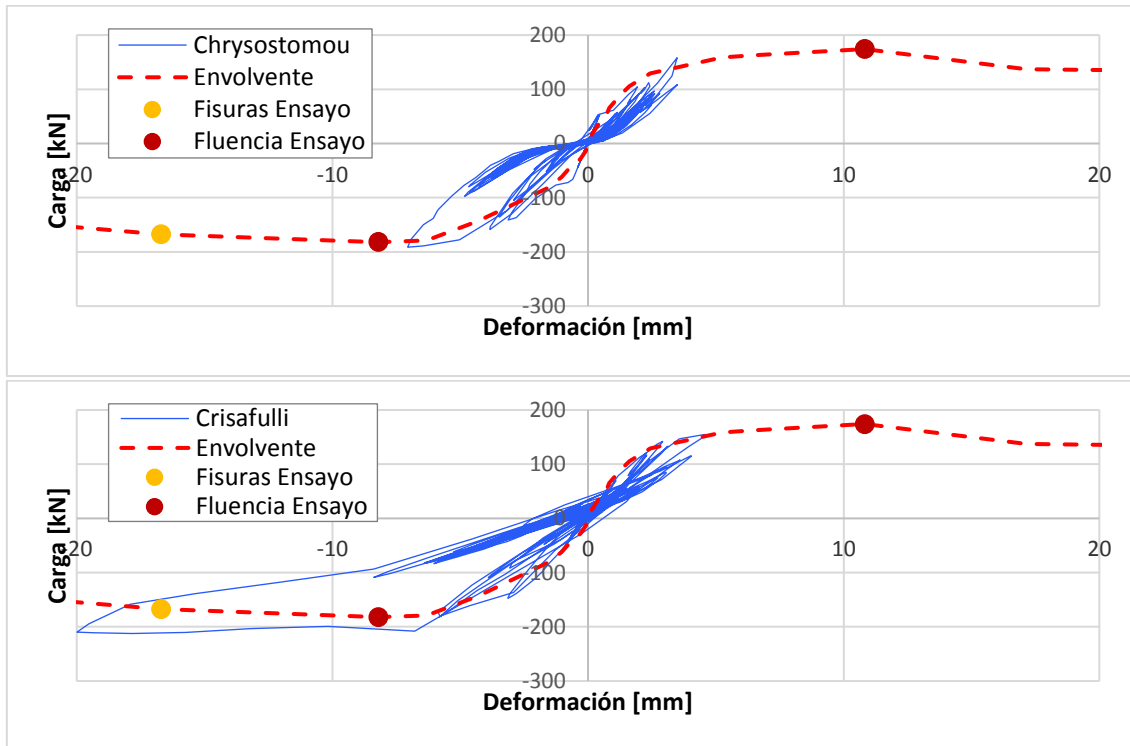
Se observa que el ajuste no es perfecto, pero se podría decir que el resultado es lo suficientemente bueno como para hacer una aproximación gruesa cuando se requiera de un análisis rápido.

Finalmente, se hicieron corridas tiempo-historia con los modelos de Chrysostomou (3 puntales en cada diagonal) y de Crisafulli a fin de verificar el comportamiento histerético que se puede obtener con ambas metodologías. Para esto, se emplearon varios de los acelerogramas precargados en SeismoStruct para hacer una verificación inicial y se decidió realizar el análisis con los sismos de Northridge (1994) y Friuli (1976) debido a que fueron los que produjeron las distribuciones más homogéneas de deformación en ambas direcciones (figura 5.43).

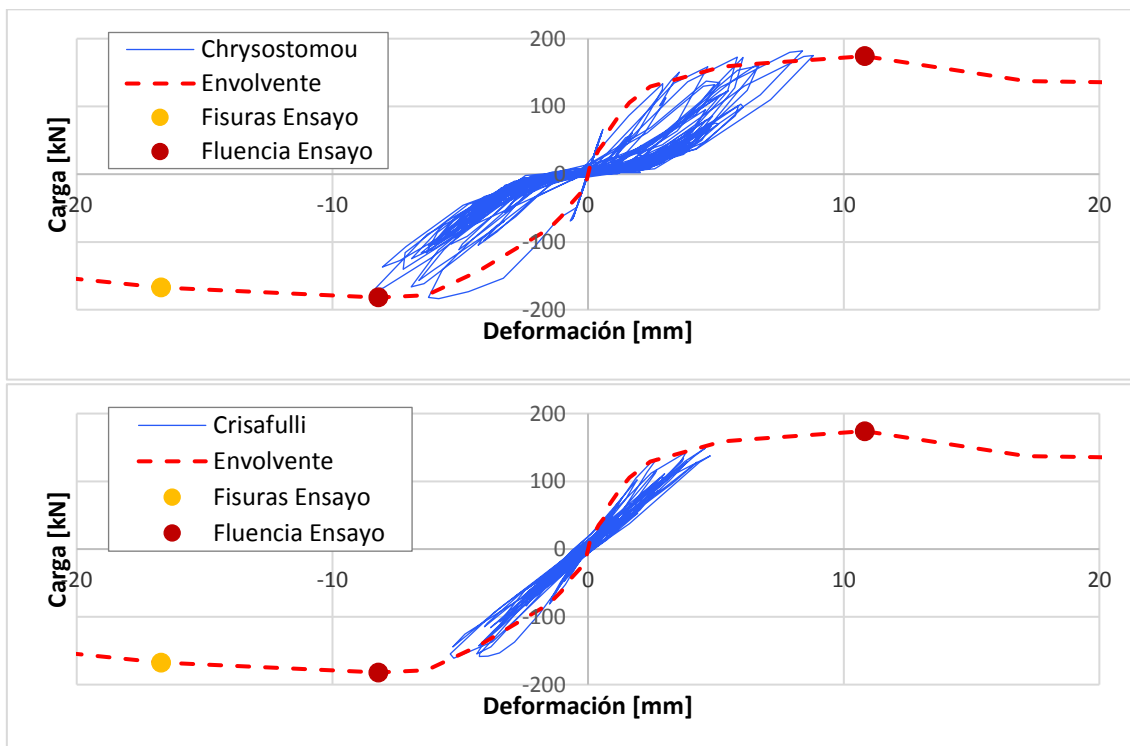
Se puede ver claramente que la forma de los lazos obtenidos con ambos modelos es muy diferente. En el modelo Crisafulli se obtuvieron lazos muy planos mientras que con el modelo de 6 puntales de Chrysostomou se los logra definir de mejor manera. Esto lo que indica es que el modelo de Crisafulli requiere de calibraciones adicionales para mejorar la definición del comportamiento histerético de la mampostería.

FIGURA 5.43: Resultados de las corridas Tiempo Historia:

a) Sismo de Northridge:



b) Sismo de Friuli:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

5.7. RESUMEN DE METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN:

En esta investigación se ha visto que para modelar paneles de mampostería de relleno en estructuras aporticadas mediante puntales equivalentes, el parámetro más influyente resulta ser el ancho del puntal. En la literatura existen muchas formulaciones para determinar este parámetro, pero estas son únicamente aplicables a las condiciones y materiales con que fueron concebidas.

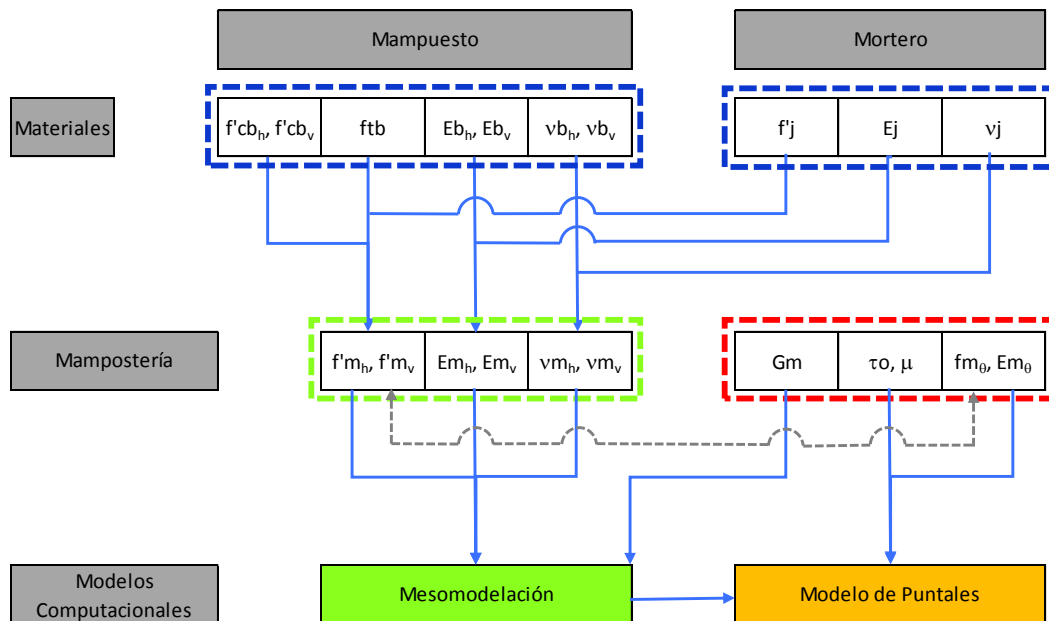
La metodología de Papia et al (2003) exige un poco más de trabajo, pero permite de manera general determinar el ancho del puntal para cualquier geometría y condición del relleno. Esta metodología requiere de la evaluación de la rigidez del sistema arriostrado equivalente mediante meso-modelaciones. En la figura 5.44 se presenta un diagrama de flujo de parámetros y ensayos requeridos u opcionales para calibrar una modelación no-lineal.

Con un marco punteado azul se indican los parámetros de los materiales que se pueden obtener de ensayos de compresión de cilindros de mortero, ensayos de compresión en ambos sentidos de las piezas de mampuesto, y ensayos de tensión por hendidura. Todos estos ensayos son una opción para utilizar modelos predictivos en lugar de realizar ensayos directamente sobre mamposterías.

Con un marco punteado verde se indican los parámetros de la mampostería que se pueden obtener ya sea por ensayos de compresión en muretes, o de forma sintética en base a ensayos en materiales con los modelos predictivos.

Los parámetros marcados con un recuadro rojo son los que únicamente se pueden obtener en base a ensayos sobre mamposterías. De estos parámetros, G_m es necesario únicamente si se desea modelar ortotrópicamente la mampostería en el mesomodelo. Adhesión y fricción son necesarios para calibrar el modelo de puntales si se emplea Crisafulli, aunque se pueden tomar valores estándar sin que exista mayor afectación.

FIGURA 5.44: Diagrama de flujo de ensayos y parámetros:



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Como se explicó anteriormente, el éxito de la modelación está en definir correctamente el ancho del puntal equivalente, para lo cual se necesita realizar una mesomodelación. Dependiendo del nivel de detalle que se quiera poner en la mesomodelación se puede emplear para la mampostería ya sea un material ortotrópico o sencillamente uno isotrópico:

- Ortotrópico: requiere E_{m_v} , E_{m_h} , ν_{m_v} , ν_{m_h} , y G_m .
- Isotrópico: sólo requiere E_{m_v} .

Con la mesomodelación calibrada se puede incluir inclusive los efectos de aperturas, el desajuste entre el panel y el marco, conectores de corte, etc. Por lo que esta metodología se podría aplicar de manera general para todas las mamposterías de un proyecto.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. COMENTARIOS FINALES:

La mampostería es un material heterogéneo conformado de dos o más fases, que por la modulación de sus componentes tiene un marcado comportamiento ortotrópico.

El comportamiento mecánico de la mampostería es el resultado de la interacción entre sus componentes, cada uno de los cuales puede fallar de forma independiente.

Dependiendo de las propiedades del panel relleno y el marco que lo encierra existen varios mecanismos de falla que se pueden dar, por lo que la modelación de estos elementos fuera del rango elástico no es tarea sencilla.

Existen varias formas de modelar la mampostería como parte del sistema estructural dependiendo del grado de detalle y cantidad de modos de falla que se desee tomar en cuenta. Así se tienen micromodelos, mesomodelos, y macromodelos.

Las micromodelaciones pueden llegar a incluir no sólo todos los modos de falla posibles si no que también patrones de agrietamiento de forma muy precisa, por lo que son la mejor alternativa. El problema con este tipo de modelaciones surge de la gran cantidad de parámetros y el enorme esfuerzo computacional que requieren, por lo que no son prácticos al momento de analizar grandes estructuras.

Los macromodelos presentan grandes ventajas en términos de simplicidad y rapidez de procesamiento, siendo las formulaciones de puntales equivalentes las más usadas. Esta simplificación implica reducir el comportamiento a uno o dos modos de falla más comunes.

La determinación adecuada del ancho del puntal equivalente es el obstáculo por vencer al momento de modelar una mampostería. No existe una formulación única para determinar este parámetro que sea aplicable de manera general. Todas las formulaciones existentes son aplicables únicamente a las condiciones en que fueron desarrolladas.

6.2. CONCLUSIONES

Sobre los ensayos de bloques:

La geometría de la pieza influye sobre la resistencia obtenida en los ensayos a compresión:

- Piezas muy compactas resultan en resistencias superiores por un efecto de confinamiento con las placas de carga.
- Piezas muy esbeltas eliminan este efecto de confinamiento, pero fallan por pandeo crítico.

Los bloques huecos tienen un comportamiento ortotrópico muy marcado:

- Cargados horizontalmente son mucho más rígidos y resistentes pues la sección resistente consiste en cajones colocados en serie
- Cargados verticalmente la sección resistente únicamente está conformada por las dos caras laterales por lo que resulta más débil y flexible.

Toda investigación donde se presenten resultados de módulo de elasticidad y de Poisson debe describir la metodología empleada para la definición de estos. Adicionalmente todo valor de estos parámetros debe indicar a qué porcentaje de la resistencia máxima está definido, y en el caso de los módulos de elasticidad, si estos son tangentes o secantes.

La alta porosidad de los bloques empleados en esta investigación se ve reflejada en valores muy bajos de módulo de Poisson. Al existir mucho espacio entre partículas, una compresión entre dos de estas difícilmente empuja lateralmente a

una tercera. El módulo de Poisson encontrado es característico de este tipo de materiales.

Sobre los ensayos de morteros:

El contenido de humedad de las piezas de mampuesto influye de manera significativa en la resistencia del mortero. Un bajo contenido de humedad provoca que la pieza drene agua del mortero reduciendo la relación agua : cemento de fraguado y así baja la resistencia final del mortero.

El confinamiento que ejercen las piezas de mampuesto sobre el mortero hace que la resistencia de este se eleve dentro de la mampostería. Esto combinado con la reducción producida por el drenaje de humedad de fraguado hace que sea muy difícil determinar la resistencia real del mortero dentro de las juntas.

El módulo de Poisson obtenido para el mortero encaja dentro de los valores típicos reportados en la literatura para este tipo de material.

Sobre los ensayos en mamposterías:

De los ensayos de compresión de los prismas se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La calidad de la mano de obra influye de forma significativa sobre el resultado final de la resistencia de una mampostería.
- El tipo de acabado de las juntas y el recubrimiento con enlucido aportan a la rigidez y resistencia de una mampostería.
- Los resultados de los ensayos de compresión pueden servir para calibrar modelos de una misma mampostería con diferentes acabados.
- Comparando los resultados de estos ensayos con los de los muretes, se comprueba que el ensayo de compresión en prismas no refleja de forma adecuada ni la resistencia, ni el módulo de elasticidad de la mampostería como se construye en sitio.

De los ensayos de compresión sobre los muretes:

- Dependiendo del ángulo de inclinación entre la carga y la hilada se pueden dar diferentes modos de falla en la mampostería. En los ensayos con hiladas a 45° se observó el cambio del modo de falla entre compresión pura en los ángulos inferiores, a corte y deslizamiento en los ángulos superiores.
- La resistencia a compresión de la mampostería depende de la modulación empleada puesto que la diferencia entre las propiedades del mampuesto y del mortero hace que se tengan concentraciones de esfuerzos en los puntos de contacto entre ambos materiales.
- Para la definición del módulo de elasticidad de la mampostería el modelo de Mander presentó el mejor porcentaje de ajuste con las curvas de los ensayos, aunque se pudo comprobar que las aproximaciones realizadas en base a curvas de ajuste de segundo grado son bastante buenas y coinciden en gran medida con modelos constitutivos presentes en la literatura.
- El módulo de elasticidad varía de forma inversa a la resistencia a la compresión a medida que se cambia el ángulo de inclinación de la hilada. La resistencia comienza con su valor más alto en 0° , disminuye hasta los 67.5° y se recupera nuevamente a los 90° de inclinación de la hilada. El módulo de elasticidad comienza con un valor intermedio para 0° , sube gradualmente hasta los $67,5^\circ$ y finalmente cae en los 90° de inclinación.
- Existe una degradación no recuperable de la mampostería como material cuando se lo somete a ciclo reversibles de carga. En el primer ciclo de carga el amortiguamiento es un 38% superior a los ciclos subsecuentes hasta el mismo nivel de carga.
- La mampostería empleada en este estudio presenta un amortiguamiento de entre el 2% y el 5%.

De los ensayos de tripletes y duplas:

- Los ensayos de adhesión en las duplas sirvieron para verificar que los ensayos de corte directo en tripletes tienden a sobrevalorar la adhesión entre el mortero y el mampuesto.

- Al emplearse bloques huecos, los mecanismos de adhesión y fricción no responden a los planteamientos teóricos de la literatura.

Sobre la determinación del módulo de elasticidad:

- El módulo de elasticidad de la mampostería se puede determinar de manera satisfactoria mediante la metodología propuesta por Binda (1988).
- Los módulos de elasticidad del mortero y del bloque, para el caso de estudio, aportan en un 5% y un 95% respectivamente al módulo de la mampostería, lo que indica que el mortero tiene poca importancia en la determinación de este.

