



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**“MODELO PUNTAL-TENSOR PARA DETERMINAR LA
RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA CONSTRUIDOS CON
LADRILLOS CERÁMICOS”**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RICARDO ENRIQUE MARÍN FLORES

PROFESOR GUÍA:
LEONARDO MASSONE SANCHEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA
GILBERTO LEIVA HENRIQUEZ

SANTIAGO DE CHILE
OCTUBRE 2009

*(A las personas que me han apoyado siempre,
especialmente a mis padres y hermano que
pese a la distancia, lograron estar presentes en
todo momento.)*

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TITULO DE INGENIERO CIVIL.
POR: RICARDO MARÍN F.
FECHA: 25-09-2009.
PROF. GUÍA: Sr. LEONARDO MASSONE S.

“MODELO PUNTAL-TENSOR PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA CONSTRUIDOS CON LADRILLOS CERÁMICOS”

La albañilería armada es uno de los materiales más utilizados en la construcción de viviendas y edificios de baja altura en Chile, siendo los muros las principales estructuras resistentes de los frecuentes eventos sísmicos en el país. Por lo mismo, el disponer de un modelo analítico que determine la capacidad al corte de los muros de albañilería representa un importante avance en el diseño de estas estructuras, considerando que las recomendaciones de diseño de las normas chilenas provienen de expresiones semi-empíricas.

En este trabajo se estudia la posibilidad de aplicar un modelo puntal-tensor propuesto originalmente para determinar la resistencia al corte de muros cortos de hormigón armado a muros cortos de albañilería armada construidos de acuerdo a la práctica chilena con ladrillos cerámicos y una cuantía de armadura reducida. Para ello se utilizan como antecedentes los resultados de doce ensayos de carga lateral cíclica sobre muros realizados en el proyecto FDI desarrollado por el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (ICH) en los laboratorios del IDIEM y del DICTUC en los años 2002 y 2003.

Para adaptar el modelo original al caso de la albañilería armada fue necesario modificar e incorporar algunas expresiones relativas a la representatividad del material. Tras introducirse los cambios mencionados, se obtuvieron capacidades que sobrestimaban en casi el doble las resistencias mostradas experimentalmente por los muros, lo que puede deberse a que gran parte de la evidencia experimental disponible y utilizada en la modificación del modelo, se basa en una albañilería de otro tipo. A partir de esto, se decidió modificar el factor de degradación asociado al estado tensional biaxial de compresión-tracción de la albañilería hasta obtenerse capacidades al corte similares a las registradas en los ensayos. Finalmente, tras reducirse dicho factor, es decir, asumiendo que el material se degrada más que el hormigón antes de fallar, el modelo pudo entregar capacidades de corte con un promedio igual al de los registros experimentales y con una dispersión de un 15%. De esta forma, para verificar la validez de esta última consideración y la consecuente aplicabilidad del modelo propuesto, se concluye la necesidad de contar con nuevos ensayos que logren caracterizar completamente el comportamiento de la albañilería armada de ladrillos cerámicos con relleno parcial de huecos.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, se agradece especialmente la colaboración de los profesores Leonardo Massone S. y Maximiliano Astroza I. por el constante apoyo y disposición durante el desarrollo del presente trabajo, así como también al profesor Gilberto Leiva H. por sus importantes observaciones y disposición para ser parte de la comisión.

Asimismo, se agradece a la Fundación Moisés Mellado en conjunto con la empresa Soletanche-Bachy, por el apoyo brindado durante gran parte de la carrera.

INDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
INDICE DE CONTENIDO	iii
INDICE DE FIGURAS.....	v
INDICE DE TABLAS.....	x
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. MOTIVACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO	2
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA.....	2
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	3
2.1. INTRODUCCIÓN.....	3
2.2. MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG ET AL. (2001).....	4
2.2.1. MACROMODELO	5
2.2.2. CONDICIONES DE EQUILIBRIO	8
2.2.3. LEYES CONSTITUTIVAS.....	11
2.2.4. CONDICIÓN DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN.....	12
2.2.5. PROCEDIMIENTO DE SOLUCIÓN PROPUESTO.....	13
2.3. FÓRMULA CLÁSICA DE RESISTENCIA AL CORTE.....	14
CAPÍTULO 3 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	16
3.1. INTRODUCCIÓN.....	16
3.2. MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO HORIZONTAL.....	17
3.2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	17
3.2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS SOMETIDOS A ENSAYO.....	17
3.2.3. MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS.....	18
3.2.4. ENSAYO DE LOS MUROS.....	21
3.2.5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.....	22
3.3. MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO VERTICAL.....	24
3.3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	24
3.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS SOMETIDOS A ENSAYO.....	24

3.3.3. MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS.....	25
3.3.4. ENSAYO DE LOS MUROS.....	28
3.3.5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.....	29
3.4. SELECCIÓN DE ENSAYOS.....	30
3.4.1. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LOS MUROS.....	30
3.4.2. CRITERIO DE SELECCIÓN DE MUROS.....	33
3.4.2.1. PRIMERA ETAPA: ANÁLISIS DEL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO.....	34
3.4.2.2. SEGUNDA ETAPA: VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA REMANENTE.....	37
3.4.3. MUROS SELECCIONADOS.....	38
3.5. COMENTARIOS.....	40
CAPÍTULO 4 DEFINICIÓN DEL NUEVO MODELO PUNTAL-TENSOR.....	41
4.1. VERIFICACIÓN DEL MODELO DE HWANG ET AL. (2001).....	41
4.1.1. MODIFICACIÓN DE PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL.....	41
4.1.2. CORRECCIÓN DEL MODELO PARA LAS DEFORMACIONES DEL MURO.....	43
4.1.3. RESULTADOS DEL MODELO ORIGINAL PARA LA ALBAÑILERÍA DE LADRILLOS CERÁMICOS.....	45
4.2. MODIFICACIONES AL MODELO DE HWANG ET AL. (2001).....	48
4.2.1. FLUENCIA EN EL REFUERZO DE BORDE.....	48
4.2.2. DISTANCIA ENTRE FUERZAS RESULTANTES.....	49
4.2.3. VARIACIÓN DE f_m SEGÚN EL ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LAS TENSIONES PRINCIPALES.....	50
4.2.4. FACTOR DE DEGRADACIÓN.....	54
4.3. COMENTARIOS.....	62
CAPÍTULO 5 VERIFICACIÓN DE EXPRESIONES DE TOMAZEVIC (1999).....	63
5.1. RESULTADOS DEL MODELO.....	63
5.2. COMENTARIOS.....	66
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES FINALES.....	67
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68
ANEXO A INFORMACIÓN GRÁFICA ASOCIADA A LOS MUROS ENSAYADOS.....	71