Sobre la determinación del módulo de Poisson:

- No es posible determinar una franja característica única para medir el módulo de Poisson directamente sobre la mampostería. La medición de este parámetro depende del aporte de los materiales presentes en la sección seleccionada.
- Para la determinación del módulo de Poisson de la mampostería se ha planteado una metodología de homogeneización del material que elimina el problema de la ubicación de los instrumentos de medida colocados directamente sobre la mampostería.
- Al igual que el módulo de elasticidad el aporte del mortero es de menor importancia en relación con el de la pieza de mampuesto.

Sobre la determinación de la resistencia de la mampostería:

- La teoría de Hilsdorf, aun cuando es conceptualmente errónea, entrega una buena aproximación de la resistencia a compresión de la mampostería y puede ser empleada como sustituto a ensayos de compresión de muretes.
- La teoría de Mann-Müller subvaloró la resistencia a corte de la mampostería puesto que su formulación no toma en cuenta muchas de las condiciones reales de la mampostería en obra (ej. juntas verticales, distribución real de esfuerzos de corte en el mampuesto, fricción y adhesión real en bloques huecos, etc.).

Sobre la variación periodo fundamental:

- La inclusión de mamposterías de relleno en la estructura aporricada analizada en este estudio, provocó una reducción del periodo de vibración natural del 72% en el plano del panel y una reducción del 21% fuera de este. Esto implica un aumento en la sollicitación sísmica del orden de 3 veces la que se emplearía para una estructura sin rellenos.

Sobre la variación del amortiguamiento:

- La tasa de muestreo empleada debe ser superior a cuatro veces la frecuencia de vibración natural del sistema. En los casos donde la frecuencia sobrepasó la tasa de muestreo se observa una pérdida de la fidelidad del trazado de las vibraciones con ondas interrumpidas o incompletas.
- Entre las dos metodologías empleadas para los ensayos *snap-back*, por desplazamiento inicial y por velocidad inicial se observa que la primera entrega resultados con menor distorsión:
 - Por velocidad inicial, el golpe requerido para producir la excitación genera un pulso de compresión a lo largo de la losa que es necesario filtrar para poder obtener el movimiento oscilatorio del pórtico.
 - Por desplazamiento inicial también se observa un pulso, pero sus efectos son mucho menores.
- El amortiguamiento obtenido de los ensayos *snap-back* es muy inferior al obtenido en los ensayos histeréticos.
- El amortiguamiento presenta valores superiores en los primeros ciclos del movimiento oscilatorio. Estos valores decaen y tienden a estabilizarse en los ciclos en intervalos de tiempo superiores a la duración significativa de la excitación.
- Por un lado, el amortiguamiento obtenido en una vibración es inversamente proporcional a la rigidez del sistema y a la masa desplazable.
- La duración significativa de la excitación en la estructura es inversamente proporcional a la rigidez lateral del sistema estructural y directamente proporcional a la masa desplazable.

Sobre los ensayos de carga lateral:

- De los ensayos de calibración elástica se pudo observar que el relleno de mampostería produjo un aumento en la rigidez lateral del sistema igual a 20 veces la rigidez correspondiente al pórtico vacío. Sin embargo, hay que tener en cuenta que esta rigidez se degradará rápidamente bajo solicitaciones de carga lateral cíclica.
- Del ensayo histerético del pórtico A se concluye que el tener rellenos demasiado rígidos y resistentes en comparación con los elementos del pórtico, produce una falla temprana en el marco estructural.
- Del ensayo histerético del pórtico B se concluye que la compatibilidad de resistencia entre el pórtico y la mampostería produjo una falla mucho más dúctil y distribuida en todos los elementos.
- La presencia de conectores entre el marco y el panel aumenta la rigidez inicial y la resistencia final del sistema.
- La presencia de refuerzo horizontal a lo largo de la hilada aumenta la ductilidad del sistema. Para el caso de estudio entre el pórtico C y el B el aumento fue de 3.76 veces.
- La presencia de la carga vertical sobre el pórtico aumenta la resistencia del sistema. Para el caso de estudio, el pórtico C resultó ser un 62.57% superior a la del pórtico B.
- Entre los resultados de los ensayos *snap-back* y el amortiguamiento calculado del ensayo histerético, se ve que el amortiguamiento depende de la intensidad de la excitación. Cuanto mayor es la solicitación, mayor es el amortiguamiento obtenido.
- El amortiguamiento con que responde el sistema estructural no es un valor constante. El tomar un amortiguamiento viscoso equivalente para representarlo como una constante del sistema no es lo más apropiado. Sin embargo, la complejidad del fenómeno demanda más investigación al respecto.
- Los ensayos por control de fuerza definitivamente no son una opción para caracterizar el comportamiento histerético de este tipo de sistemas. De los

ensayos de los pórticos A y B se ve que no se pueden definir adecuadamente ni el amortiguamiento ni la degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

- La aparición de la primera grieta en la mampostería, si bien no implica un decaimiento significativo en la resistencia del sistema estructural, se puede tomar como un punto de control de desempeño para diseño de este tipo de sistemas. En nuestro caso la deriva de aparición de la primera grieta es muy cercana al 0.02% y la deriva de separación del panel se dio a 0.01%.

Sobre las modelaciones:

- No existe una formulación universal para la determinación del puntal equivalente. Este parámetro depende de demasiadas condiciones de la mampostería y del marco estructural de forma tal que todas las formulaciones propuestas son únicamente aplicables al caso de estudio donde fueron determinadas.
- El ancho del puntal equivalente se puede determinar de forma adecuada mediante una analogía entre un sistema arriostrado y una mesomodelación con elementos finitos del sistema estructural.
- La plasticidad concentrada es capaz de describir únicamente de forma aproximada el comportamiento histerético del sistema estructural.
- La plasticidad distribuida, exige un esfuerzo computacional mayor, pero exhibe obvias ventajas en cuanto a la representación del comportamiento no lineal de las estructuras.
- Todos los modelos seleccionados fueron capaces de reproducir, en mayor o menor grado de ajuste, la falla por agrietamiento de la diagonal (DK) que se presentó en el panel de mampostería del pórtico C.
- Los modelos mono-puntal, bi-puntal, y tri-puntal para el caso de estudio arrojan muy buenos resultados, pero su aplicabilidad no puede extenderse de manera general para el resto de los modos de falla:
 - Los modos de falla por aplastamiento de esquina (CC), y compresión en la diagonal (DC) podrían ser modelados mediante estas

configuraciones pero requieren de la creación de porciones debilitadas en los extremos o en centro de los puntales.

- Para el pórtico B, la falla de deslizamiento por corte requiere de configuraciones de puntales más complejas como son los modelos de Crisafulli y Rodrigues.
- Para el pórtico A, al tener una falla en los nudos del marco estructural, el análisis debería concentrarse en la modelación del corrimiento de las varillas mediante las formulaciones especiales disponibles en la literatura (*bond slip*).
- El comportamiento histerético de la mampostería se puede representar de forma muy fiel mediante el empleo de modelos constitutivos de hormigón no confinado como lo es el modelo de Mander en todas sus variaciones.
- El modelo de Crisafulli requiere de una cantidad de parámetros empíricos excesiva para su definición, pero se ha visto que se pueden tener resultados aproximados aceptables si se emplean los valores por defecto.
- El modelo mono-puntal, arroja resultados muy buenos de manera global, pero no es capaz de describir los efectos sobre el marco estructural.
- El modelo bi-puntal, no es capaz de describir bien el comportamiento del relleno de mampostería ni a nivel global del sistema, ni a nivel local en el pórtico circundante. Para solventar esta deficiencia se requiere de un elemento adicional que arriestre diagonalmente el pórtico, lo que resulta en una configuración equivalente al modelo de Crisafulli.
- El modelo tri-puntal es el que define de mejor manera tanto a nivel global como local los efectos del relleno de mampostería.
- El modelo de Crisafulli emplea múltiples puntales, pero sus efectos sobre el marco estructural son los equivalentes a un modelo mono-puntal.
- Empleando la configuración de puntales de Crisafulli directamente sobre el modelo del pórtico en lugar de emplear un macroelemento panel, se podría sobrellevar las limitaciones de esta formulación:
 - Los dos puntales a compresión aportarían los efectos sobre el pórtico,
 - y

- El resorte de corte permitiría modelar la falla a deslizamiento por corte del panel además de arriostrar el pórtico de esquina a esquina de la diagonal.

6.3. RECOMENDACIONES:

Sobre los ensayos en bloques:

- Se recomienda profundizar la investigación sobre las metodologías de ensayo de las piezas de mampuesto a fin de eliminar los efectos de esbeltez y de confinamiento de placas.
- Se recomienda realizar un estudio paramétrico sobre la metodología de Crisafulli con la finalidad de mejorarla y calibrarla.
- Los resultados del módulo de Poisson obtenidos experimentalmente muestran cierta consistencia, pero también sugieren que la metodología empleada debe ser mejorada. Se sugiere extender este estudio de forma paramétrica para comprobar si la dispersión de resultados obtenida se debe a la metodología empleada o si se debe a la heterogeneidad del material.

Sobre los ensayos de mamposterías:

- Se recomienda el empleo de muretes rectangulares en los ensayos de compresión. De esta manera, en los muretes con inclinación de 45° se prevendría la formación de una diagonal de falla de esquina a esquina del murete. En el resto de los muretes esta forma rectangular ayudaría a tener una sección resistente más homogénea.
- En los ensayos de tensión diagonal se recomienda tener una muestra mayor de ensayos para poder definir de mejor manera el módulo de rigidez al cortante.
- En los ensayos de tensión diagonal se pudo obtener la resistencia al corte de la mampostería y el módulo de rigidez al cortante. Para el caso de la resistencia al corte se tiene un buen porcentaje de ajuste entre los resultados

obtenidos, pero el módulo de rigidez al corte presenta una dispersión bastante alta.

- En los ensayos de corte directo se recomienda realizar un estudio comparativo empleando por un lado los tripletes y por otro lado, como alternativa probetas de 4 bloques
- Si bien los resultados de los ensayos de adhesión fueron bastante consistentes con la metodología modificada, se recomienda extender esta investigación para verificar su validez.

Sobre los modelos predictivos:

- La metodología de Binda para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería arroja resultados muy buenos, pero no se tiene en cuenta el aumento del módulo del mortero por efecto de confinamiento de las piezas de mampuesto. Se recomienda profundizar la investigación de este modelo a fin de tomar en cuenta este efecto.
- Se recomienda profundizar el estudio de la metodología empleada para la determinación del módulo de Poisson de la mampostería. Esto sería mediante un estudio paramétrico donde se mida la deformación transversal en varias secciones características de la mampostería. Este estudio permitiría determinar la variación del módulo en las caras de material.
- La ecuación 4.22 no es aplicable a materiales ortotrópicos para la determinación del módulo de corte, pero la comparación de los resultados obtenidos de los ensayos de tensión diagonal con los obtenidos de esta ecuación muestra una cierta concordancia. Se recomienda estudiar más a fondo este parámetro a fin de encontrar algún tipo de correlación.
- En cuanto a las metodologías de Hilsdorf y Mann-Müller se requiere mayor investigación al respecto a fin de calibrarlas. Los resultados obtenidos con ambas teorías pueden tener una variación muy alta.

Sobre la variación del amortiguamiento:

- Se recomienda emplear una tasa de muestreo en los registros de aceleración superior a 4 veces la frecuencia de vibración natural a fin de definir de forma adecuada las curvas de las oscilaciones amortiguadas.
- Se recomienda realizar un estudio comparativo usando las dos formas diferentes de inducir la excitación, esto es mediante desplazamiento inicial, y velocidad inicial. De esta forma se puede verificar la influencia del pulso identificado en los ensayos.
- Se recomienda también el investigar metodologías para inducir la excitación de dinámicamente de forma que se elimine el pulso generado con las otras dos metodologías.

Sobre las modelaciones:

- Se recomienda, en la medida de lo posible, siempre el empleo de modelos de plasticidad distribuida, pues son capaces de representar de forma muy conforme el comportamiento histerético de los elementos. Los modelos de plasticidad concentrada resultan demasiado simples.
- Las recomendaciones en cuanto a modelos de puntales son:
 - El modelo mono-puntal se recomienda emplear únicamente en análisis lineales, para determinar efectos globales en el sistema estructural.
 - El modelo bi-puntal en este análisis no muestra resultados prometedores, pero con un ajuste en la configuración de los puntales podría mejorar su desempeño. Se recomienda extender este estudio colocando un puntal de esquina a esquina en la diagonal y el otro cruzado de $z/2$ de la cabeza y pie de las columnas.
 - De manera general se recomienda el uso de modelos tri-puntales (modelo de Chrysostomou, 1991) para análisis no lineales, pues son los que describen de mejor manera el comportamiento de los rellenos de mampostería.

- Se recomienda el uso de modelos mono-puntal, bi-puntal, y tri-puntal siempre y cuando se tenga seguridad que la falla no se producirá por deslizamiento por corte. Estos modelos no representan el comportamiento ni la resistencia a corte de la mampostería.
- El modelo de Crisafulli aporta efectos sobre el pórtico en la misma medida que el modelo mono-puntal, pero es capaz de representar también la falla de deslizamiento por corte. Se recomienda su uso cuando no se pueda predecir el modo de falla del panel, siempre y cuando se tenga presente que las distribuciones de cortes, momentos y axiales en el marco circundante son únicamente aproximadas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akhoundi, F., Lourenço, P. B., & Vasconcelos, G. (2016). Numerically based proposals for the stiffness and strength of masonry infills with openings in reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(6), 869-891.
- Al-Chaar, G. L., & Mehrabi, A. (2008). Constitutive models for nonlinear finite element analysis of masonry prisms and infill walls (No. ERDC/CERL-TR-08-19). Engineer Research and Development Center Champaign, IL. Construction Engineering Research Lab.
- Amato, G., Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2008). Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. *Proceedings of 14th WCEE, Beijing, China*. Paper, 05-01.
- Amato, G., Fossetti, M., Cavaleri, L., & Papia, M. (2009, January). An updated model of equivalent diagonal strut for infill panels. In *Proceedings of Eurocode* (Vol. 8, pp. 119-128).
- Andreas, U., Cerone, M., D'Asdia, P., & Iannozzi, F. (1985, February). A finite element model for the analysis of masonry structures under cyclic actions. In *Proc., 7th Int. Brick Masonry Conf* (Vol. 1, pp. 479-488).
- Andreas, U., & di Paolo, A. (1988, September). A 3-D finite element model for the analysis of masonry structures. In *Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference, Republic of Ireland* (pp. 1405-1416).
- Andreas, U. (1996). Failure criteria for masonry panels under in-plane loading. *Journal of structural engineering*, 122(1), 37-46.
- Ar, N., Girgin, Z. C., & Ar, E. (2006). Evaluation of ratio between splitting tensile strength and compressive strength for concretes up to 120 MPa and its application in strength criterion. *ACI Materials Journal*, 103(1), 18.
- Asteris, P. G. (1996). A method for the modelling of infilled frames (Method of Contact Points). In *Proc., 11th World Conf. on Earthquake Engrg.*

- Asteris, P. G., Kyriazopoulos, A. D., Vouthounis, P. A., & Egaleo, G. R. E. E. C. E. (2002, October). The state-of-the-art in infilled frames numerical models. *In Proceedings of the Struct Eng World Congress*.
- Asteris, P. G. (2003). Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(8), 1071-1079.
- Asteris, P. G. (2008). Finite element micro-modeling of infilled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8(8), 1-11.
- 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.
- Asteris, P. G., Kakaletsis, D. J., & Chrysostomou, C. (2011). Failure modes of infilled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering* · January 2011.
- Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551-566.
- Asteris, P. G. (2016). The FP4026 Research Database on the fundamental period of RC infilled frame structures. *Data in brief*, 9, 704-709.
- ASTM C39 / C39M - 18 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- ASTM C109 / C109M - 16a Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens).
- ASTM C140/C140M – 17 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units
- ASTM C190-85 Method of Test for Tensile Strength of Hydraulic Cement Mortars (Withdrawn 1990)

- ASTM C348 - 14 Standard Test Method for Flexural Strength of Hydraulic-Cement Mortars
- ASTM C496 / C496M - 17 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- ASTM C780 – 17 Standard Test Method for Preconstruction and Construction Evaluation of Mortars for Plain and Reinforced Unit Masonry
- ASTM C952-12 Standard Test Method for Bond Strength of Mortar to Masonry Units.
- ASTM C1006 - 07(2013) Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units.
- ASTM C1314 - 16 Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms.
- ASTM E2126 - 11 Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings.
- Bakeer, T. (2012), Shear Failure of Masonry - Theory of Mann-Müller, *Memo Technische Universität Dresden*.
- Baran, M., & Sevil, T. (2010). Analytical and experimental studies on infilled RC frames. *International Journal of Physical Sciences*, 5(13), 1981-1998.
- Bertero, V., & Brokken, S. (1983). Infills in seismic resistant building. *Journal of Structural Engineering*, 109(6), 1337-1361.
- Binda, L., Fontana, A., & Frigerio, G. (1988). Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *Brick and Block Masonry (8 th IBMAC) London, Elsevier Applied Science*, 1, 205-216.
- Calvi, G. M., & Kingsley, G. R. (1996). Problems and certainties in the experimental simulation of the seismic response of MDOF structures. *Engineering structures*, 18(3), 213-226.

- Cavaleri, L., Fossetti, M., & Papia, M. (2004, August). Effect of vertical loads on lateral response of infilled frames. In *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Paper No. 2931.
- Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F., & Colajanni, P. (2014). Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and structures*, 47(1-2), 239-262.
- Cavaleri, L., & Di Trapani, F. (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, p 224-242.
- Chaves, E. W. (2013). *Notes on continuum mechanics*. Springer Science & Business Media.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures: Theory and applications*. Prentice Hall, San Francisco, USA. 4th Edition.
- Chrysostomou, C. Z. (1991). *Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames*, Doctoral dissertation, Cornell University, New York.
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills. *PhD Degree in Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand*.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. *Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), 30-47.
- 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.
- CSI Spain, *Computers & Structures Inc.* (2018), www.csiespana.com.

- Danesh, F., & Behrang, V. (2004, August). The influence of masonry infill walls on dynamic behavior of concrete structures. *In 13th World Conference on Earthquake Engineering Paper* (No. 1984).
- Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Behavior of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), p.865-876.
- Decanini, L. D., Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2002, September). Response of bare and infilled RC frames under the effect of horizontal and vertical seismic excitation. *In 12th European Conf. on Earthquake Engineering* (p. p164).
- Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., & Saragoni, R. (2004, August). Seismic performance of masonry infilled R/C frames. *In 13th World Conference on Earthquake Engineering* (No. 165).
- Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel. *Journal of structural engineering*, 121(3), 433-445.
- Dolsek, M., & Fajfar, P. (2000). *On seismic behavior and mathematical modelling of infilled RC frame structures. Journal of WCEE.*
- Doudomis, I. (2008). Improving Lateral Stiffness estimation in the Diagonal strut model of infilled frames. *In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.*
- Ephraim, M. E., & Nwofor, T. C. (2015). Development of a modified one-strut design model for shear strength of masonry infilled frames with opening. *elastic*, 50, 2.
- Ephraim, M. E., & Nwofor, T. C. (2016) Experimental modeling of in filled RC frames with opening. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 7(2), 95-106.
- Fardis, M. N. (2000, February). Design provisions for masonry-infilled RC frames. *In Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering* (p. 2553).
- FEMA 273 (1997) *NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings.*

- FEMA 274 (1997) *NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*.
- FEMA 306 (1998) *Evaluation Of Earthquake Damaged Concrete And Masonry Wall Buildings*.
- FEMA 356 (2000) *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*.
- Fiorato, A. E., Sozen, M. A., & Gamble, W. L. (1970). An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls. *University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign*.
- Galli, M. (2006). Evaluation of the seismic response of existing RC frame buildings with masonry infills. *Master Degree in Earthquake Engineering Master Thesis, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), ROSE School, Pavia*.
- Gani M.S.J. (1997), *Cement and Concrete*, Londres, UK: Chapman & Hall.
- Gualacata Antamba, G. R., & Ortega Zambrano, J. J. (2017). *Determinación experimental de la resistencia asociada a la falla por tracción diagonal de dos tipos de mampostería simple: bloque y ladrillo, para ser usado en modelos computacionales*. 137 hojas. Quito : EPN.
- Hendry, A. W., Sinha, B. P., & Davies, S. R. (Eds.). (2003). *Design of masonry structures*. CRC Press.
- Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473-478.
- Hossain, M. M., Ali, S. S., & Rahman, M. A. (1997). Properties of masonry constituents. *Journal of Civil Engineering, IEB, Bangladesh*, vol. CE, 25(2), 135-155.
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (2015). Datos estadísticos de población y vivienda.

- Jones, R. M. (1999). *Mechanics of composite materials*. Taylor & Francis CRC press. 2nd Edition.
- Kappos, A. J., & Ellul, F. (2000, February). Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames. In *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, paper* (No. 989).
- Karaduman, A., Polat, Z., & Kaltakci, M. Y. (2001). Statical analysis of infilled frames. *WIT Transactions on The Built Environment*, 55.
- Karthik, M. M., & Mander, J. B. (2010). Stress-block parameters for unconfined and confined concrete based on a unified stress-strain model. *Journal of Structural Engineering*, 137(2), 270-273.
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers & Structures*, 89(11-12), 1026-1037.
- Liau, T. C., & Kwan, K. H. (1983). Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computer and Structures*, 18(3), 551-560.
- Liau, T. C., & Kwan, K. H. (1985). Static and cyclic behaviors of multistorey infilled frames with different interface conditions. *Journal of Sound and Vibration*, 99(2), 275-283.
- Liau, T. C., & Kwan, K. H. (1985). Unified plastic analysis for infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, 111(7), 1427-1448.
- López, K & Ushiña, W. (2017). *Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda ecuatoriana*. 191 hojas. Quito : EPN.
- Madan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., & Valles, R. E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of structural engineering*, 123(10), 1295-1302.

- Magenes, G., & Pampanin, S. (2004). Seismic response of gravity-load designed frame systems with masonry infills In *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, paper* (No. 4004).
- Mainstone, R. J., & Weeks, G. A. (1972). 27.-The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffnesses and Strengths of Brick Walls. *Building Research Station, Garston, Watford*.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. OpenSEES command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*; 2006.
- MCAA, *Masonry Contractors Association of America* (2018) <https://www.masoncontractors.org/history/>.
- Medina Robalino, C. D. (2016). *Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador. 199 hojas. Quito: EPN*.
- Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural engineering*, 122(3), 228-237.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 123(5), 604-613.
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (2003). Seismic analysis of masonry-infilled reinforced concrete frames. *TMS Journal*, 21, 81-94.
- Mojsilović, N. (2011). Strength of masonry subjected to in-plane loading: A contribution. *International journal of solids and structures*, 48(6), 865-873.
- Moretti, M. L. (2015). Seismic design of masonry and reinforced concrete infilled frames: a comprehensive overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(4), 748-766.

- Murty, C. V. R., & Jain, S. K. (2000, January). Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings. In *12th world conference on earthquake engineering, paper* (No. 1790).
- Negro, P., & Verzeletti, G. (1996). Effect of infills on the global behavior of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 25(8), 753-773.
- Noh, N. M., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSEES. *Engineering Structures*, 150, 599-621.
- Nwofor, T. C., & Chinwah, J. G. (2012). Finite element modeling of shear strength of Infilled frames with openings. *International Journal of Engineering and Technology*, 2(6), 992-1001.
- Pantò, B., Caliò, I., & Lourenço, P. B. (2017). Evaluation of the Seismic Vulnerability of Infill Frame Structures. In *Atti del XVII Convegno ANIDIS L'ingegneria Sismica in Italia* (pp. 24-32). Pisa University Press.
- Papia, M. (1988). Analysis of infilled frames using a coupled finite element and boundary element solution scheme. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 26(3), 731-742.
- Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M. (2003). Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural engineering and mechanics*, 16(6), 675-694.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Paredes Bernal, R. D. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación teórica-experimental. 208 hojas. Quito : EPN.*

- Pasca, M., Liberatore, L., Masiani, R. (2017), Reliability of analytical models for the prediction of out-of-plane capacity of masonry infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 64(6), 765-781.
- Penna, A., Lagomarsino, S., & Galasco, A. (2014). A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(2), 159-179.
- Pujol, S., Benavent-Climent, A., Rodriguez, M. E., & Smith-Pardo, J. P. (2008, October). Masonry infill walls: an effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-8).
- Pujol, S., & Fick, D. (2010). The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls. *Engineering Structures*, 32(10), 3112-3121.
- Ramos, L. F., Marques, L., Lourenço, P. B., De Roeck, G., Campos-Costa, A., & Roque, J. (2010). *Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies. Mechanical systems and signal processing*, 24(5), 1291-1305.
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2008). A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behavior of buildings under cyclic loading. *International Journal of Mechanics and Materials in Design*, 4(2), 123-135.
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified macro-model for infill masonry panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(3), 390-416.
- Seismosoft [2016] "SeismoSignal v2016 – A computer program for strong motion data processing", available from <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft [2016] "SeismoStruct v2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", available from <http://www.seismosoft.com>.
- Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behavior and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320-331.

- Sinha, B. P. (2002). Development and potential of structural masonry. *Ponencia en el Seminario sobre paredes de albañilería, Lourenco y Souza, Porto, Portugal.*
- Smyrou, E. Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crowley, H. (2006). Implementation and verification of masonry panel model for nonlinear pseudo-dynamic analysis of infilled RC frames. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Paper 355.
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(5), 1519-1534.
- Stafford Smith, B. (1962). Lateral Stiffness of Infilled Frames. *Proceedings of the National Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division*, 88(6), 183-199.
- Stafford Smith, B. (1966). Behavior of Square Infilled Frames. *Proceedings of the National Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division*, 92(1), 381-403.
- Stafford Smith, B. & Carter, C. (1969). A method of Analysis for Infilled Frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44, 31-48.
- Stavridis, A., & Shing, P. B. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 136(3), 285-296.
- Syrmakezis, C. A., & Asteris, P. G. (2001). Influence of infilled walls with openings to the seismic response of plane frames. In *Proc. 9th Can. Masonry Symposium*.
- Tarque, N., Leandro, C., Guido, C., & Enrico, S. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and Structures*, 8(3), 731-757.

- Thiruvengadam, V. (1985). On the natural frequencies of infilled frames. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 13(3), 401-419.
- Utku, B. (1980). 'Stress magnifications in walls with openings. In *Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering* (Vol. 4, pp. 217-224).
- Vinueza Lomas, J. G., & Ipiales Pupiales, P. A. (2017). *Estudio experimental de resistencia al deslizamiento por corte en juntas de mortero en mampostería de bloque artesanal. 124 hojas. Quito : EPN.*
- Wael, W., & Drysdale, R. G. (2004), 3-D Finite element modelling of masonry-infilled frames with and without openings. *13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam.*
- Wilding, B. V., Dolatshahi, K. M., & Beyer, K. (2017). Influence of load history on the force-displacement response of in-plane loaded unreinforced masonry walls. *Engineering Structures*, 152, 671-682.

ANEXOS

ANEXO A
Resumen de Valores de Parámetros

Hormigón		
Resistencia a compresión (f'_c)	24.77	MPa
Módulo de elasticidad (E_c)	16.33	GPa
Deformación unitaria en f'_c (ec)	0.003	mm/mm

Acero		
Esfuerzo de fluencia (f_y)	440.00	MPa
Esfuerzo máximo (f_{su})	610.00	MPa
Esfuerzo intermedio (f_{sh_1})	550.00	MPa
Deformación unitaria en f_{sh} (esh)	0.0165	mm/mm
Deformación unitaria en f_{su} (esu)	0.2259	mm/mm
Deformación unitaria en f_{sh_1} (esh_1)	0.1003	mm/mm
Módulo de elasticidad (E_s)	206.00	GPa

Bloque		
Resistencia a compresión vertical (f'_{bv})	0.7860	MPa
Módulo de elasticidad inicial secante vertical (E_{bv_0})	0.8969	GPa
Módulo de elasticidad secante al 45% de f'_{bv} ($E_{bv_{45}}$)	0.7812	GPa
Módulo de Poisson vertical (ν_v)	0.0085	mm/mm
Resistencia a compresión horizontal (f'_{bh})	0.9668	MPa
Resistencia a tensión (f'_{bt})	0.2150	MPa
Módulo de elasticidad secante inicial horizontal (E_{bh_0})	1.8774	GPa
Módulo de elasticidad secante al 45% de f'_{bh} ($E_{bv_{45}}$)	1.6353	GPa
Módulo de Poisson horizontal (ν_v)	0.0172	mm/mm

Mortero		
Resistencia a compresión (f'_j)	20.19	MPa
Módulo de elasticidad secante inicial (E_{j_0})	14.8500	GPa
Módulo de elasticidad secante al 45% de f'_j ($E_{j_{45}}$)	15.7470	GPa
Módulo de Poisson (ν_j)	0.2192	mm/mm

Mampostería		
Resistencia a compresión ($f'm$) a 0° de inclinación	1.1504	MPa
Resistencia a compresión ($f'm$) a 22.5° de inclinación	1.0806	MPa
Resistencia a compresión ($f'm$) a 45° de inclinación	0.8162	MPa
Resistencia a compresión ($f'm$) a 67.5° de inclinación	0.7258	MPa
Resistencia a compresión ($f'm$) a 90° de inclinación	0.8574	MPa
Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}) a 0° de inclinación	1.7488	MPa
Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}) a 22.5° de inclinación	1.8646	MPa
Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}) a 45° de inclinación	1.9909	MPa
Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}) a 67.5° de inclinación	2.0247	MPa
Módulo de elasticidad inicial (E_{mo}) a 90° de inclinación	1.0598	MPa
Módulo de elasticidad a 45% $f'm$ ($E_{m_{45}}$) a 0° de inclinación	1.5211	MPa
Módulo de elasticidad a 45% $f'm$ ($E_{m_{45}}$) a 22.5° de inclinación	1.6800	MPa
Módulo de elasticidad a 45% $f'm$ ($E_{m_{45}}$) a 45° de inclinación	1.6257	MPa
Módulo de elasticidad a 45% $f'm$ ($E_{m_{45}}$) a 67.5° de inclinación	1.8061	MPa
Módulo de elasticidad a 45% $f'm$ ($E_{m_{45}}$) a 90° de inclinación	0.8911	MPa
Módulo de Poisson horizontal - 0° de inclinación (ν_{mh})	0.0471	mm/mm
Módulo de Poisson vertical - 90° de inclinación (ν_v)	0.0216	mm/mm
Resistencia a corte (τ_m)	0.2389	MPa
Módulo de rigidez a corte (G_m)	0.9061	GPa
Adhesión (τ_o)	0.2269	MPa
Coeficiente de fricción (μ)	0.5825	GPa

ANEXO B
Especificaciones de Equipos



**COMERCIALIZADORA Y SERVICIOS TÉCNICOS
SUPER "L", S.A. DE C.V.**

PT-12.01

Leandro Valle No. 36 Ciudad López Mateos
Atizapán de Zaragoza Edo. de México C.P. 52 900
Tel. 58-22-88-96 / 58-22-85-98 / 85-22-86-45, Fax Div. 58-25-12-72

PÁG 1 DE 1

INFORME DE CALIBRACIÓN No. 17 - 4525	PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN No. ITLC-07	METODO: COMPARACION DIRECTA
FECHA DE CALIBRACIÓN: 2017-01-25	FECHA DE EMISION: 2017-02-01	NORMAS APLICABLES: NMX-CE-7580-1-09NC-2008 ISO 7500-1:2004(E)

DATOS DEL EQUIPO

DATOS DEL PATRÓN

CLIENTE: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR	PATRÓN UTILIZADO: CELDA DE CARGA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES	
DOMICILIO: AV. 12 DE OCTUBRE 1076 Y ROSA 2386 QUITO ECUADOR	IDENTIFICACION: CST-F-01 (SISTEMA A) 940 2018 - 911 204C - 911 204D CST-F-04 (SISTEMA D) 979 324A
ORDEN DE SERVICIO No. 17 - 4525	MARCA: STRAINSENS / STRAINSENS
EQUIPO: MAQUINA UNIVERSAL DE PRUEBAS FISICAS	MODELO: S1102KGC2 - S1103KGC2 - S1104KGC2 - S1105KGC2
	INTERVALO DE MEDICION: 980 645N A 9 80645N - 9 80645N A 98 0665N - 98 0665N A 980 665N
	294 1995N A 2 941 995N
MARCA: Tinius Olsen	COMPRESION
EXACTITUD: 0.25% E.P. / 0.25% E.P.	
NÚMERO DE IDENTIFICACION: N/A	FECHAMIENTO: 2017-04 / 2018-08
SERIE: * 206 485	CALIBRADO POR: CENAM / CENAM
MODELO: * SUPER L-400/602	INCERTIDUMBRE: 1.67 - 9.879 - 13.43V - 74.98 - 402.25H - 1084.0N
ALCANCE DE MEDICION: 3 922.66N A 1 961 330N	PATRÓN DE TEMPERATURA: TERMOMETRO DIGITAL
DIVISION MINIMA: N/A	CODIGO: CST-TEM-06
	CALIBRADO POR: SERVICIOS METROLOGICOS ESPECIALIZADOS
	VIGENCIA: 2017-06
INTERVALO DE MEDICION: 1 961 330N	TRAZABILIDAD: PATRON NACIONAL DE FUERZA UBICADO EN EL CENAM

CLAS DE EXACTITUD +/-		DIVO %		RESOLUCION		SI N		FUERZA REAL		ERROR		INCERTIDUMBRE	
LECTURA	PRESA	LECTURAS DEL PATRON			PROMEDIO APLICADA		ERROR RELATIVO EXACTITUD	ERROR RELATIVO INCERTIDUMBRE	DE CALIBRACION (+)				
Pa1	Pa2	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	Pa1	Pa2	NEP	NEP	Pa1	Pa2	Pa1	Pa2	
		9°	120°	240°									
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000	0.000			
400.0	3 922.66	3 945.61	3 940.70	3 943.84	402.11	3 943.28	-0.57	0.12	9.8	1.0			
800.0	7 845.32	7 809.16	7 806.71	7 802.10	804.83	7 802.65	-0.60	0.10	19.6	2.0			
1 000.0	9 806.65	9 811.75	9 788.21	9 786.25	998.85	9 795.41	-0.81	0.26	28.1	2.9			
2 000.0	19 613.30	19 591.53	19 602.32	19 586.63	1 997.98	19 593.49	-0.20	0.08	49.0	5			
10 000.0	98 066.50	98 248.71	98 297.64	98 327.06	10 022.91	98 291.14	+0.23	0.08	245.2	25.0			
20 000.0	196 133.00	196 727.77	197 031.49	197 374.42	20 092.95	197 044.56	-0.46	0.31	668.2	68			
40 000.0	392 266.00	393 200.18	393 219.79	393 298.35	40 099.26	393 239.44	-0.25	0.08	966.7	100.0			
80 000.0	784 532.00	783 160.74	783 249.39	783 308.42	79 868.20	783 239.52	0.17	0.02	1961.3	200			
120 000.0	1 176 798.00	1 177 224.20	1 176 635.60	1 176 439.37	119 996.78	1 176 766.39	0.00	0.07	2942.0	300.0			
160 000.0	1 569 064.00	1 569 633.18	1 569 633.18	1 569 829.70	160 064.72	1 569 698.69	-0.04	0.01	3922.7	400.0			
200 000.0	1 961 330.00	1 962 909.07	1 963 204.44	1 963 105.98	200 177.75	1 963 073.16	-0.09	0.02	4902.3	500			

TEMPERATURA INICIAL: 25.1 °C	OBSERVACIONES:	INCERTIDUMBRE: LA INCERTIDUMBRE EXPANDIDA SE OBTUVO MULTIPLICANDO LA INCERTIDUMBRE ESTANDAR COMBINADA POR UN FACTOR DE K=2.
TEMPERATURA FINAL: 25.1 °C		CONDICIONES AMBIENTALES ADECUADAS.
ERROR MAX. DE ZERO: 24.0 N		A PETICION DEL CLIENTE LA PROXIMA CALIBRACION SE REALIZARA "SEGUN PROGRAMA DEL USUARIO"
ERROR MÁXIMO: -0.60 % E.P.		CST SE ENCUENTRA ACREDITADO POR LA ENTIDAD MEXICANA DE ACREDITACION, S.C. (EMA, S.C.) EN EL AREA DE FUERZA CON No. DE ACREDITACION F-31 DE CONFORMIDAD CON LA NORMA NMX-EC-17025-09NC-2009 VIGENTE A PARTIR DEL 2012-01-25

NOTAS: Este Informe de Calibración no debe ser reproducido excepto en su totalidad, sin la aprobación por escrito del laboratorio.