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1: “ACCIONES EXTERNAS PARA UN MURO CORTO” (HWANG ET AL. (2001)).....	4
FIGURA 2.2: “MECANISMO DIAGONAL” (HWANG ET AL. (2001)).....	6
FIGURA 2.3: “MECANISMO HORIZONTAL” (HWANG ET AL. (2001)).....	6
FIGURA 2.4: “MECANISMO VERTICAL” (HWANG ET AL. (2001)).....	7
FIGURA 2.5: “MODELO PUNTAL-TENSOR” (HWANG ET AL. (2001)).....	8
FIGURA 2.6: “ESQUEMA DE LA ZONA NODAL DEL MURO” (HWANG Y LEE (2002)).....	10
FIGURA 2.7: “DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL ALGORITMO DE SOLUCIÓN” (HWANG ET AL. (2001))	13
FIGURA 3.1: “FORMA Y GEOMETRÍA DE LOS MUROS ENSAYADOS”	18
FIGURA 3.2: “UNIDAD DE LADRILLO CERÁMICO”.....	19
FIGURA 3.3: “MARCO DE ENSAYO JICA” (SEPÚLVEDA (2003)).....	22
FIGURA 3.4: “PLAN DE DEFORMACIONES CONTROLADAS” (SEPÚLVEDA (2003)).....	22
FIGURA 3.5: “FORMA Y GEOMETRÍA DE LOS MUROS ENSAYADOS”	25
FIGURA 3.6: “UNIDAD DE LADRILLO CERÁMICO”	26
FIGURA 3.7: “ESQUEMA DEL DISPOSITIVO DE CARGA”	28
FIGURA 3.8: “ESTADO DE DEFORMACIONES PARA LA CONDICIÓN DE BALANCE”	31
FIGURA 3.9: “ESTADO DE TENSIONES Y DEFORMACIONES PARA LA FLUENCIA EN EL BORDE TRACCIONADO”	32
FIGURA 3.10: “MODO DE FALLA POR FLEXIÓN”	34
FIGURA 3.11: “MODO DE FALLA DE CORTE POR DESLIZAMIENTO”	35
FIGURA 3.12: “MODO DE FALLA DE CORTE POR TRACCIÓN DIAGONAL”	35
FIGURA 3.13: “MODO DE FALLA DE CORTE POR COMPRESIÓN DIAGONAL”	36
FIGURA 3.14: “EJEMPLO DE UN MURO QUE PRESENTA FALLA POR DESLIZAMIENTO”.....	36
FIGURA 3.15: “SOBRE-RESISTENCIA EN TÉRMINOS PORCENTUALES”	37
FIGURA 4.1: “CURVA TENSIÓN-DEFORMACIÓN BAJO ESTADO BIAxIAL DE COMPRESIÓN –TRACCIÓN ASUMIDA PARA LA ALBAÑILERÍA” (KHATTAB (1993)).....	42
FIGURA 4.2: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	45
FIGURA 4.3: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	45
FIGURA 4.4: “DEFORMACIONES VERTICALES Y HORIZONTALES ESTIMADAS POR EL MODELO”	46
FIGURA 4.5: “ELEMENTO DE CORTE PARA MURO EN VOLADIZO” (BALI Y HWANG (2007)).....	49
FIGURA 4.6: “METODOLOGÍA PARA LA CONFECCIÓN DE PROBETAS CON VARIACIÓN DE ÁNGULO DE JUNTAS” (HAMID (1978)).....	50
FIGURA 4.7: “FACTOR DE CORRECCIÓN PARA PRISMAS DE ALBAÑILERÍA” (CRISAFULLI (1997)).....	51
FIGURA 4.8: “RESULTADOS DE PRISMAS CON VARIACIÓN DEL ÁNGULO DE COMPRESIÓN”.....	52

FIGURA 4.9: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	52
FIGURA 4.10: “RELACIÓN ENTRE VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	53
FIGURA 4.11: “FRACCIÓN DE LA FUERZA DE FLUENCIA QUE ALCANZA EL REFUERZO VERTICAL EN LOS BORDES DEL MURO”	53
FIGURA 4.12: “DISPOSITIVO DE ENSAYO BIAXIAL DE PANELES” (TIKALSKY ET AL. (1995)).....	56
FIGURA 4.13: “VALORES DE DEGRADACIÓN DE COMPRESIÓN PRISMÁTICA TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	56
FIGURA 4.14: “DEGRADACIÓN TEÓRICA MODIFICADA CON COTA MÁXIMA IGUAL A 1”	57
FIGURA 4.15: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	58
FIGURA 4.16: “RELACIÓN ENTRE VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	58
FIGURA 4.17: “FRACCIÓN DE LA FUERZA DE FLUENCIA QUE ALCANZA EL REFUERZO VERTICAL EN LOS BORDES DEL MURO”	59
FIGURA 4.18: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	60
FIGURA 4.19: “RELACIÓN ENTRE VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	60
FIGURA 4.20: “FRACCIÓN DE LA FUERZA DE FLUENCIA QUE ALCANZA EL REFUERZO VERTICAL EN LOS BORDES DEL MURO”	61
FIGURA 5.1: “VALORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES”	65
FIGURA A.1: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00-SA01”	72
FIGURA A.2: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00-SA01”.	72
FIGURA A.3: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00-SA01”	72
FIGURA A.4: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00-SA02”	73
FIGURA A.5: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00-SA02”.	73
FIGURA A.6: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00-SA02”	73
FIGURA A.7: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00-CA01”	74
FIGURA A.8: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00-CA01”.	74
FIGURA A.9: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00-CA01”	74
FIGURA A.10: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00-CA02”	75
FIGURA A.11: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00-CA02”.	75
FIGURA A.12: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00-CA02”	75
FIGURA A.13: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-01-SA01”	76
FIGURA A.14: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-01-SA01”.	76

FIGURA A.15: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-01-SA01”	76
FIGURA A.16: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02-SA01”	77
FIGURA A.17: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02-SA01”.	77
FIGURA A.18: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02-SA01”	77
FIGURA A.19: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02-SA02”	78
FIGURA A.20: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02-SA02”.	78
FIGURA A.21: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02-SA02”	78
FIGURA A.22: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03-SA01”	79
FIGURA A.23: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03-SA01”.	79
FIGURA A.24: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03-SA01”	79
FIGURA A.25: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03-SA02”	80
FIGURA A.26: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03-SA02”.	80
FIGURA A.27: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03-SA02”	80
FIGURA A.28: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02-CA01”	81
FIGURA A.29: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02-CA01”.	81
FIGURA A.30: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02-CA01”	81
FIGURA A.31: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02-CA02”	82
FIGURA A.32: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02-CA02”.	82
FIGURA A.33: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02-CA02”	82
FIGURA A.34: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02-CA03”	83
FIGURA A.35: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02-CA03”.	83
FIGURA A.36: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02-CA03”	83
FIGURA A.37: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03-CA01”	84
FIGURA A.38: “PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03-CA01”.	84
FIGURA A.39: “CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03-CA01”	84
FIGURA A.40: “CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03-CA02”	85

FIGURA A.41: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03-CA02".	85
.....	85
FIGURA A.42: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03-CA02"	85
FIGURA A.43: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-04-CA01"	86
FIGURA A.44: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-04-CA01".	86
.....	86
FIGURA A.45: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-04-CA01"	86
FIGURA A.46: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-04-CA02"	87
FIGURA A.47: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-04-SA02".	87
.....	87
FIGURA A.48: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-04-CA02"	87
FIGURA A.49: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00VD-SA01"	88
FIGURA A.50: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00VD-SA01"	88
.....	88
FIGURA A.51: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00VD-SA01"	88
FIGURA A.52: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-00VD-SA02"	89
FIGURA A.53: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-00VD-SA02"	89
.....	89
FIGURA A.54: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-00VD-SA02"	89
FIGURA A.55: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-01VD-SA01"	90
FIGURA A.56: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-01VD-SA01"	90
.....	90
FIGURA A.57: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-01VD-SA01"	90
FIGURA A.58: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02VD-SA02"	91
FIGURA A.59: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-01VD-SA02"	91
.....	91
FIGURA A.60: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02VD-SA02"	91
FIGURA A.61: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02VD-SA01"	92
FIGURA A.62: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02VD-SA01"	92
.....	92
FIGURA A.63: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02VD-SA01"	92
FIGURA A.64: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-02VD-SA02"	93
FIGURA A.65: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-02VD-SA02"	93
.....	93
FIGURA A.66: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-02VD-SA02"	93

FIGURA A.67: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03VD-SA01"	94
FIGURA A.68: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03VD-SA01"	94
FIGURA A.69: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03VD-SA01"	94
FIGURA A.70: "CURVA ENVOLVENTE DEL MURO MLC-03VD-SA02"	95
FIGURA A.71: "PATRÓN DE AGRIETAMIENTO AL ALCANZAR LA RESISTENCIA MÁXIMA DEL MURO MLC-03VD-SA02"	95
FIGURA A.72: "CURVA DE HISTÉRESIS DEL MURO MLC-03VD-SA02"	95

INDICE DE TABLAS

TABLA 3.1: “FACTORIAL DE ENSAYOS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA”	17
TABLA 3.2: “CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA”	19
TABLA 3.3: “RESULTADOS DE LOS ENSAYOS RILEM DEL MORTERO DE PEGA”	19
TABLA 3.4: “RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN CILÍNDRICA DEL GROUT DE RELLENO DE HUECOS” ..	20
TABLA 3.5: “CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO VERTICAL”	20
TABLA 3.6: “CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL”	20
TABLA 3.7: “PROPIEDADES BÁSICAS DE LA ALBAÑILERÍA”	21
TABLA 3.8: “RESUMEN DE RESULTADOS DE SEPÚLVEDA (2003)”	23
TABLA 3.9: “FACTORIAL DE ENSAYOS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA”	24
TABLA 3.10: “CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA”	26
TABLA 3.11: “RESULTADOS PROMEDIO DE LOS ENSAYOS RILEM DEL MORTERO DE PEGA”	26
TABLA 3.12: “RESULTADOS PROMEDIO DE LOS ENSAYOS RILEM DEL GROUT DE RELLENO DE HUECOS”	26
TABLA 3.13: “CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO VERTICAL”	27
TABLA 3.14: “CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL”	27
TABLA 3.15: “RESULTADOS DE ENSAYOS DE PRISMAS”	27
TABLA 3.16: “RESULTADOS DE ENSAYOS DE MURETES”	28
TABLA 3.17: “RESUMEN DE RESULTADOS DE SIERRA (2002)”	29
TABLA 3.18: “CAPACIDADES A FLEXIÓN DE LOS MUROS TIPOS ENSAYADOS”	33
TABLA 3.19: “RESUMEN DE EVALUACIÓN DE MUROS ENSAYADOS”	39
TABLA 4.1: “INDICADOR DE FLUENCIA DEL MODELO PUNTAL-TENSOR”	47
TABLA 4.2: “RESULTADO DE PROBETAS DE HAMID (1978)”	51
TABLA 4.3: “RESULTADOS DE ENSAYOS BIAXIALES DE COMPRESIÓN-TRACCIÓN”	55
TABLA 5.1: “RESISTENCIA AL CORTE PARA MUROS SIN REFUERZO HORIZONTAL”	63
TABLA 5.2: “RESISTENCIA AL CORTE PARA MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO HORIZONTAL DISTRIBUIDO” ..	64
TABLA 5.3: “RESISTENCIA AL CORTE PARA MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO VERTICAL DISTRIBUIDO”	64

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

Dado que la resistencia al corte de muros de albañilería armada es fundamental dentro del diseño sísmico de edificios de baja altura (1 a 4 pisos), es necesario contar con un modelo teórico que permita determinar esta resistencia como lo hace, por ejemplo, aquel propuesto por Hwang et al. (2001) para “muros cortos o muros poco esbeltos” de hormigón armado, utilizando un modelo puntal-tensor adaptado al problema. Así, teniendo en cuenta el buen resultado obtenido en este último caso, se estudiará en esta memoria, la posibilidad de aplicarlo a muros cortos de albañilería armada, comparando los resultados que se obtengan al aplicar este modelo con los valores de la resistencia máxima de muros de albañilería armada de ladrillos cerámicos con distintas cuantías de armadura horizontal y vertical sometidos a cargas cíclicas estáticas horizontales en presencia o ausencia de carga axial de compresión.

Como antecedente se debe destacar que el modelo propuesto por Hwang et al. (2001), logra estimar la resistencia al corte en muros de hormigón armado con refuerzo horizontal y vertical distribuido, con una precisión que supera la lograda con las fórmulas empíricas recomendadas la norma ACI 318-95. Teniendo en cuenta este antecedente, se ha decidido usar a este modelo para estudiar la posibilidad de aplicarlo en muros de albañilería armada con las características de los utilizados en las viviendas chilenas.

En particular, el modelo indicado se basa en la superposición de tres modelos simplificados de tipo puntal-tensor, los cuales representan a las distintas vías de transmisión de la carga de corte aplicada en el ensayo. De este modo, existe un modelo diagonal que representa la compresión diagonal que sufre el muro, y dos modelos horizontal y vertical, que representan, principalmente, la influencia de las armaduras distribuidas en la dirección horizontal y vertical, respectivamente.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo de la memoria es usar un modelo del tipo puntal-tensor para estimar la resistencia al corte de muros de albañilería armada con una baja relación alto/largo.

1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

Estudiar la posibilidad de usar el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. (2001) para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada construidos en Chile con unidades cerámicas.

1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA

En el segundo capítulo se dan a conocer los antecedentes teóricos utilizados en el planteamiento del modelo propuesto en el presente trabajo. Además, se incluye una expresión semi-empírica para calcular la resistencia al corte de muros de albañilería, la que se utiliza para comparar los resultados finales del modelo propuesto.

En el tercer capítulo se presenta un resumen de los trabajos de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003), utilizados como referencias experimentales para verificar la aplicación del modelo puntal-tensor que se propone, así como también se incluye el procedimiento de selección de ensayos a partir de aquellos disponibles en ambas investigaciones.