Los resultados contenidos en el presente Informe se refieren al momento y condiciones en que se realizaron mediciones.
Se advierte al usuario la necesidad de considerar las magnitudes de influencia significativas, e incrementar consecuentemente la incertidumbre global cuando utilice los elementos en condiciones que difieren de las de calibración. El laboratorio no se responsabiliza del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

[Signature]
CALIBRADO
WILSON RAUL MARTINEZ R.
GERENTE DE SERVICIOS

[Signature]
SUSCRITO
JOSE LUIS MARTIN J.
DEPTO. I.E. SERVICIOS



**COMERCIALIZADORA Y SERVICIOS TÉCNICOS
SUPER "L", S.A. DE C.V.**

FT-12.01

Leonardo Valle No. 26 Ciudad López Mateos
Atlixpón de Zaragoza Edo. de Méico C.P. 52 900
Tel. 58-22-88-96 / 58-22-85-90 / 85-22-86-45, Fax Div. 58-25-12-72

PÁGINA 1 DE 1

INFORME DE CALIBRACIÓN No. 17 - 4522	PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN No. ITLC-07	METODO: COMPARACION DIRECTA
FECHA DE CALIBRACIÓN: 2 017 - 01 - 24	FECHA DE EMISION: 2017 - 02 - 01	NORMAS APLICABLES: NMX-CN-7500-1-IMNC-2009 ISO 7500-1:2004(E)

DATOS DEL EQUIPO

DATOS DEL PATRÓN

CLIENTE: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR	PATRÓN UTILIZADO: CELDA DE CARGA
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES	
DOMICILIO: AV. 12 DE OCTUBRE 1076 Y BOCA 2104 QUITO ECUADOR	IDENTIFICACION: CST-F-01 (SISTEMA A) 911 2004 - 940 2018 - 911 2004 - 911 2040
ORDEN DE SERVICIO No. 17 - 4522	MARCA: STRAINSENSE
EQUIPO: MAQUINA UNIVERSAL DE PRUEBAS FISICAS	MODELO: SS1010G02 - SS1020G02 - SS1030G02 - SS1040G02
	INTERVALO DE MEDICION: 9064.5N A 9064.65N - 9064.65N A 9064.80N - 9064.80N A 9064.95N
MARCA: ZWILLER	EXACTITUD: 0.25% E.P.
NÚMERO DE IDENTIFICACIÓN: N/A	VENCIMIENTO: 2017 - 04
SERIE: 1 315 061	CALIBRADO POR: CENAM
MODELO: 1 SUPER L-60/902	INCERTIDUMBRE: 0.60% - 1.87% - 0.67% - 18.24% - 74.9% - 401.25%
ALCANCE DE MEDICIÓN: 580.399N A 294 199.5N	PATRÓN DE TEMPERATURA: TERMOMETRO DIGITAL
DIVISION MINIMA: N/A	CODIGO: CST-TEM-06
	CALIBRADO POR: SERVICIOS METROLOGICOS ESPECIALIZADOS
	VIGENCIA: 2017 - 06
INTERVALO DE MEDACIÓN: 294 199.5N	TRAZABILIDAD: PATRON NACIONAL DE FUERZA UBICADO EN EL CENAM
CLASE DE EXACTITUD +/- DIVO %	RESOLUCIÓN 0.01 N

LECTURA [N]	PRENSA [N]	LECTURAS DEL PATRÓN			FUERZA REAL PROMEDIADA APLICADA		ERROR RELATIVO EXACTITUD % E.P.	ERROR RELATIVO % E.P.	INCERTIDUMBRE DE CALIBRACIÓN (±)	
		SERIE 1 [N] 0°	SERIE 2 [N] 120°	SERIE 3 [N] 240°	[N]	[N]			[N]	[N]
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.000	0.000
60.0	586.40	586.51	586.82	587.14	59.04	586.82	0.27	0.11	1.5	0.2
120.0	1 176.80	1 172.88	1 173.76	1 174.26	119.68	1 173.63	-0.27	0.12	2.9	0.3
150.0	1 471.00	1 465.70	1 466.29	1 471.78	149.69	1 467.92	-0.23	0.41	7.4	0.8
300.0	2 942.00	2 932.19	2 930.13	2 920.36	298.80	2 920.23	0.40	0.13	7.4	0.8
1 500.0	14 709.98	14 698.50	14 715.17	14 726.84	1 500.36	14 713.51	-0.02	0.19	36.8	2.8
3 000.0	29 419.95	29 366.41	29 432.11	29 438.97	2 999.24	29 412.50	0.02	0.25	90.0	9
6 000.0	58 839.90	58 698.68	58 822.25	58 837.94	5 994.53	58 786.29	0.09	0.29	150.6	15.4
12 000.0	117 679.80	117 595.17	117 644.10	117 507.01	11 990.04	117 582.09	0.08	0.27	294.2	30
18 000.0	176 519.70	176 359.17	176 437.52	176 290.52	17 983.96	176 362.40	0.09	0.08	474.3	48.4
24 000.0	235 359.60	235 123.26	235 182.20	235 005.78	23 974.25	235 107.08	0.11	0.08	588.4	68.0
30 000.0	294 199.50	293 946.88	294 005.62	293 878.23	29 972.90	293 943.58	0.09	0.94	735.5	75

TEMPERATURA INICIAL: 20.9 °C	CONDICIONES:	INCERTIDUMBRE: LA INCERTIDUMBRE EXPANDIDA SE OBTUVO MULTIPLICANDO LA INCERTIDUMBRE ESTANDAR COMBINADA POR UN FACTOR DE K=2.
TEMPERATURA FINAL: 21.8 °C		CONDICIONES AMBIENTALES ADECUADAS.
ERROR MAX. DE CERO: 21.0 N		A PETICIÓN DEL CLIENTE LA PROXIMA CALIBRACION SE REALIZARA " SEGUN PROGRAMA DEL USUARIO "
ERROR MÁXIMO: 0.40 % E.P.		CST SE ENCUENTRA ACREDITADO POR LA ENTIDAD MEXICANA DE ACREDITACION, S.C. (EMM, S.C.) EN EL AREA DE FUERZA CON No. DE ACREDITACION P-31 DE CONFORMIDAD CON LA NORMA NMX-02-17025-IMNC-2006 VIGENTE A PARTIR DEL 2012 - 01 - 25

NOTA: Este Informe de Calibración no debe ser reproducido excepto en su totalidad, sin la aprobación por escrito del laboratorio.

Los resultados contenidos en el presente Informe se refieren al momento y condiciones en que se realizaron mediciones.
Se advierte al usuario la necesidad de considerar las magnitudes de influencia significativas, e incrementar consecuentemente la incertidumbre global cuando utilice los elementos en condiciones que difieren de las de calibración. El laboratorio no se responsabiliza del uso inadecuado de los instrumentos calibrados.

JOSÉ LUIS RIVERA JIMENEZ
DEPTO. DE SERVICIOS

M. TERESA MARTÍNEZ ROMERO
GERENCIA DE SERVICIOS

HBM MESS- UND SYSTEMTECHNIK GMBH
PRÜFPROTOKOLL WEGAUFNEHMER

test certificate

Ident.-Nr.: 030810154
 ident no.

Typ WA
 type
Nennmessweg: 100.0 mm
 nominal displacement
Prüfdatum 10.03.1999
 test date

Linearitätsabweichung
 linearity deviation

Prüfweg [mm] displacement	Abweichung [mm] deviation
0.0	0.0
10.0	+0.013
20.0	-0.096
30.0	-0.039
40.0	+0.004
50.0	+0.154
60.0	-0.092
70.0	+0.002
80.0	+0.058
90.0	+0.021
100.0	0.0

Kennwert bei : +100.0 mm 80.0 mV/V ±1% bei 2.5 V Nennspeisespannung
 sensitivity of

max. Linearitätsabweichung 0.15 %
 max. linearity deviation

Alle weiteren metrologischen Eigenschaften des Aufnehmers sind durch Typprüfungen und laufende Produktaudits des Qualitätswesens abgesichert.
 All other metrological characteristics of the transducer are verified by type testing and continuous product audits of the quality department.

HBM MESS- UND SYSTEMTECHNIK GMBH
 Postfach / Postbox 100151

D-64201 Darmstadt

DQS-zertifiziert nach DIN ISO 9001
 DIN ISO 9001 certified by DQS

DATECH-akkreditiertes EMV-Prüflaboratorium
 Accredited as EMC test laboratory by DATECH

Cilindros de émbolo hueco, serie RCH

En versiones a derecha: RCH-306, RCH-120, RCH-1000



- Diseño de émbolo hueco que permite tanto fuerzas de fren como de empuje
- Retorno por resorte de simple acción
- El tubo central fijado requerido en los modelos de más de 20 toneladas prolonga la vida útil
- Acabado de emblete hornado para una mayor resistencia a la corrosión
- Roscas del collar que facilitan la fijación de las piezas
- El modelo RCH-120 incluye acople AR-430 y tiene una conexión de 14 NPTT
- Los modelos RCH-121 y RCH-1211 tienen un reductor FZ-6830 y un acople AR-630. Todos los otros modelos tienen un acople CR-400



ENERPAC

Versatilidad para aplicaciones de prueba, mantenimiento y tensado



• **Componentes de bombas y cilindros**
Para facilitar las reparaciones en el campo, los cilindros vienen con un kit de "mantenimiento rápido" que incluye: aceite, mangara y puente.

• **Cilindros de émbolo hueco de aluminio**
Al ser hechos de aluminio, los cilindros de émbolo hueco Enerpac son la opción perfecta para aplicaciones de prueba, mantenimiento y tensado.

• **Sistemas**
Una amplia gama de sistemas de prueba y mantenimiento están disponibles para todos los modelos de cilindros de émbolo hueco Enerpac. Consulte la tabla de especificaciones para obtener más información sobre los sistemas disponibles.

Capacidad Cilindros de émbolo hueco	Número de cilindros	Área efectiva del cilindro	Área efectiva del pistón
0.31	RCH-120	2.76	0.160
12	RCH-121*	2.76	4.69
12.1	RCH-121*	2.76	4.69
20	RCH-120	3.78	6.29
20.1	RCH-120*	3.78	9.46
30	RCH-306*	7.22	18.05
30.1	RCH-306*	7.22	44.23
60	RCH-606	12.28	28.20
60.1	RCH-606	12.28	76.43
1000	RCH-1000*	20.63	67.88

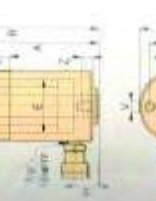
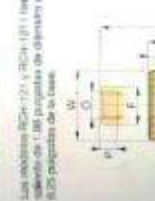
* Dependiendo de la configuración, puede haber más de un cilindro en cada sistema.

Cilindros de émbolo hueco, de simple acción



Mangoneras Enerpac ofrecen una línea completa de mangoneras hidráulicas de gran calidad. Para asegurar la fiabilidad de su sistema, utilice únicamente mangoneras hidráulicas Enerpac.

Tipos de cilindros	No. de unidades de cilindros	Dimensiones de la altura (inches)
RCH-306	14	2.11
RCH-306	14	1.49
RCH-306	14	3.01
RCH-306	14	3.01
RCH-120	14	4.07
RCH-120	14	3.15



Capacidad 12-100 toneladas
Carrera: 0.31-6.13 pulgadas
Diseño del cilindro: simple acción
Presión de operación: 10,000 psi



Dimensiones de los cilindros de émbolo hueco de la Serie RCH

Número de cilindros	Cilindros de émbolo hueco	Presión de operación
RCH-306	200	10,000
RCH-306	200	10,000
RCH-120	300	10,000
RCH-120	300	10,000
RCH-306	200	10,000
RCH-306	200	10,000
RCH-120	300	10,000
RCH-120	300	10,000



Modelos RCH-306 al RCH-1000

Número de cilindros	Capacidad de cilindros de émbolo hueco	Presión de operación	Área efectiva del cilindro	Área efectiva del pistón	Presión de operación	Número de cilindros
20	200	10,000	3.78	6.29	10,000	RCH-120
20.1	200	10,000	3.78	9.46	10,000	RCH-121*
30	300	10,000	7.22	18.05	10,000	RCH-306
30.1	300	10,000	7.22	44.23	10,000	RCH-307*
60	600	10,000	12.28	28.20	10,000	RCH-606
60.1	600	10,000	12.28	76.43	10,000	RCH-607*
1000	1000	10,000	20.63	67.88	10,000	RCH-1002*

* Dependiendo de la configuración, puede haber más de un cilindro en cada sistema.

Cilindros de doble acción, serie RR

► De 1220 a 2000 mm de altura, RR-1010, RR-1012, RR-1502, RR-3011, RR-3013, RR-3015, RR-3017



- Las rosas del collar y del embolo, así como los orificios de montaje en la base facilitan la fijación de accesorios (en la mayoría de los modelos)
- Acabado de epoxi homólogo para una mayor resistencia a la corrosión
- Sellos laminares desmontables para proteger el embolo durante el levantamiento de peso y presado
- La válvula de seguridad incorporada evita que se produzca una sobrepresión por accidente
- Todos los modelos incluyen los acoples CR-400
- Diafragma limpiador del embolo que reduce la contaminación y prolonga la vida del cilindro

► Este cilindro apto de carrera larga se adapta a los sistemas de pata y cableamiento cuando el montaje de hecho en uno de los modelos de altura (RR-1011 y RR-1012) resulta de producción local



Los cilindros de rendimiento más versátil

Lo suficientemente resistentes como para funcionar en los lugares de trabajo más exigentes. Su diseño de precisión permite emplearlos en aplicaciones industriales de ciclos de alta frecuencia.

Selección de juntas
Los cilindros de doble acción admiten accesorios mediante O-Rings con válvula de 1/8" de altura.
Página 109

Sellos
Los cilindros de la serie RR de hasta 1500 mm de altura admiten el uso de sellos para reducir las pérdidas de aceite de la serie CAT.
Página 33

Rendimiento óptimo
La pata de bombeo, accionada por un sistema de accionamiento hidráulico de 4 vías garantiza el rendimiento por segundos.
Página 80

► Los cilindros RR pueden aplicarse y conectarse en una amplia variedad de aplicaciones.



Cilindros de carrera larga de doble acción

Serie RR

Capacidad:
10-500 toneladas
Carrera:
2.25-48.00 pulgadas
Presión de operación máxima:
10,000 psi

Serie CLAG de Enerpac
Si la aplicación no requiere ciclos de alta frecuencia, los cilindros de la serie CLAG de Enerpac son la opción adecuada.
Página 40

Tabla de reemplazos
Para determinar la selección adecuada de los cilindros consulte el manual de especificaciones de los cilindros Enerpac en el "Página Anular".
Página 113

Selección de accesorios y presión
Selección de accesorios y presión recomendada para los cilindros de doble acción de la serie RR.

Tipos de válvulas	Número de cables de control	Número de cables de línea
L18A	RR-1010, 1012	A-102F
RR-1010, 1012	CAT-19	
RR-3018, 3014	CAT-30	
Inch-Final	RR-506, 5013	
	RR-5020, 756	CAT-300
	RR-7513	

Estado estándar	A-1010, 1012	A-102F
Acción	RR-1010, 1012	A-102F
	RR-3018, 3014	A-102F

Para obtener más información: www.enerpac.com

► TABLA DE SELECCIÓN RÁPIDA
Para obtener la información técnica completa, vea la página siguiente.