En el cuarto capítulo se desarrolla una seguidilla de modificaciones al modelo puntal-tensor original, con el objetivo de lograr una adecuada representación de los resultados de los ensayos disponibles.

En el quinto capítulo se presentan los resultados obtenidos con la fórmula semi-empírica propuesta por Tomazevic (1999) para la estimación de la resistencia al corte de muros de albañilería armada, los que se muestran gráficamente junto a los valores experimentales.

Finalmente, en el sexto capítulo se exponen las principales conclusiones extraídas de los resultados logrados con la propuesta elaborada en el capítulo anterior.

2. ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1. INTRODUCCIÓN

El modelo puntal-tensor que se presenta, cuya aplicación está orientada originalmente a muros de hormigón armado, nace de la necesidad de contar con un método de diseño analítico que considere las características de la estructura (geometría y propiedades de los materiales) y las cargas solicitantes. En el caso particular de muros de hormigón armado, se han utilizado procedimientos de diseño cuyas fórmulas de cálculo de la resistencia de momento y corte son de naturaleza analítica o semi-empírica y están deducidas, en algunos casos, para elementos esbeltos como vigas y columnas, quedando una cuota de incertidumbre en cuanto a la validez de extender la aplicación de estas fórmulas, lo que obliga a indagar otro camino para estimar estas capacidades con mayor precisión y fundamento teórico.

Aquellos muros cortos cuya relación de aspecto (altura/largo) es menor que 2, se encuentran comúnmente en edificios de baja y mediana altura, donde los efectos de corte predominan en su comportamiento. Por otra parte, normas de diseño de gran influencia, como es el ACI 318, recomiendan métodos de diseño para este tipo de muros, considerando expresiones semi-empíricas derivadas a partir de ensayos de muros. Es así como esta norma estima la resistencia al corte de muros chatos, a partir de la capacidad a la tracción del hormigón, consideración que ha sido puesta en duda por Lefas et al. (1990), dado que con evidencia experimental, se pudo demostrar que la resistencia al corte de muros cortos depende de la capacidad a compresión del hormigón fisurado, al observarse que la falla de éstos se produce por aplastamiento del concreto en la zona de compresión de la base del muro.

Teniendo en cuenta lo anterior, el modelo de Hwang et al. (2001) se ha considerado apropiado para la estimación de resistencia al corte de muros chatos, debido a la cercana representación con la que se pueden simular los flujos de compresión en el muro por medio de puntales de compresión, y las tensiones que toman las barras de refuerzos por medio de tensores. El modelo puntal-tensor, cuenta además con la ventaja de representar de manera razonable las concentraciones de cargas en la zona más comprimida del muro, lugar donde el modelo predice la falla de la estructura.

2.2. MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG ET AL. (2001)

Un esquema de un muro solicitado en su plano por una carga axial N y una fuerza horizontal V_{wh} , de origen sísmico por ejemplo, se puede representar mediante la figura 2.1.

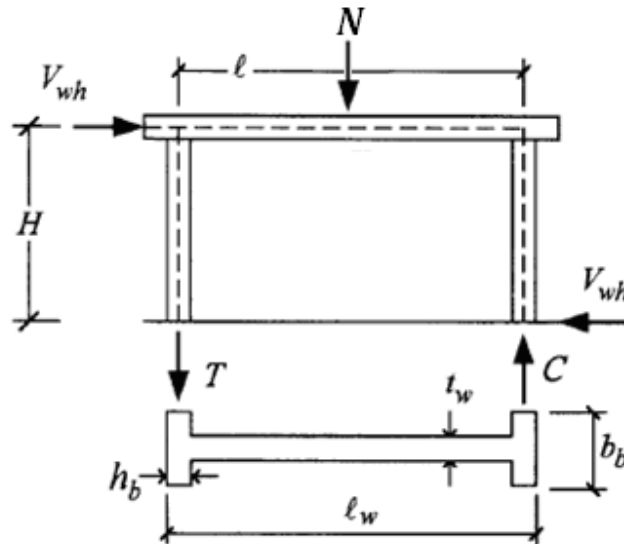


Figura 2.1: "Acciones Externas para un Muro Corto" (Hwang et al. (2001)).

Donde:

- V_{wh} [tonf]: Fuerza horizontal aplicada sobre el muro.
- N [tonf]: Fuerza de compresión axial aplicada sobre el muro.
- H [cm]: Altura de aplicación de carga V_{wh} .
- l_w [cm]: Largo total del muro.
- l [cm]: Distancia entre fuerzas resultantes de tracción T y compresión C sobre el muro.
- h_b [cm]: Ancho de columna de borde.
- b_b [cm]: Profundidad de columna de borde.

OBSERVACIÓN: Se ha comprobado que el efecto de una carga axial externa de compresión sobre el muro proporciona una mayor resistencia al corte, efecto que se puede explicar mediante dos consecuencias de esta presencia de carga. Una de ellas es que la compresión logra retrasar la degradación de la resistencia a compresión del hormigón debido a que dificulta la expansión vertical del muro, mientras que la otra corresponde al ensanchamiento de la sección del flujo de compresión diagonal (modelada como un puntal).

Sin embargo, Hwang et al. (2001) sólo consideran en su modelo el efecto de la carga axial al estimar el ancho de la zona de compresión (fórmula (3)). Así, dado que el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio del sistema no requiere chequear el comportamiento de la armadura de borde, esta fuerza no se toma en cuenta.

2.2.1. MACROMODELO

Una vez que se producen las primeras grietas diagonales en el muro, las barras de refuerzo se verán afectadas por esfuerzos de tracción, actuando de esta forma como tensores, mientras que parte del hormigón estará sometido a compresión, actuado como puntales. A partir de esto, Hwang y Lee (1999) proponen que la carga horizontal externa se distribuirá dentro del muro mediante 3 “mecanismos” distintos: uno diagonal, uno vertical y otro horizontal, donde cada uno de estos mecanismos corresponde a un modelo puntal-tensor simple que representa un determinado camino de transmisión (flujo) de cargas interno del muro.

El “mecanismo diagonal” consta de un puntal inclinado en un ángulo θ , que transmite directamente parte de la carga horizontal V_{wh} hacia la zona basal del muro (ver Fig. 2.2), sometida a compresión. La expresión para el ángulo de inclinación del puntal es:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{l}\right) \quad (1)$$

Cabe destacar que el modelo asume que la dirección del puntal diagonal coincide con la dirección de la tensión principal de compresión del muro.

Por otra parte, la sección del puntal diagonal está definida como sigue:

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (2)$$

Donde: a_s [cm]: Ancho del puntal diagonal, el cual se asume igual al ancho de la zona de compresión en la base del muro a_w (Hwang et al. (2001)).
 b_s [cm]: Espesor de la sección transversal del puntal diagonal, igual al espesor del muro.

Por simplicidad, el ancho de la zona a compresión del muro en su base puede considerarse igual a la fórmula propuesta por Pauly y Priestley (1992), en donde este valor corresponde al largo del área en compresión de una columna sometida a flexión:

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w \cdot f'_c} \right) \cdot l_w \quad (3)$$

Donde:
 a_w [cm]: Largo del área de compresión de la base del muro.
 N [kgf]: Carga axial sobre el muro.
 A_w [cm²]: Área de la sección horizontal del muro ($A_w = t_w \cdot l_w$).
 f'_c [kgf/cm²]: Resistencia a la compresión del hormigón.
 l_w [cm]: Largo total del muro.

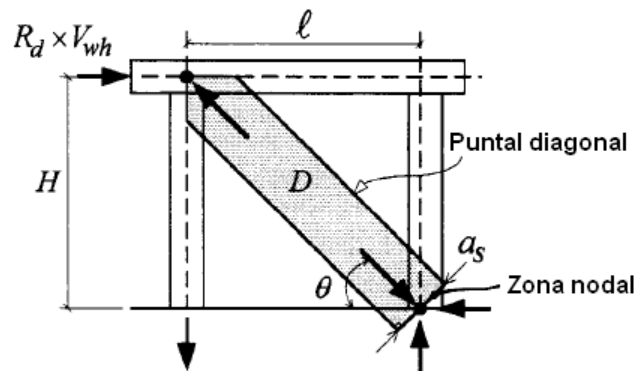


Figura 2.2 :“Mecanismo Diagonal” (Hwang et al. (2001)).

Por su parte, el “mecanismo horizontal” se compone de dos puntales inclinados (ver Fig. 2.3) que representan parte de la compresión que resiste el hormigón, más un tensor horizontal que representa al aporte del refuerzo de acero distribuido en esa dirección. Además, se asume que el refuerzo horizontal correspondiente a la mitad central del muro es 100% efectivo, mientras que para el resto de la armadura horizontal se asume la efectividad en sólo un 50% (Hwang y Lee 1999,2000). Una forma de incorporar esta condición al modelo, es mediante la reducción en un 25% de la cuantía de refuerzo horizontal dentro del código del modelo, es decir, se asume que en promedio la totalidad del refuerzo en esa dirección es un 75% efectiva.

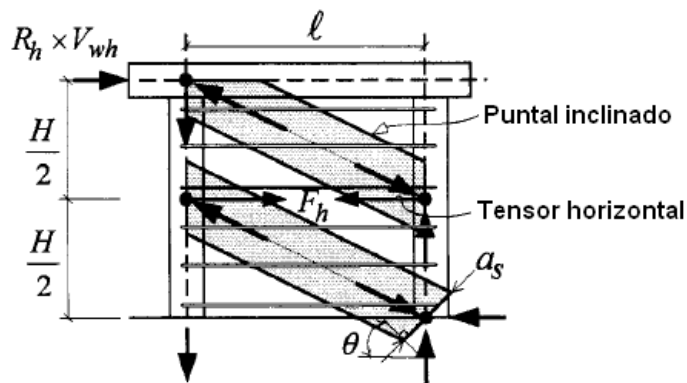


Figura 2.3: “Mecanismo Horizontal” (Hwang et al. (2001)).

Finalmente, el “mecanismo vertical” queda representado por dos puntales casi verticales (ver Fig. 2.4), más un tensor vertical, que análogamente al caso anterior, representa a la armadura en esa dirección. Cabe destacar que este tensor, incluye sólo el refuerzo vertical presente en el alma de muro y no al que pudiese estar en los bordes. De esta forma, se considera que para un muro sin refuerzo vertical concentrado en los bordes, sino que distribuido en todo el largo del muro, la armadura presente en el 80% central del muro es 100% efectiva.

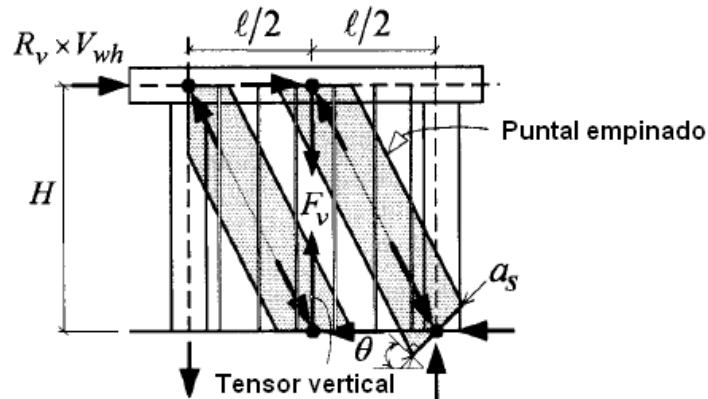


Figura 2.4: “Mecanismo Vertical” (Hwang et al. (2001)).

El modelo planteado considera la capacidad al corte, como aquella fuerza externa que produce una falla de compresión diagonal en la zona nodal del muro (ver Fig. 2.2). Esta zona coincide con uno de los extremos del puntal diagonal, aunque la compresión diagonal máxima que produce la falla es la suma de las compresiones aportadas por cada uno de los tres mecanismos planteados.

2.2.2. CONDICIONES DE EQUILIBRIO

A partir de la superposición de los tres mecanismos mencionados, se obtiene el modelo final (ver Fig. 2.5).

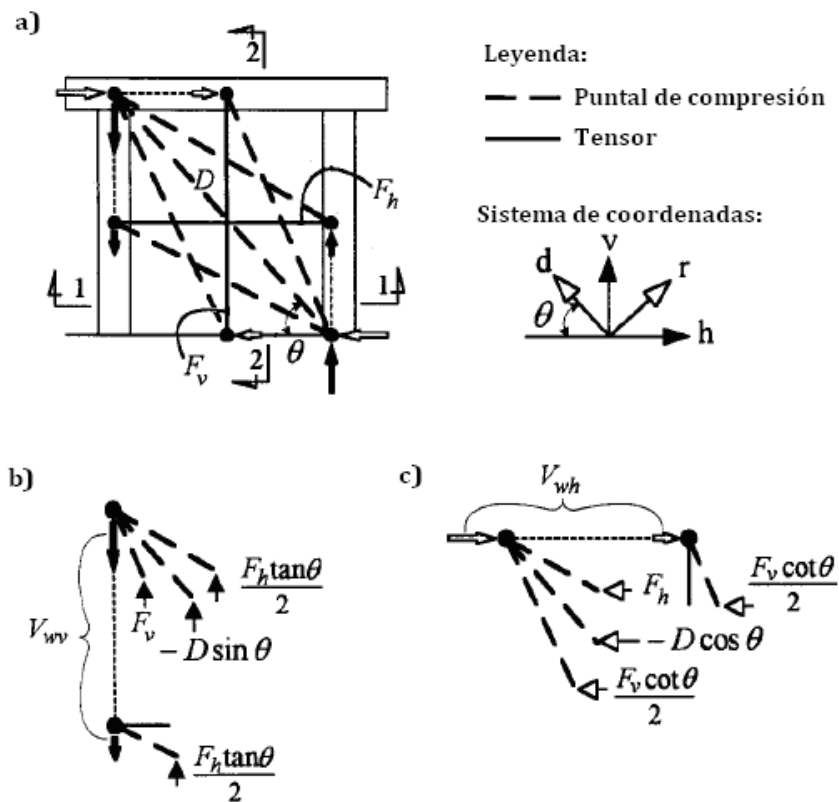


Figura 2.5: "Modelo Puntal-Tensor" (Hwang et al. (2001)) Donde: a) Superposición de los tres mecanismos, b) Equilibrio de fuerzas verticales (Corte 1-1), c) Equilibrio de fuerzas horizontales (Corte 2-2).