Capacidad máxima de cilindro (toneladas)	Carrera (pulg)	Número de cilindros de línea	Área efectiva del cilindro (pulg²)		Número de cables			Área efectiva (pulg²)
			Serpenteo	Tray	Empuje	Tirar	Tray	
10	10.00	RR-1010*	2.23	80	20.30	8.00	16.13	16.00
	12.00	RR-1012*	2.23	80	20.30	9.00	18.00	18.00
30	3.25	RR-3018*	6.51	3.00	51.67	25.00	15.25	15.25
	14.50	RR-3014*	6.51	3.00	50.70	43.00	21.63	
30	8.13	RR-506*	11.06	3.40	67.77	21.00	13.06	
	13.13	RR-5013*	11.06	3.40	146.17	44.00	20.06	
	20.13	RR-5020*	11.06	3.40	222.56	69.00	28.88	
75	8.13	RR-756*	18.92	4.90	87.98	29.00	13.60	
	13.13	RR-1313*	15.92	4.90	200.00	64.00	20.00	
	6.52	RR-1008*	20.65	9.80	196.90	65.00	14.06	
100	13.13	RR-1010*	20.65	9.80	271.17	126.00	20.63	
	18.13	RR-1018*	20.65	9.80	374.14	174.00	27.06	
150	2.25	RR-1502*	30.71	14.80	69.11	33.00	7.72	
	8.13	RR-1608*	30.71	14.80	166.16	61.00	15.19	
	13.13	RR-1313*	30.71	14.80	303.27	104.00	22.26	
	20.13	RR-2013*	30.71	14.80	366.88	175.00	43.84	
	6.02	RR-2008*	44.21	22.50	295.28	135.00	16.94	
300	13.00	RR-30013*	44.21	22.50	574.78	263.00	33.94	
	21.00	RR-21018*	44.21	22.50	794.05	366.00	30.13	
	26.00	RR-26024*	44.21	22.50	1.061	510.00	36.13	
	36.00	RR-36036*	44.21	22.50	1.392	707.00	48.13	
400	6.00	RR-3006*	70.83	38.00	421.56	238.00	19.13	
	12.00	RR-30012*	70.83	38.00	811.12	459.00	25.13	
300	18.00	RR-30018*	70.83	38.00	1.277	684.00	31.13	
	24.00	RR-24024*	70.83	38.00	1.709	912.00	37.13	
	36.00	RR-36036*	70.83	38.00	2.583	1.368	48.13	
	48.00	RR-48048*	70.83	38.00	3.457	1.824	61.13	
500	6.00	RR-5006*	98.00	51.00	1070.57	595.00	27.19	
	12.00	RR-50012*	98.00	51.00	1.141	611.00	27.19	
400	18.00	RR-40018*	98.00	51.00	1.710	916.00	30.19	
	24.00	RR-24024*	98.00	51.00	2.286	1.224	38.19	
	36.00	RR-36036*	98.00	51.00	3.429	1.708	51.19	
	48.00	RR-48048*	98.00	51.00	4.574	2.148	63.19	
500	6.00	RR-5006*	133.15	63.00	678	378.00	28.75	
	12.00	RR-50012*	133.15	63.00	1.568	799.00	28.75	
300	24.00	RR-30024*	133.15	63.00	2.102	1.134	34.75	
	36.00	RR-36036*	133.15	63.00	2.716	1.517	40.75	
	48.00	RR-48048*	133.15	63.00	3.294	2.264	46.75	
	60.00	RR-60060*	133.15	63.00	3.637	3.074	64.75	

* Para las versiones RR-1010 y RR-1012 (A-1010 y A-102F) consulte RR-3018 y RR-3014. N = 2.25 pulg.

www.enerpac.com

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK
HBM Mess- und Systemtechnik GmbH



Elektrisches
Messen
mechanische
Größen

Nr. 0032 002

Prüfprotokoll

V1.51/18-2W3.9

test certificate / protocole d'essai

Typ: U2B
type / type

Auftrag: 858712
order no. / commission

Nennmeßbereich: 200kN
range / range

Prüfer: Mergel
examiner / contributeur

IdentNr: 031030109
serial no. / N° d'ident

Datum: 16.6.1999
test date / date d'essai

Prüfergebnisse:

Eingangsgröße des Meßbereichs [%]
input quantity / échelle d'essai

Ausgangsgröße [mV/V]
output quantity / résultats

	Zug <small>tension / traction</small>	Druck <small>compression / compression</small>
	0	0.0000
50	-1.0010	1.0023
100	-1.9999	2.0057
50	-1.0012	1.0024
0	-0.0001	0.0000

Aus den Prüfergebnissen berechnete und sonstige meßtechnische Eigenschaften:

metrical characteristics calculated from the measuring results and other values caractéristiques calculées à partir des résultats d'essai

Kennwert C [mV/V] <small>sensitivity / sensibilité</small>	-1.9999	2.0057
Linearitätsabweichung [%vC] <small>linearity deviation / linéarité</small> (Abweichung von der bestpassenden Geraden durch das Nullsignal) <small>deviation from bestfit through zero / écart par rapport à la meilleure droite passant par le zéro</small>	0.036	0.019
Relative Umkehrspanne 0,5 Fnom [%] <small>relative hysteresis / hystérésis relatif</small>	0.014	0.007

Allgemeine Zusatzinformationen:

general information / informations complémentaires

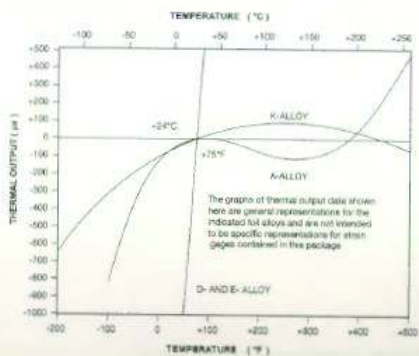
Alle weiteren meßtechnischen Eigenschaften des Aufnehmers sind durch Typprüfungen und laufende Produktaudits des Qualitätswesens abgesichert.
Toutes les autres caractéristiques techniques du capteur sont garanties par le Service Qualité, au moyen d'essais et d'audits effectués sur le produit.
All other metrical characteristics of the transducer are verified by type testing and continuous product audits of the quality department.

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH
Postfach: 100 151
D-64201 Darmstadt

Zertifiziert nach ISO 9001 und ISO 14001 (DQS-19001)
ISO 9001 and ISO 14001 certified by DQS / Certification selon ISO 9001 et ISO 14001

DKD-K-00101; DAT-P-006/012

Akkreditiertes DKD Kalibrierlaboratorium und EMV-Prüflaborato
Accredited DKD calibration laboratory and EMC testing laboratory
Laboratoire accrédité par le DKD et laboratoire d'essais CEM



CALCULATION OF THERMAL OUTPUT FOR STRAIN GAGES

The thermal output of the gages contained in this package can be calculated from the following polynomial expression

$$a_0 + a_1 \cdot T + a_2 \cdot T^2 + a_3 \cdot T^3 + a_4 \cdot T^4 + a_5 \cdot T^5$$

where a_n are coefficients and T^n is the temperature to the n^{th} power.

The coefficients for both Celsius and Fahrenheit temperature scales are provided on the data label affixed to this package for strain gages.

A-Alloy, D-Alloy, and E-Alloy coefficients typically represent gage behavior over a temperature range of -100 °F to +400 °F, while K-Alloy has a normal temperature range of -320 °F to +500 °F.

MEME® MICRO-MEASUREMENTS

FOR COMPLETE TECHNICAL DATA VISIT WWW.VISHAY.COM

GRID RESISTANCE IN OHMS

120.0±0.3%

TC OF GRID FACTOR, %/100°C

(+1.2±0.2)

GRID GAGE FACTOR @ 30°C

2.130±0.5%

TRANSVERSE SENSITIVITY

(+0.5±0.2)%

NOM

*THERMAL OUTPUT COEFFICIENTS FOR 1018 STEEL, @ G.P. OF 200

ORDER	FAHRENHEIT	CELSIUS
0	-1.26E+2	-4.53E+1
1	+3.26E+0	+3.27E+0
2	-2.53E-2	-6.48E-2
3	+5.75E-5	+3.11E-4
4	-3.19E-8	-3.35E-7

FOLIOLOT NUMBER
A86AD952

WORK ORDER NUMBER
11030020

3181419

ITEM CODE QTY 1 PK CODE
MMF002504 (5 pcs) 201844US

COUNTRY OF ORIGIN USA



EA-06-250BG-120/LE

Güralp 5TDE



NETWORK-READY DIGITAL FORCE-BALANCE STRONG-MOTION ACCELEROMETER



A digital, triaxial, force-feedback accelerometer with a large dynamic range.

The Güralp 5TDE is suitable for seismology, hazard mitigation and civil engineering applications. An on-board, Linux-based acquisition module offers remote monitoring and control with unparalleled flexibility.

Combining the 5TC strong motion instrument, a DM24 digitizer and an embedded acquisition module (EAM), the 5TDE is a low-noise sensor with on-board and external storage options. With web-based user interface and multi-protocol communications over serial and Ethernet connections, an optional Wi-Fi module offers 802.11b/g connectivity.

Applications

- > Ground motion modelling
- > Large earthquake source characteristics
- > Earthquake Early Warning systems
- > Structural health monitoring

Images show the Güralp 5TDE feedback internal accelerometer.

Key features

Low-noise components for high precision and extra dynamic range (151 dB)

Full-scale sensitivity of ± 2 g as standard

Low pass corner at 100 Hz (200 Hz option also available)

No mass-locking or sensor levelling required

Isolated power supply for 11-30 V operation

Robust, water-proof and dust-proof (IP67)

Up to 64 GB of on-board Flash memory storage

Unlimited external USB mass storage

Data recording in GCF or miniSEED formats

Fast data download over Ethernet or USB

Configuration via serial or Ethernet; command-line or web-based

Full network security suite, including HTTPS and Firewall, allows direct, permanent connection to the internet

LCD display allows operators to monitor triggers and memory usage in real-time

Powerful, flexible Linux operating system

Optional USB Flash memory stick storage option

Optional 802.11b and 802.11g Wi-Fi

160-03 Aftershock Data Sheet

The RefTek model 160-03 aftershock system is purposefully designed six channel recorder with three 2Hz seismometers and Triaxial MEMS accelerometer. The instrument is self-contained with an integral low power 24 bit analog to digital converter, power source and sensor array. Capable of rapid deployment the 160-03 is ideal for monitoring aftershocks within hours of the main earthquake, providing valuable information which national strong motion stations are unable to detect.



The 160-03 combines both weak and strong motion recording into one easy package. Image courtesy of Ref Tek, a Trimble Brand.

The combination of seismometer and MEMS triaxial accelerometer makes the 160-03 ideal for weak and strong motion recording, bridging the gap between traditional permanent monitoring installations and portable instrumentation.

The low power analogue to digital CPU enables this system to operate for up to 7 days on its internal Li-Ion battery pack (recording 3 channels at 200sps) . With such low power requirements the system can be sustained indefinitely from a solar panel.

Measurements are stored directly to USB flash memory, which makes data download quick and easy. For station operation verification, the customer is able to display real-time data acquired by the 160-03 using the iFSC Controller connected to the system via wireless (Wi-Fi) communication.

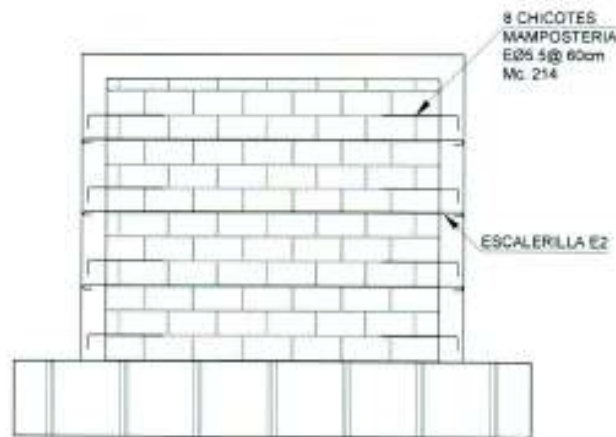
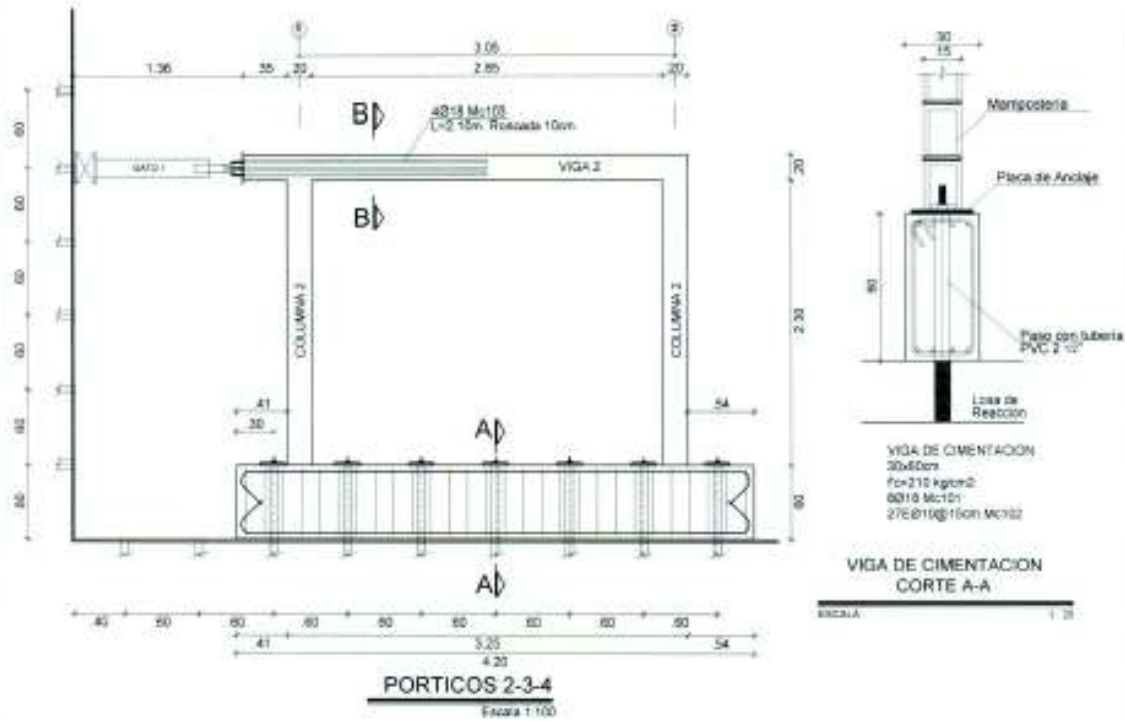
Aftershock study provides practical information for local authorities regarding the post earthquake activity, which is very important in order to conduct the necessary actions for public safety. The 160-03 meets the critical requirements for rapid aftershock mobilisation.

Product Dimensions

Physical	Dimensions (L x W x H)	Weight
(instrument only)	21.9cm x 21.9cm x 20.3cm	5.3kg

ANEXO C
Especificaciones de Pórticos

PÓRTICOS A Y B



CHICOTES EN MAMPOSTERIA
Escala 1/50

PROYECTO:
ENSAYOS CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
PÓRTICOS VIVIENDA "TS"
QUITO - ECUADOR

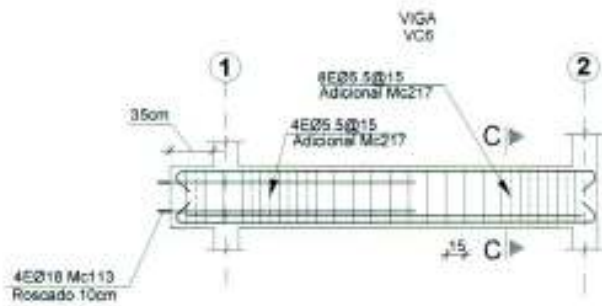
CONTIENE:
PÓRTECO 2: DIMENSIONES

ESCALA:
INDICADAS

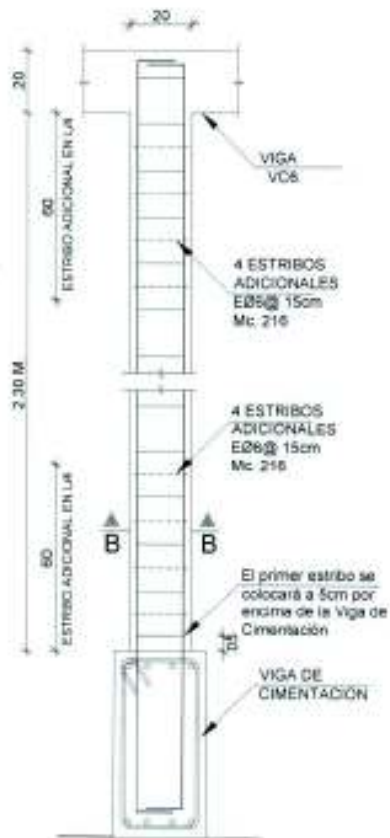
LÁMINA:
7 DE 9



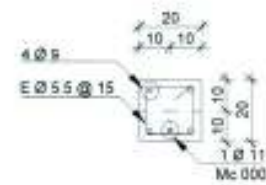
PÓRTICOS A Y B



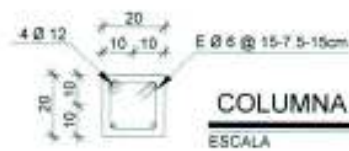
VIGA 2
 ESCALA V: 20
 H: 50



COLUMNA TIPO VC8
 ESCALA 1: 20



VIGA VC8
CORTE C - C
 ESCALA 1: 20



COLUMNA VC8
 ESCALA 1: 20

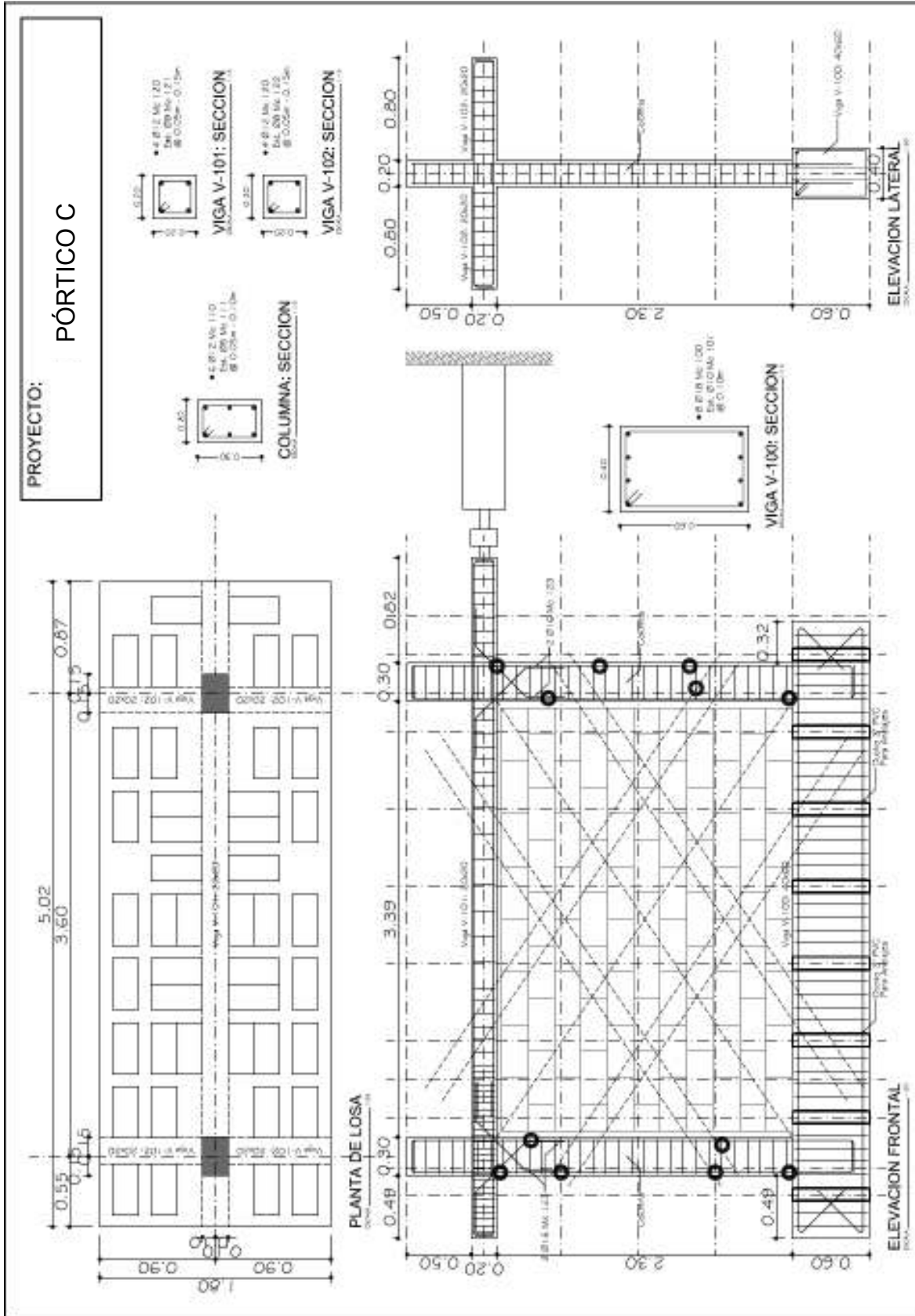
PROYECTO:
 ENSAYOS CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA
 PÓRTICOS VIVIENDA "T8"
 QUITO - ECUADOR