Luego, a partir del equilibrio de las fuerzas concurrentes a los nudos del borde superior del muro (ver Fig. 2.5.c), es posible calcular la resistencia al corte horizontal como sigue:

$$V_{wh} = -D \cdot \cos \theta + F_h + F_v \cdot \cot \theta \quad (4)$$

Donde: D [tonf]: Fuerza de compresión en el puntal diagonal.
 F_h [tonf]: Fuerza de tracción en el tensor horizontal.
 F_v [tonf]: Fuerza de tracción en el tensor vertical.

Dado que la fuerza V_{wh} puede transmitirse por 3 vías, correspondientes a las diagonales proporcionadas por cada mecanismo, es necesario establecer la proporción con la que esta carga se distribuye a través de ellas, por lo que Hwang y Lee (1999, 2000) definen:

$$-D \cdot \cos \theta : F_h : F_v \cdot \cot \theta = R_d : R_h : R_v \quad (5)$$

Donde: R_d , R_h y R_v : Razones de resistencia al corte, para el mecanismo diagonal, horizontal y vertical, respectivamente.

De esta forma, la carga externa se distribuirá para cada mecanismo según estas razones, las que a su vez, dependen de la rigidez del mecanismo correspondiente. De acuerdo a Schäfer (1996) y Jennewein y Schäfer (1992), la fracción de corte horizontal transmitido por el tensor horizontal, en ausencia del tensor vertical, está dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{para } 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (6)$$

Análogamente para la fracción vertical:

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad \text{para } 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (7)$$

Por otra parte, la razón de rigidez relativa entre los mecanismos horizontal y diagonal resulta independiente de la presencia o no del mecanismo vertical:

$$\frac{R_h}{R_d} = \frac{\gamma_h}{1 - \gamma_h} \quad (8)$$

Así mismo, se obtiene una relación similar entre los mecanismos vertical y diagonal:

$$\frac{R_v}{R_d} = \frac{\gamma_v}{1 - \gamma_v} \quad (9)$$

Resulta conveniente escalar las razones de resistencia al corte descritas a la unidad:

$$R_d + R_h + R_v = 1 \quad (10)$$

Luego, resolviendo las ecuaciones (8), (9) y (10):

$$R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \cdot \gamma_v} \quad (11)$$

$$R_h = \frac{\gamma_h \cdot (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \cdot \gamma_v} \quad (12)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v \cdot (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \cdot \gamma_v} \quad (13)$$

Finalmente, dado que la compresión máxima en el muro se transmite por la dirección d del sistema de coordenadas mostrado en la figura 2.5.a, se asume que el esfuerzo de compresión $\sigma_{d,max}$, resultante de la suma de las compresiones aportadas por los puntales de los 3 mecanismos concurrentes a la zona nodal del muro, termina por gobernar la falla (ver Fig. 2.6). De esta forma, la máxima expresión para este esfuerzo queda dada por:

$$\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left\{ D \frac{\cos\left(\theta - \tan^{-1}\left(\frac{H}{2l}\right)\right)}{\cos\left(\tan^{-1}\left(\frac{H}{2l}\right)\right)} \cdot F_h - \frac{\cos\left(\tan^{-1}\left(\frac{2H}{l}\right) - \theta\right)}{\sin\left(\tan^{-1}\left(\frac{2H}{l}\right)\right)} \cdot F_v \right\} \quad (14)$$

Donde: $D = -\frac{R_d \cdot V_{wh}}{\cos \theta}$ (15)

$$F_h = R_h \cdot V_{wh} \quad (16)$$

$$F_v = R_v \cdot V_{wh} \cdot \tan \theta \quad (17)$$

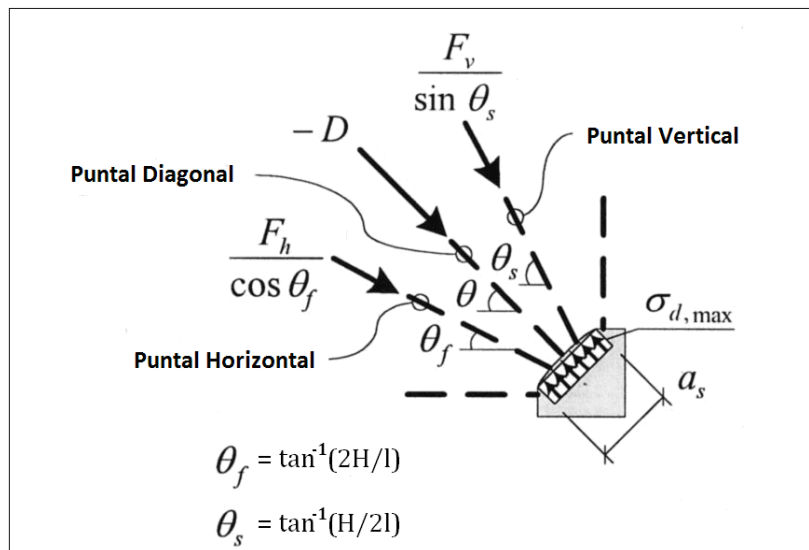


Figura 2.6: "Esquema de la Zona Nodal del Muro" (Hwang y Lee (2002)).

2.2.3. LEYES CONSTITUTIVAS

Durante las décadas de los ochenta y noventa se realizaron interesantes estudios donde se intentó representar la curva de tensión- deformación del hormigón para un estado biaxial de compresión-tracción. Es así como del trabajo de Mo y Rothert (1997) se puede extraer que los modelos planteados por Vecchio y Collins (1993) y Hsu (1993) son los dos más apropiados para representar el comportamiento del hormigón sometido al estado tensional descrito.

Dada la simplicidad en la formulación matemática de la curva de compresión del hormigón propuesta por Zhang y Hsu (1998), la cual considera la degradación de la resistencia a compresión del hormigón debido al agrietamiento que produce la tracción en la dirección ortogonal, Hwang et al. (2001) decidieron ocupar esta representación dentro de su modelo puntal tensor. Dado que este modelo considera la resistencia del muro al producirse la falla por compresión del hormigón (peak de la curva), sólo se tendrá en cuenta la curva ascendente de esta representación, la cual está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_d = -\zeta \cdot f'_c \cdot \left\{ 2 \cdot \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad \text{para} \quad \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \leq 1 \quad (18)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+400 \cdot \varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400 \cdot \varepsilon_r}} \quad (19)$$

Donde: σ_d [kgf/cm²]: Tensión principal promedio del hormigón en la dirección diagonal **d** (valor positivo para la tracción, Fig. 2.5.a).
 ζ : Coeficiente de degradación.
 f'_c [MPa]: Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
 $\varepsilon_r, \varepsilon_d$: Deformaciones unitarias en las direcciones **r** y **d**, respectivamente (valores positivos para la tracción).
 ε_0 : Deformación unitaria para la resistencia cilíndrica máxima (f'_c).

Por su parte, el valor de ε_0 puede considerarse, según Foster y Gilbert (1996), como:

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \cdot \left(\frac{f'_c - 20}{80} \right) \quad \text{para} \quad 20 \leq f'_c \leq 100 \text{MPa} \quad (20)$$

Asumiendo un modelo elastoplástico para el acero de refuerzo horizontal y vertical, se obtiene:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{para } \varepsilon_s < \varepsilon_y \quad (21)$$

$$f_s = f_y \quad \text{para } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \quad (22)$$

Donde: E_s [kgf/cm²]: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
 ε_s , ε_y : Deformación unitaria del acero de refuerzo para un estado dentro del rango elástico y para cuando se alcanza la fluencia, respectivamente.
 f_s , f_y [kgf/cm²]: Tensiones del acero de refuerzo para un estado dentro del rango elástico y para el estado de fluencia.

De esta forma, la relación entre las fuerzas y deformaciones para los tensores vertical y horizontal, queda dada por:

$$F_h = A_{th} \cdot E_s \cdot \varepsilon_h \leq F_{yh} \quad (23)$$

$$F_v = A_{tv} \cdot E_s \cdot \varepsilon_v \leq F_{yv} \quad (24)$$

Donde: E_s [kgf/cm²]: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
 ε_h , ε_v : Deformaciones unitarias del acero de refuerzo vertical y horizontal, respectivamente.
 F_h , F_v [kgf]: Fuerzas del acero de refuerzo para los tensores horizontal y vertical, respectivamente.
 F_{yh} , F_{yv} [kgf]: Fuerzas de fluencia del acero de refuerzo para los tensores horizontal y vertical, respectivamente.
 A_{th} , A_{tv} [cm²]: Áreas de los tensores horizontal y vertical, respectivamente (notar que corresponden a las áreas de los refuerzos en las direcciones respectivas).

2.2.4. CONDICIÓN DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN

Para completar el sistema de ecuaciones que tiene como incógnitas las deformaciones en la direcciones \mathbf{r} y \mathbf{d} , se considera como condición de compatibilidad de deformación al primer invariante de deformación:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (25)$$

Donde: ε_r , ε_d , ε_h , ε_v : Deformaciones unitarias promedio del muro en las direcciones \mathbf{r} , \mathbf{d} , vertical y horizontal, respectivamente.

Esta condición será considerada válida para el muro en su totalidad y no sólo como un estado de deformaciones infinitesimal, es decir, la suma de las deformaciones promedio en las direcciones \mathbf{r} y \mathbf{d} será igual a la suma de las deformaciones promedio del muro en las direcciones horizontal y vertical.

2.2.5. PROCEDIMIENTO DE SOLUCIÓN PROPUESTO

El procedimiento de solución planteado, es el que propone Hwang y Lee (1999,2000), y comienza por ingresar un valor estimativo de la fuerza de corte horizontal V_{wh} que resiste el muro, para así partir con el proceso iterativo que se explica a continuación:

Paso 1: Ingresar un valor de V_{wh} . Se recomienda partir con el 10% de la resistencia al corte dada por la fórmula (26).

Paso 2: De las ecuaciones (15), (16) y (17) obtener los valores de D , F_h y F_v .

Paso 3: Con los valores calculados en el paso 2, obtener la tensión de compresión diagonal máxima dada por la ecuación (14).

Paso 4: Asumir el coeficiente de degradación

$$\text{como: } \zeta = -\frac{\sigma_{d,\max}}{f'_c}$$

Paso 5: Asumiendo que se está en el peak de la curva, considerar $\epsilon_d = -\zeta \cdot \epsilon_o$, mientras que con las ecuaciones (23) y (24) obtener las deformaciones ϵ_h y ϵ_v .

Paso 6: Una vez calculadas las deformaciones anteriores, obtener la deformación ϵ_r a partir de la ecuación (25).

Paso 7: Reemplazar ϵ_r en la ecuación (19) y verificar si ζ es similar al asumido en el paso 4 (diferencia inferior al 0,1%). De no ser así, volver al Paso 1 ingresando un nuevo valor de V_{wh} .

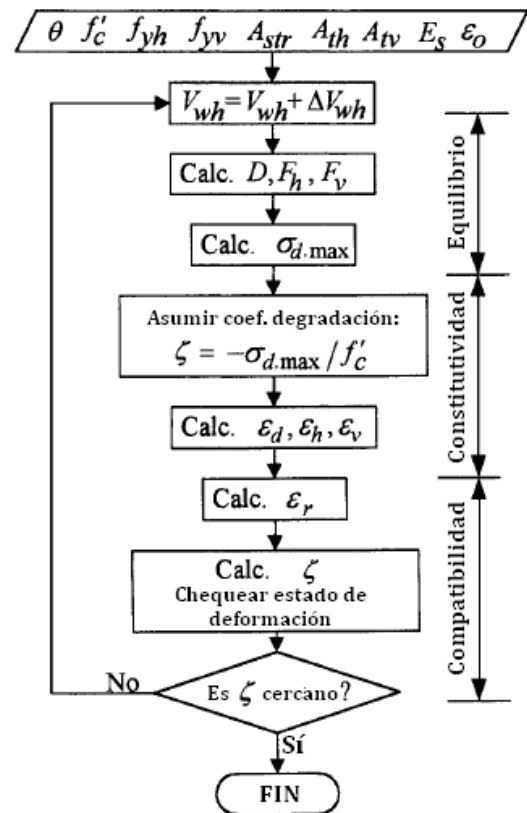


Figura 2.7: "Diagrama de Flujo para el Algoritmo de Solución" (Hwang et al. (2001)).