CONTIENE:
 PORTICO 2: VIGAS Y COLUMNAS

ESCALA:
 INDICADAS

LAMINA:
 8 DE 9

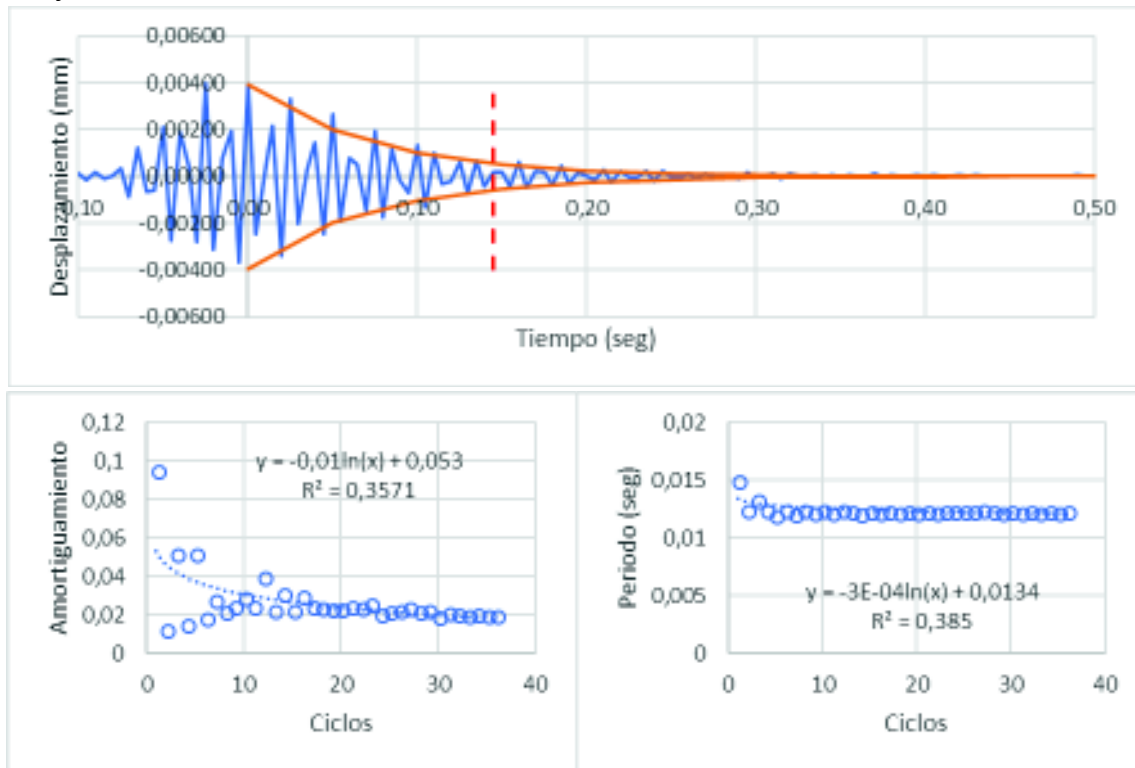




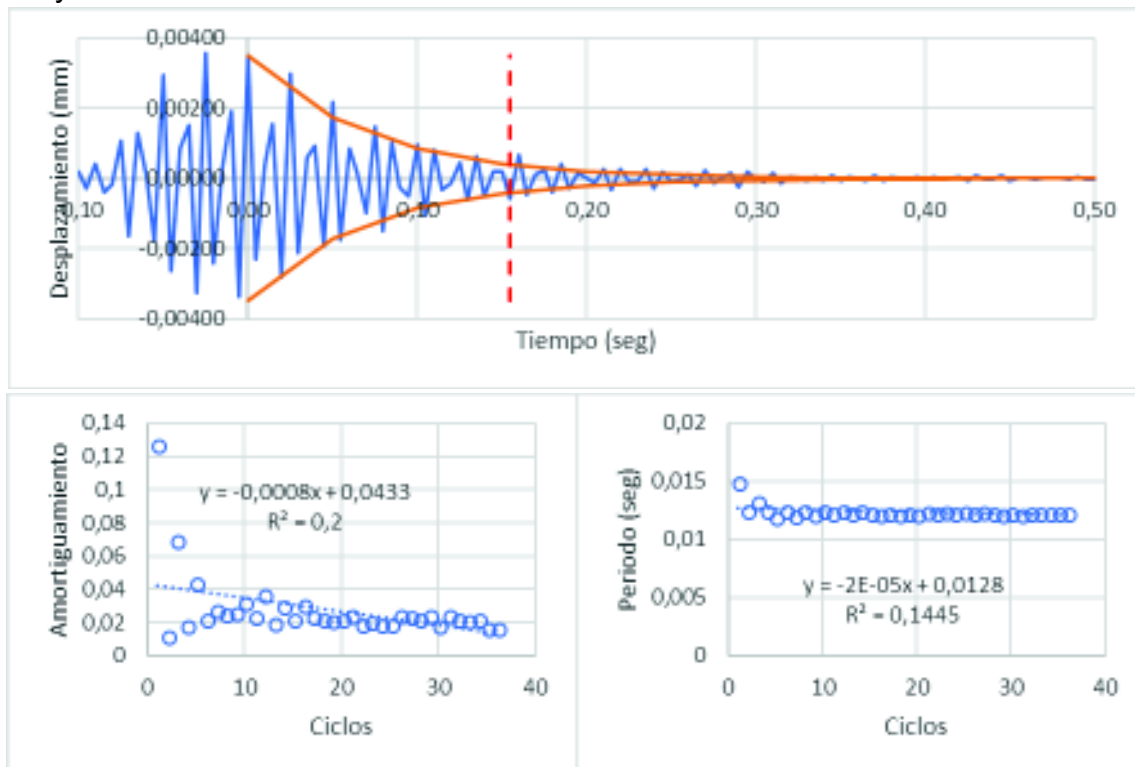
ANEXO D

Resultados de Ensayos *Snap Back*

Resultados de ensayos de vibración libre amortiguada en el pórtico A:
Ensayo 1:

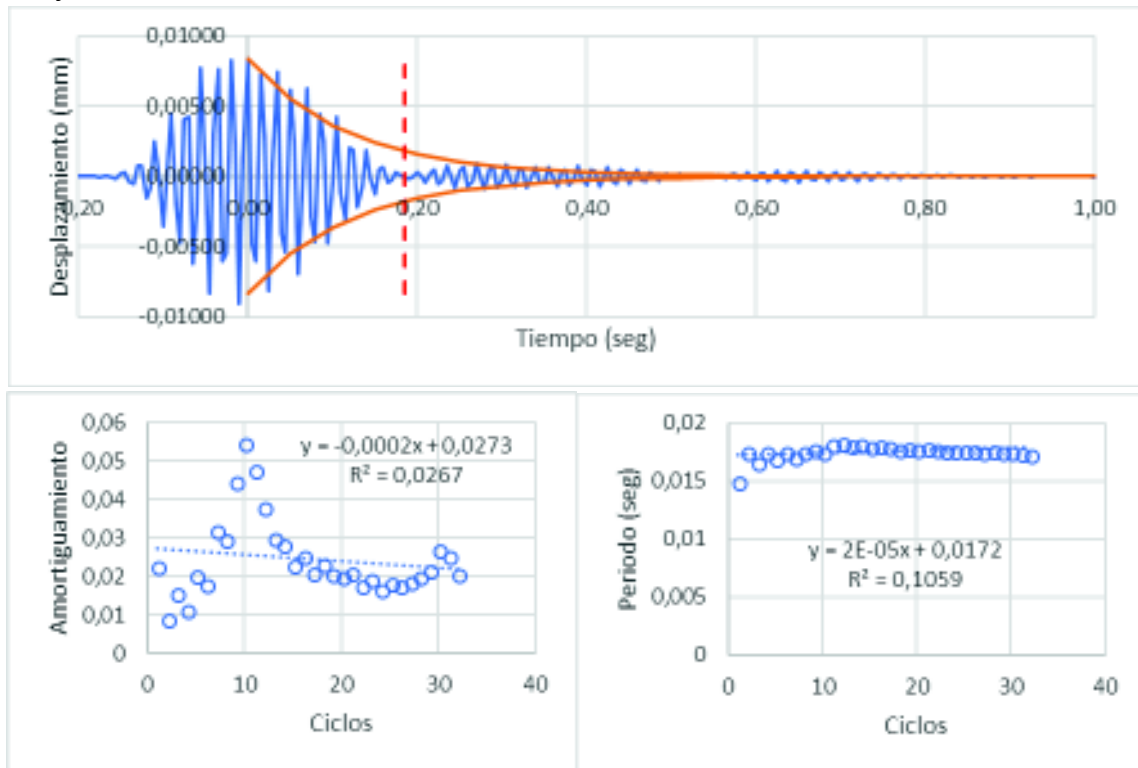


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).
Ensayo 2:

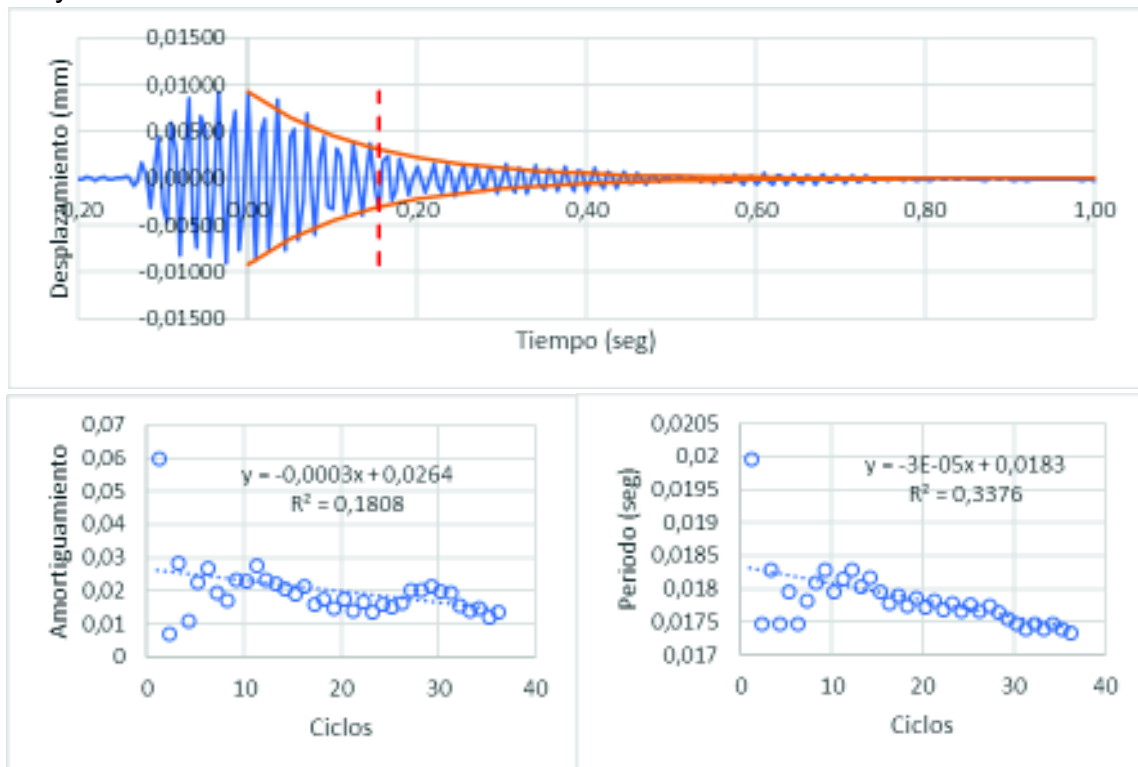


ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Resultados de ensayos de vibración libre amortiguada en el pórtico B:
Ensayo 1:



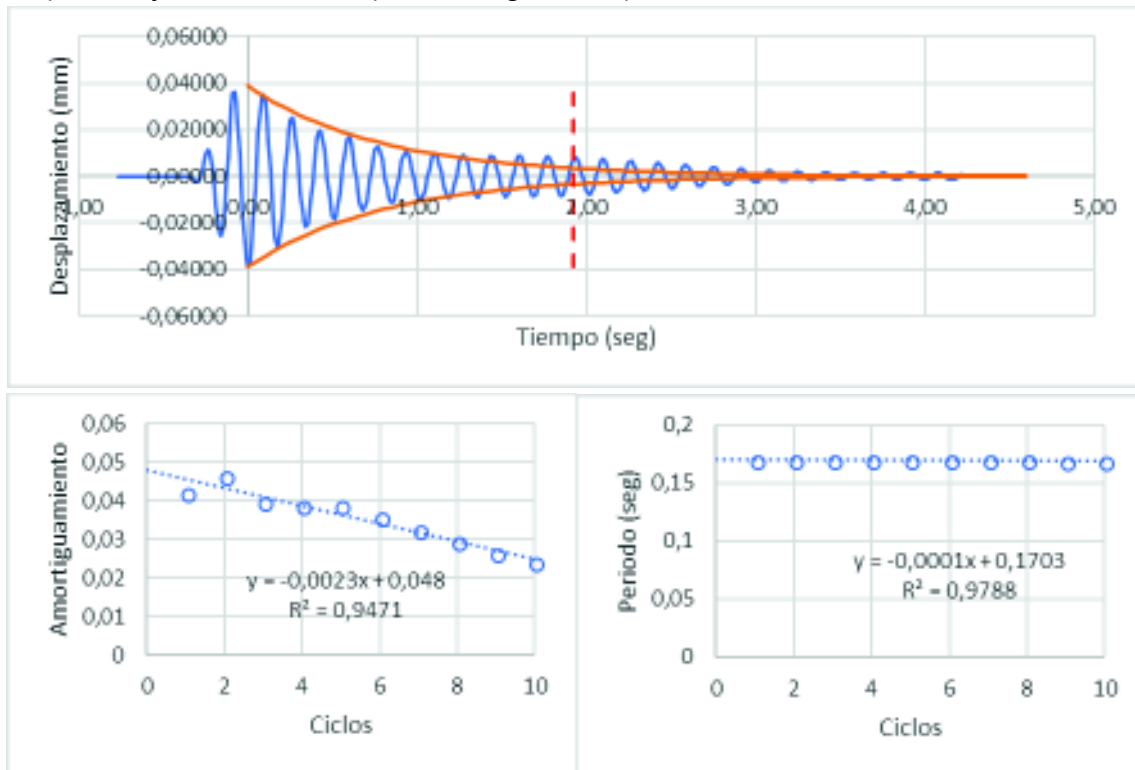
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).
Ensayo 2:



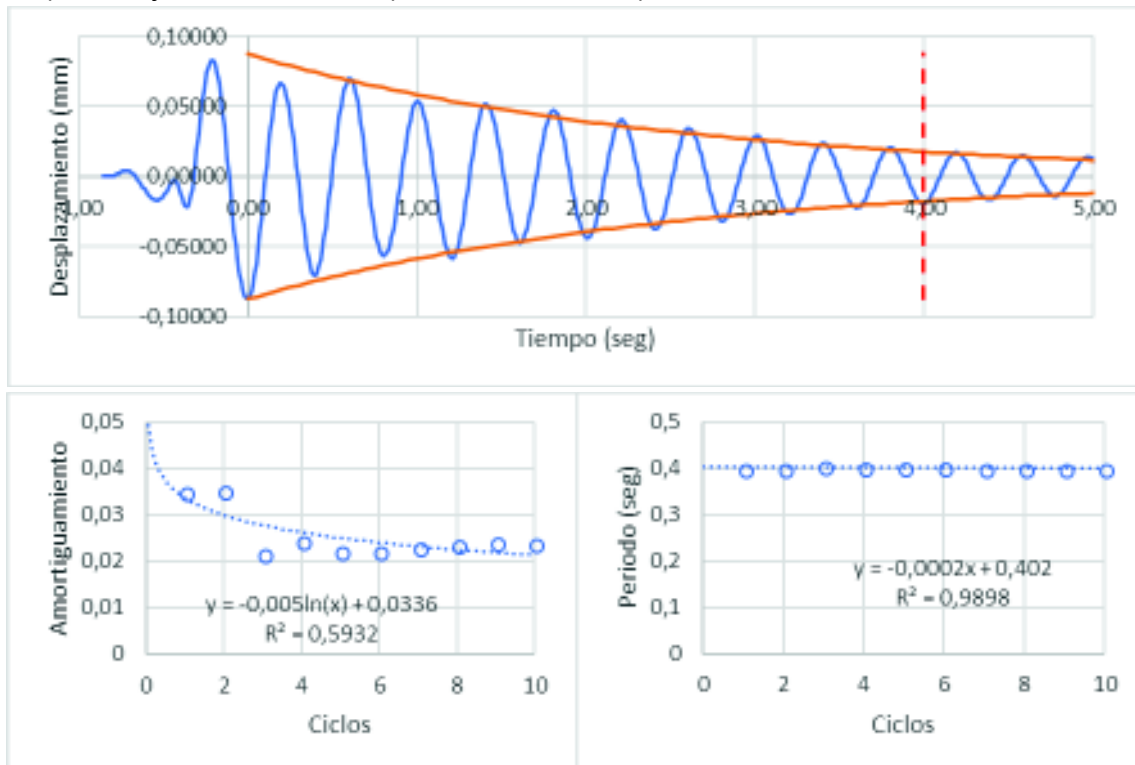
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico vacío (CA):

a) Ensayo 4 Sentido X (NS - Longitudinal):



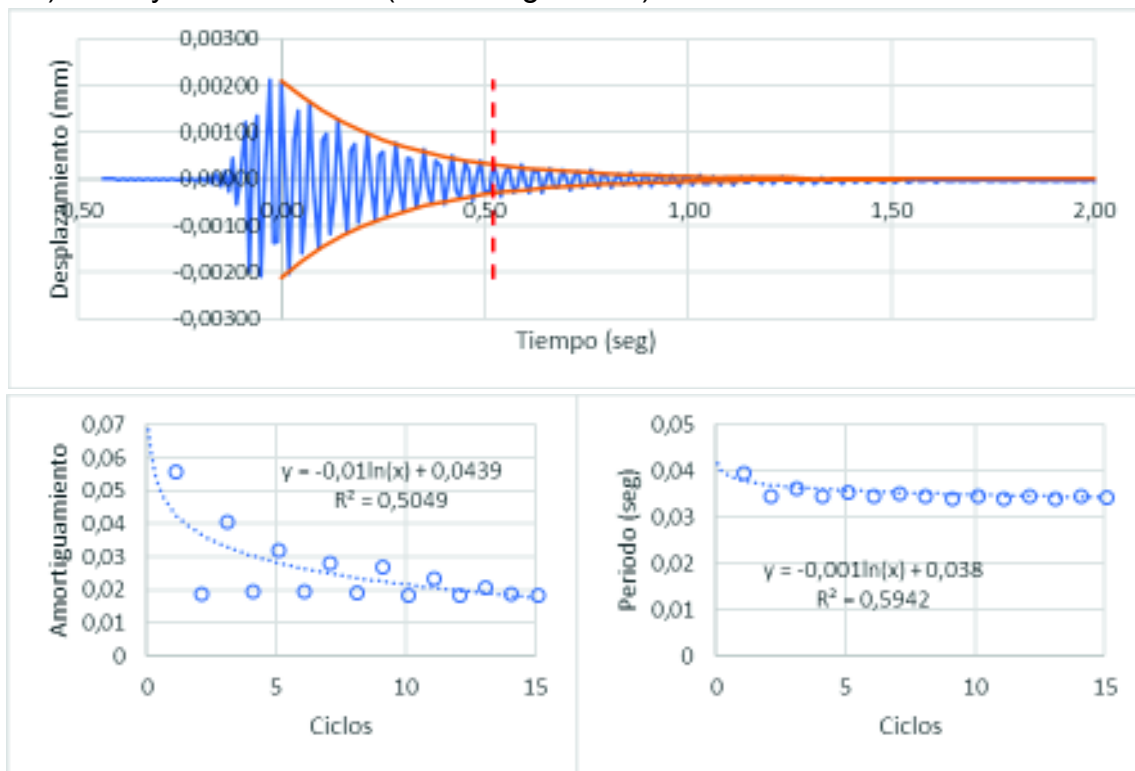
b) Ensayo 26 Sentido Y (EO - Transversal):



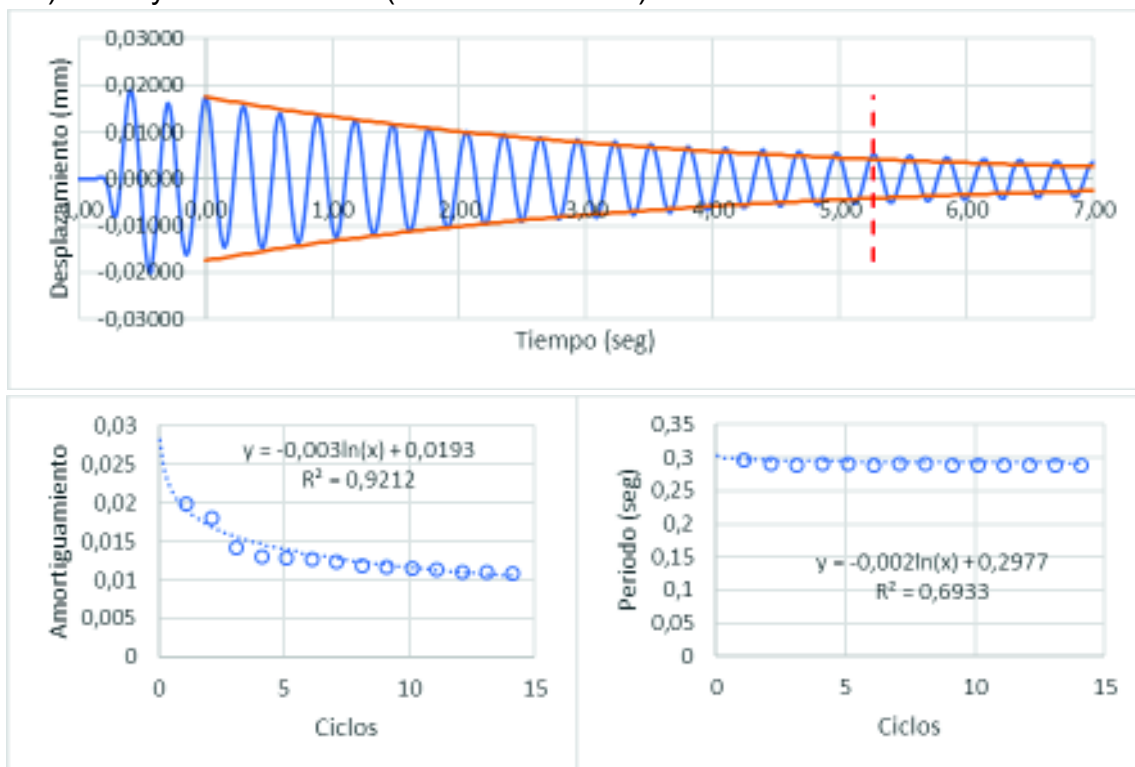
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico relleno con mampostería (CB):

a) Ensayo 13 Sentido X (NS - Longitudinal):



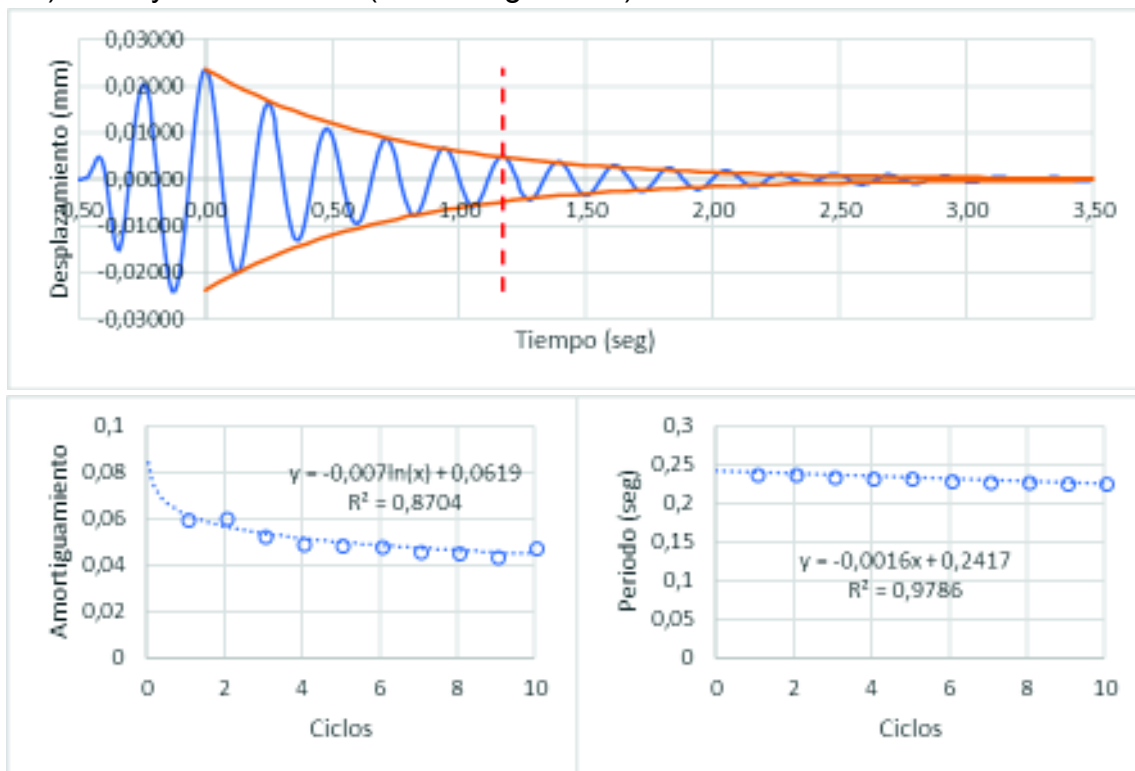
b) Ensayo 24 Sentido Y (EO - Transversal):



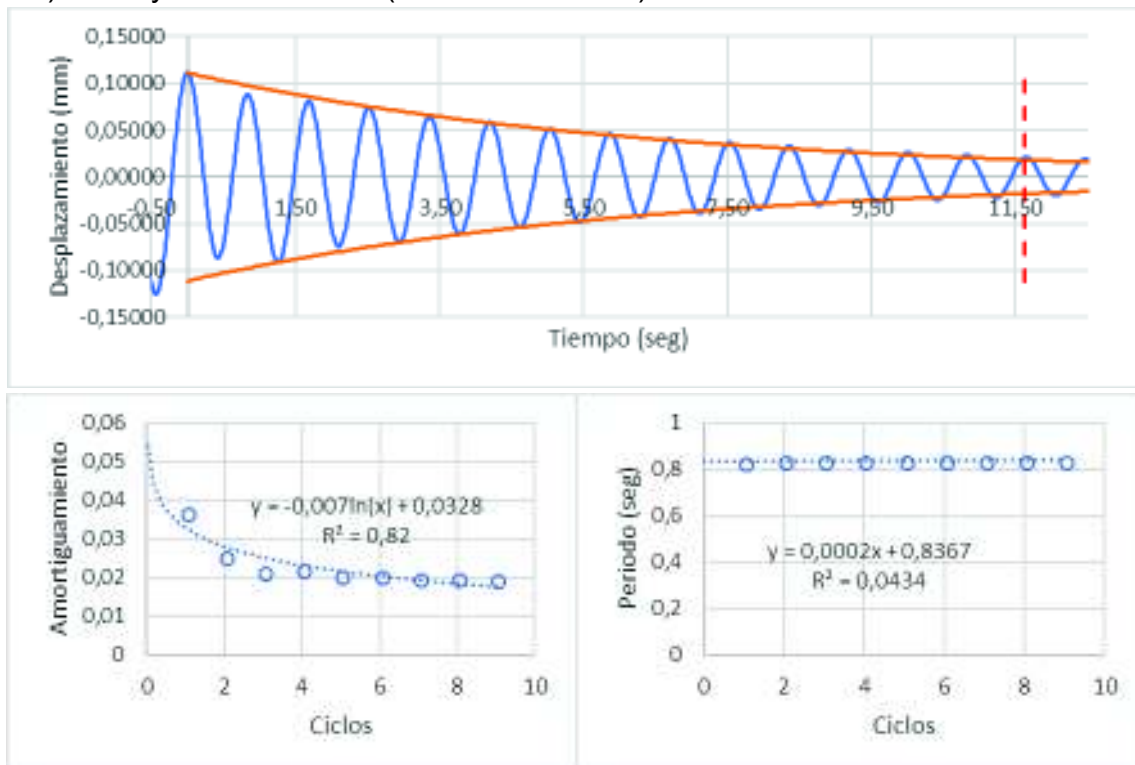
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico relleno con mampostería con daño después de ensayo histerético al 2% de la deriva (C_c):

a) Ensayo 4 Sentido X (NS - Longitudinal):



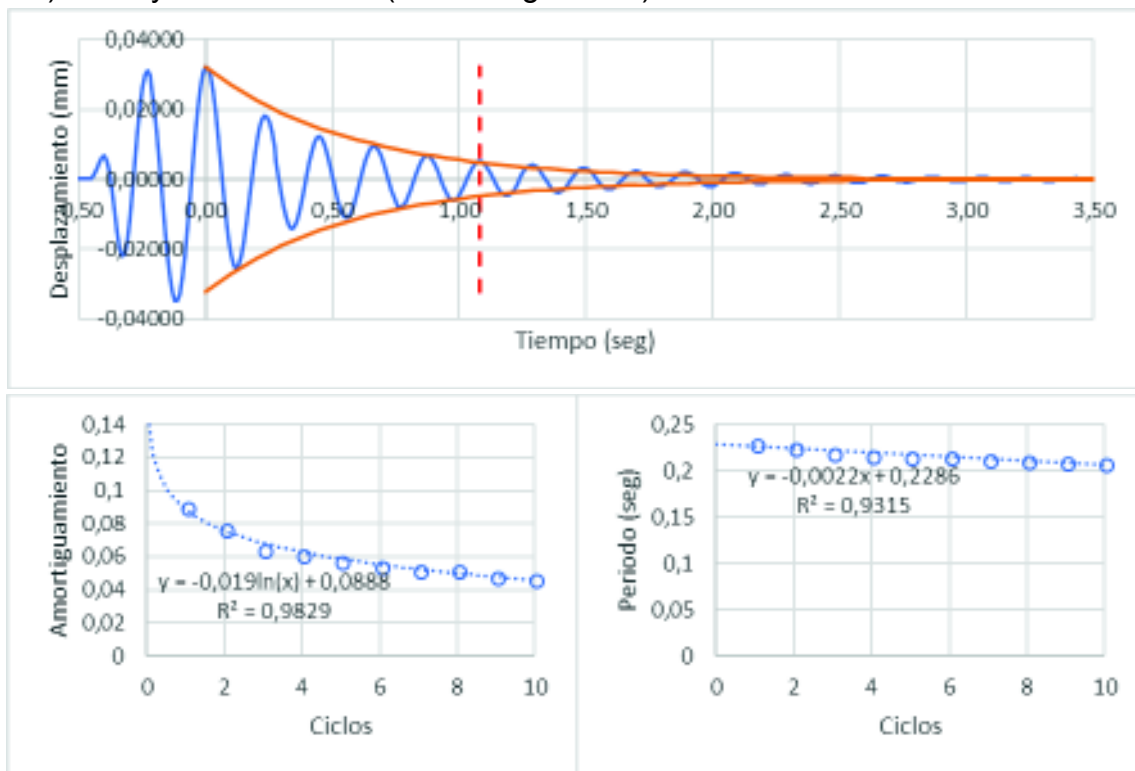
b) Ensayo 33 Sentido Y (EO - Transversal):



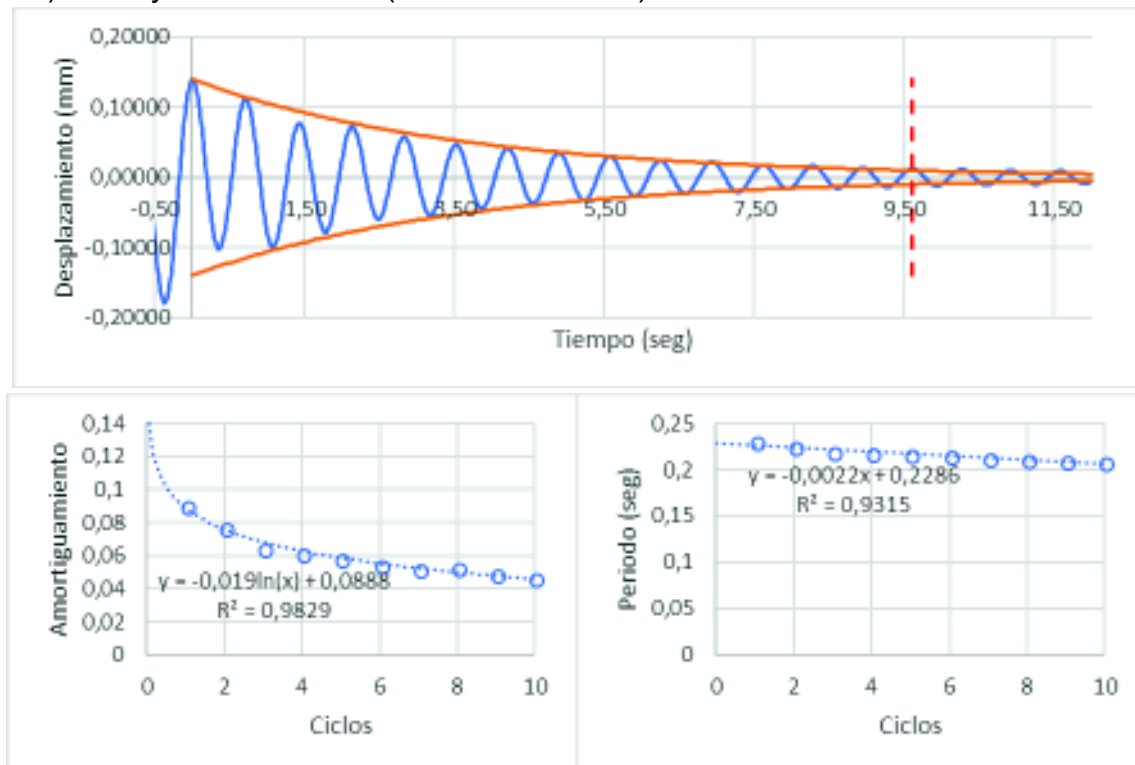
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico relleno con mampostería dañado y sin carga vertical (C_D):

a) Ensayo 17 Sentido X (NS - Longitudinal):



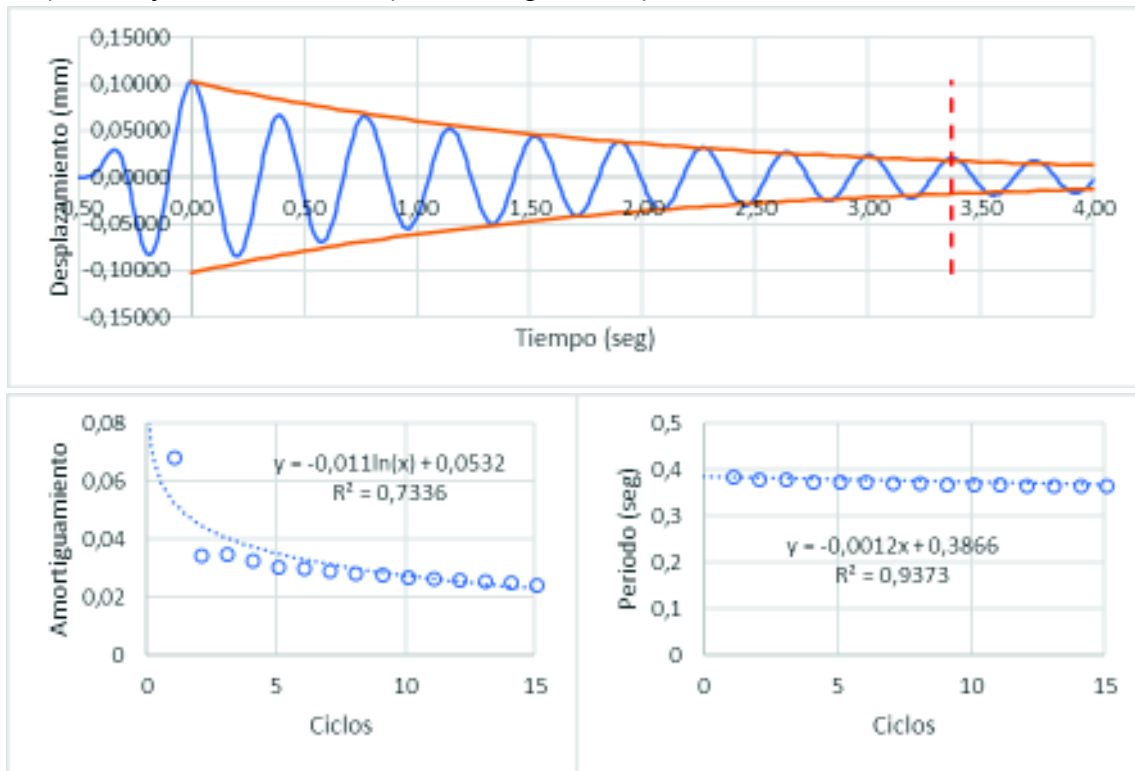
b) Ensayo 37 Sentido Y (EO - Transversal):



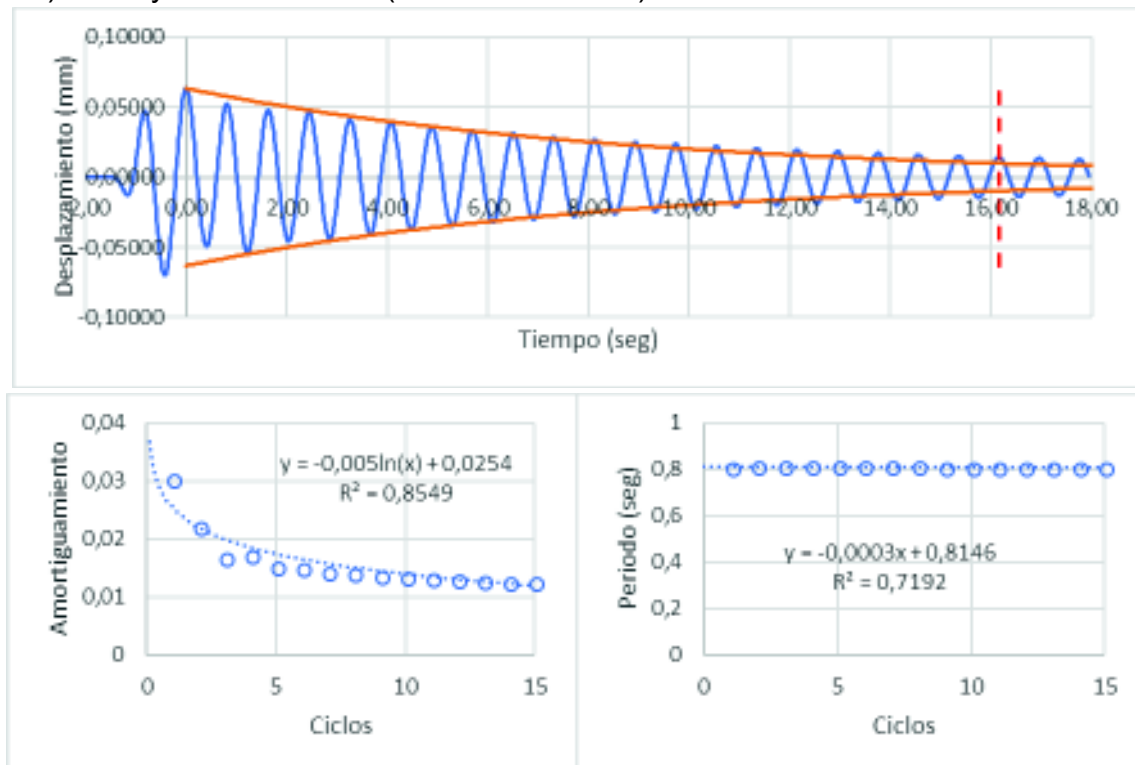
ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

Ensayos de vibración libre amortiguada pórtico C – Pórtico sin mampostería y dañado después de ensayo histerético al 10% de la deriva (C_E):

a) Ensayo 14 Sentido X (NS - Longitudinal):



b) Ensayo 40 Sentido Y (EO - Transversal):



ELABORADO: Fabián Pachano Álvarez (2018).

ANEXO E
Análisis de Costos

PROYECTO: DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS MECÁNICOS PARA MODELOS NO LINEALES DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO OBTENIDOS DE MANERA EXPERIMENTAL

ELABORADO POR: FABIÁN AGUSTÍN PACHANO ALVAREZ

UBICACION : ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FECHA : MAYO 2018

E.1 Tabla de descripción de rubros, unidades, cantidades y precios

C	SC	Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	ESTUDIANTE
1 Ensayos de Materiales								
	1,1	Ensayos de Compresión en Bloques (PUCE):						
	1.1.1	Piezas Preparadas		U	16,00	1,68	26,84	26,84
	1.1.2	Ensayo de caracterización de piezas de mampuesto		U	5,00	4,20	21,00	0,00
	1.1.3	Ensayo de compresión de piezas de mampuesto		U	11,00	6,44	70,84	0,00
	1.1.4	Trabajo tesista		horas	16,00	7,50	120,00	120,00
	1,2	Ensayos de Compresión en Bloques (CIV):						
	1.2.1	Piezas Preparadas		U	12,00	6,51	78,09	78,09
	1.2.2	Ensayo compresión piezas de mampuesto (Mod.E+Mod.Poisson)		U	12,00	33,60	403,20	0,00
	1.2.3	Trabajo tesista		horas	12,00	7,50	90,00	90,00
	1,3	Ensayos de Tensión de Hendidura en Bloques (PUCE):						
	1.3.1	Piezas Preparadas		U	10,00	5,67	56,67	56,67
	1.3.2	Ensayo de compresión de piezas de mampuesto		U	10,00	6,44	64,40	0,00
	1.3.3	Trabajo tesista		horas	14,00	7,50	105,00	105,00
	1,4	Ensayos de Compresión en Morteros (PUCE):						
	1.4.1	Cubos [50x50x50mm]		U	10,00	0,85	8,52	8,52
	1.4.2	Cilindros [140x70mm]		U	10,00	0,91	9,05	9,05
	1.4.3	Cilindros [200x100mm]		U	12,00	1,03	12,36	12,36
	1.4.4	Prismas [90x90x180mm]		U	6,00	1,54	9,23	9,23
	1.4.5	Ensayo de compresión de piezas de morteros		U	26,00	6,44	167,44	0,00
	1.4.6	Ensayo de compresión de piezas de morteros + Mod. Poisson		U	12,00	13,72	164,64	0,00
	1.4.7	Trabajo tesista		horas	28,00	7,50	210,00	210,00
2 Ensayos de Mamposterías								
	2,1	Ensayos de Compresión en Prismas (CIV):						
	2.1.1	Muretes 40x60cm No Revocados		U	3,00	7,71	23,13	23,13
	2.1.2	Muretes 40x60cm Con Media Caña		U	3,00	8,55	25,65	25,65
	2.1.3	Muretes 40x60cm Revocados		U	3,00	9,11	27,33	27,33
	2.1.4	Muretes 40x60cm Enlucido Fino		U	3,00	13,42	40,27	40,27
	2.1.5	Muretes 40x60cm Enlucido Grueso		U	4,00	15,01	60,05	60,05
	2.1.6	Preparación Piezas		U	16,00	4,41	70,56	70,56
	2.1.7	Ensayo de compresión en Muretes		U	16,00	145,60	2.329,60	0,00
	2.1.8	Trabajo tesista		horas	100,00	7,50	750,00	750,00
	2,2	Ensayos de Compresión en Muretes (CIV):						
	2.2.1	Muretes 60x60cm a 0° y 90°		U	11,00	14,62	160,82	160,82
	2.2.2	Muretes 60x60cm a 22.5°, 45° y 67.5°		U	16,00	17,06	272,90	272,90
	2.2.3	Preparación Piezas		U	27,00	9,92	267,91	267,91
	2.2.4	Ensayo de compresión en Muretes		U	27,00	145,60	3.931,20	0,00
	2.2.5	Trabajo tesista		horas	106,00	7,50	795,00	795,00
	2,3	Ensayos de Tension Diagonal en Muretes (CIV):						
	2.3.1	Muretes 60x60cm		U	5,00	14,62	73,10	73,10
	2.3.2	Preparación Piezas		U	5,00	7,44	37,21	37,21
	2.3.3	Ensayo de compresión en Muretes		U	5,00	145,60	728,00	0,00
	2.3.4	Trabajo tesista		horas	18,00	7,50	135,00	135,00

	2,4	Ensayos de Corte Directo en Tripletes (CIV):					
	2.4.1	Tripletes Revocados	U	10,00	9,11	91,10	91,10
	2.4.2	Preparación Piezas	U	10,00	4,41	44,10	44,10
	2.4.3	Ensayo compresión biaxial	U	10,00	50,40	504,00	0,00
	2.4.4	Trabajo tesista	horas	28,00	7,50	210,00	210,00
	2,5	Ensayos de Adhesión en Duplas (PUCE):					
	2.5.1	Duplas Revocadas	U	10,00	6,07	60,73	60,73
	2.5.2	Ensayo tensión para duplas	U	10,00	40,32	403,20	0,00
	2.5.3	Trabajo tesista	horas	9,00	7,50	67,50	67,50
	2,6	Ensayos de Adhesión en Duplas (CIV):					
	2.6.1	Duplas Revocadas	U	7,00	6,07	42,51	42,51
	2.6.2	Ensayo de Adhesión modificado	U	7,00	33,60	235,20	0,00
	2.6.3	Trabajo tesista	horas	16,00	7,50	120,00	120,00
	3	Ensayos en porticos					
	3,1	Construcción Portico Relleno de Mampostería					
	3.1.1	Hormigon en Cimentación	m ³	1,15	147,42	169,82	169,82
	3.1.2	Hormigon en Columnas	m ³	0,28	244,21	67,40	67,40
	3.1.3	Hormigon en Losa	m ³	1,42	320,33	453,59	453,59
	3.1.4	Bloques de Alivianamiento	U	41,00	0,73	29,90	29,90
	3.1.5	Pared de Relleno	m ²	7,80	15,19	118,47	118,47
	3.1.6	Acero de Refuerzo	Kg.	562,00	1,68	944,16	944,16
	3.1.7	Pintura	m ²	24,15	3,40	82,19	82,19
	3.1.8	Trabajo tesista	horas	220,00	7,50	1.650,00	1.650,00
	3,2	Anclajes y Herrajes para Ensayo					
	3.2.1	Varillas Roscadas [φ=25mm]	U	4,00	76,50	306,00	306,00
	3.2.2	Placa de Anclaje	U	1,00	165,33	165,33	165,33
	3,3	Preparación y Ensayos					
	3.3.1	Strain Gauges	U	12,00	11,20	134,40	134,40
	3.3.2	Conecciones electronicas	Gbl	1,00	40,32	40,32	40,32
	3.3.3	Ensayos de hormigones	U	12,00	6,44	77,28	0,00
	3.3.4	Ensayos de Varillas	U	20,00	40,32	806,40	0,00
	3.3.5	Ensayos de Nucleos de Hormigón	U	3,00	182,56	547,68	0,00
	3.3.6	Ensayos Esclerometricos	U	57,00	26,88	1.532,16	0,00
	3.3.7	Ensayos de Vibración Ambiental	dias	60,00	56,00	3.360,00	0,00
	3.3.8	Ensayos Snap Back	U	5,00	560,00	2.800,00	0,00
	3.3.9	Ensayos de Calibración Elastica	U	3,00	1.344,00	4.032,00	0,00
	3.3.10	Ensayo de Carga Histerética	U	1,00	3.584,00	3.584,00	0,00
	3.3.11	Trabajo tesista	horas	106,95	7,50	802,13	802,13
	4	Derrocamiento, Limpieza y Desalogo					
	4,1	Derrocamiento, Limpieza y Desalogo					
	4.1.1	Derrocamiento	Gbl	1,00	150,00	150,00	150,00
	4.1.2	Limpieza y Desalogo de Escombros	Gbl	1,00	120,00	120,00	120,00
	TOTAL:					35.096,59	9.334,35

E.2 Tabla consolidada por subcapítulos

C	SC	Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	ESTUDIANTE
1	Ensayos de Materiales							
	1,1		Ensayos de Compresión en Bloques (PUCE):	Gbl	16,00	14,92	238,68	146,84
	1,2		Ensayos de Compresión en Bloques (CIV):	Gbl	12,00	47,61	571,29	168,09
	1,3		Ensayos de Tensión de Hendidura en Bloques (PUCE):	Gbl	10,00	22,61	226,07	161,67
	1,4		Ensayos de Compresión en Morteros (PUCE):	Gbl	38,00	15,30	581,25	249,17
2	Ensayos de Mamposterías							
	2,1		Ensayos de Compresión en Prismas (CIV):	Gbl	16,00	207,91	3.326,59	996,99
	2,2		Ensayos de Compresión en Muretes (CIV):	Gbl	27,00	201,03	5.427,82	1.496,62
	2,3		Ensayos de Tension Diagonal en Muretes (CIV):	Gbl	5,00	194,66	973,31	245,31
	2,4		Ensayos de Corte Directo en Tripletes (CIV):	Gbl	10,00	84,92	849,20	345,20
	2,5		Ensayos de Adhesión en Duplas (PUCE):	Gbl	10,00	53,14	531,43	128,23
	2,6		Ensayos de Adhesión en Duplas (CIV):	Gbl	7,00	56,82	397,71	162,51
3	Ensayos en porticos							
	3,1		Construcción Portico Relleno de Mampostería	Gbl	1,00	3.515,54	3.515,54	3.515,54
	3,2		Anclajes y Herrajes para Ensayo	Gbl	1,00	471,33	471,33	471,33
	3,3		Preparación y Ensayos	Gbl	1,00	17.716,37	17.716,37	976,85
4	Derrocamiento, Limpieza y Desalogo							
	4,1		Derrocamiento, Limpieza y Desalogo	Gbl	1,00	270,00	270,00	270,00
TOTAL:							35.096,59	9.334,35

E.3 Tabla consolidada por capítulos

C	SC	Nro	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL	ESTUDIANTE
1	Ensayos de Materiales							
				Gbl	76,00	21,28	1.617,28	725,76
2	Ensayos de Mamposterías							
				Gbl	75,00	153,41	11.506,07	3.374,87
3	Ensayos en porticos							
				Gbl	3,00	7.234,41	21.703,23	4.963,71
4	Derrocamiento, Limpieza y Desalogo							
				Gbl	1,00	270,00	270,00	270,00
TOTAL:							35.096,59	9.334,35

Notas:

- Los costos de los ensayos fueron cotizados a febrero de 2018.
- El trabajo del tesista ha sido evaluado en función de un costo de hora-hombre de \$7.50 por la cantidad de horas empleadas en el desarrollo de cada tipo de ensayo y/o actividad.