2.3. FÓRMULA CLÁSICA DE RESISTENCIA AL CORTE

Hasta ahora, la resistencia al corte de muros de albañilería ha sido estimada como la suma de los aportes resistentes de la albañilería, de la armadura horizontal y vertical. Las expresiones de estas contribuciones, que se deducen a partir de considerar a la albañilería como un material homogéneo e isotrópico, fueron consideradas en esta Memoria para comparar sus resultados con los valores experimentales. Las fórmulas descritas, corresponden a las planteadas por Tomazevic (1999), siendo éstas:

$$H_{s,r} = H_{s,w} + C_{rh} \cdot H_{s,rh} + H_{d,rv} \quad (26)$$

$$H_{s,w} = A_w \cdot \frac{f_{tk}}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{tk}} + 1} \quad (27)$$

$$H_{s,rh} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{rh} \cdot f_{ykh}}{s} \quad (28)$$

$$H_{d,rv} = 0.806 \cdot n \cdot d_{rv}^2 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{ykv}} \quad (29)$$

Donde:

- $H_{s,r}$ [kgf]: Resistencia total al corte de un muro de albañilería armada.
- $H_{s,w}$, $H_{s,rh}$, $H_{d,rv}$ [kgf]: Aportes de resistencias al corte de la albañilería, del refuerzo horizontal y del refuerzo vertical, respectivamente.
- C_{rh} : Factor de reducción de la capacidad del refuerzo horizontal ($C_{rh}=0.3$).
- A_w [cm²]: Área transversal del muro en el plano horizontal.
- b : Factor de distribución de esfuerzo de corte ($b=1$ para muros con relación de esbeltez menor a 1).
- σ_d [kgf/cm²]: Compresión vertical del muro por acción de la carga axial.
- f_{tk} [kgf/cm²]: Resistencia a la tracción de la albañilería.
- f_{mk} [kgf/cm²]: Resistencia a la compresión del grout de relleno.
- f_{ykh} , f_{ykv} [kgf/cm²]: Tensiones de fluencia de la armadura de refuerzo horizontal y vertical, respectivamente.
- d [cm]: Profundidad efectiva del muro.
- s [cm]: Espaciamiento del refuerzo horizontal.
- A_{rh} [cm²]: Área de acero correspondiente a una escalerilla.
- n : Número de barras verticales de refuerzo.
- d_{rv} [cm]: Diámetro nominal de las barras verticales de refuerzo.

La resistencia total al corte, dada por la fórmula (26), se compone del aporte de los materiales que conforman a la albañilería armada. El primero de ellos, $H_{s,w}$ (fórmula (27)), corresponde a la resistencia al corte del muro de albañilería sin refuerzo, expresión que proviene de la teoría de la mecánica de sólidos, en donde se considera a la albañilería como un material

homogéneo que falla en la dirección principal de tracción, esto es, cuando las tensiones de tracción superan el valor de f_{tk} en la dirección diagonal del muro.

En segundo lugar, y asumiendo que se ha superado la resistencia a tracción diagonal del muro, se adiciona el aporte de la armadura horizontal distribuida $H_{s,rh}$ (fórmula (28)), consistente en la fuerza de fluencia de las escalerillas. Cabe destacar que esta expresión considera un término ponderador C_{rh} de origen experimental, denominado por Tomazevic (1999) como *factor de reducción de capacidad del refuerzo horizontal*, el cual fue asumido igual a 0.3, dada la recomendación del autor en el caso de no contar con evidencia experimental para determinarlo.

Finalmente, se considera el aporte dado por el refuerzo vertical del muro $H_{d,rv}$ (fórmula (29)), el cual corresponde a la resistencia al corte de las barras (incluyendo a las de borde) por acción del efecto dovela generado por el agrietamiento diagonal del muro.

3. ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

3.1. INTRODUCCIÓN

Durante las tres últimas décadas, se han construido en Chile viviendas sociales cuyo principal material de construcción corresponde a la albañilería, siendo estas viviendas, mayoritariamente, edificios bajos de uno o dos pisos.

Ante esta situación y dado que las viviendas señaladas son frecuentemente reforzadas con niveles de cuantía menores a los establecidos por la norma chilena NCh 1928.Of93 (Sierra (2002)), el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (ICH) decidió llevar a cabo un estudio experimental que indagara sobre el comportamiento sísmico de los muros de albañilería reforzados con niveles reducidos de cuantía.

El desarrollo de este proyecto, se llevó a cabo por medio de tres etapas: la primera correspondió a un reestudio de los resultados experimentales obtenidos anteriormente en el país, deteniéndose principalmente en las conclusiones extraídas por los autores, más aquellas recomendaciones surgidas a partir del comportamiento de este tipo de estructuras en los eventos sísmicos recientes. La segunda etapa correspondió a la materialización de ensayos de muros cortos de albañilería armada sometidos a sollicitaciones frecuentes (cargas verticales de compresión) y eventuales (cargas sísmicas) en viviendas típicas de uno o dos pisos. La tercera etapa, consistió finalmente en procesar los antecedentes obtenidos en las dos etapas anteriores, para así establecer nuevas recomendaciones generales a partir de ellas.

A continuación, se detallan dos Memorias de Título realizadas en la segunda etapa del estudio del ICH, en las que se desarrolla un programa de ensayos de muros cortos de albañilería armada para evaluar el efecto de la cantidad del refuerzo de acero presente en la estructura, es decir, en ambos trabajos se observará como variable fundamental, la cuantía de armadura distribuida en la dirección horizontal y vertical.

3.2. MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO HORIZONTAL

3.2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental desarrollado por Sepúlveda (2003), comprende la realización de 16 ensayos de muros de albañilería armada de ladrillo cerámico, a escala natural, sometidos a una carga lateral cíclica, y cuyas variables son la cuantía de refuerzo horizontal más la presencia o ausencia de carga axial sobre el muro. De esta forma, el total de ensayos, se distribuye según la tabla 3.1.

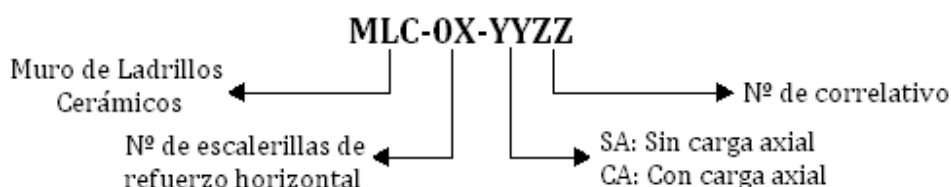
Tabla 3.1: “Factorial de Ensayos de Muros de Albañilería Armada”.

Refuerzo horizontal (Nº de escalerillas)	Cuantía de refuerzo horizontal ρ_h	Muros sin carga axial (SA)	Muros con carga axial (CA)
-----	0.000	2	2
2E ϕ 4.2mm	0.002	2	2
3E ϕ 4.2mm	0.003	2	2
4E ϕ 4.2mm	0.004	---	2
Cantidad de muros		6	8

Por otro lado, el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón condicionó la geometría y dimensiones de los muros a ensayar, de modo que éstos representaran de la mejor forma las características y condiciones a las que se ven afectados los muros en las viviendas consideradas. De esta forma, se consideró la construcción de muros de altura igual a 220cm, con una relación de aspecto (H/l) cercana a 1.

3.2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS SOMETIDOS A ENSAYO

Para la identificación de los muros ensayados, según las variables en estudio, se usó una nomenclatura especial dada por:



La construcción de los 16 muros ensayados se hizo con unidades de ladrillo cerámico, unidas con un mortero de pega predosificado.

La razón $M/(Vd)$ utilizada en la totalidad de ensayos correspondió a 0.95, es decir, $h/d = 187.5\text{cm}/197.5\text{cm} = 0.95$, como se aprecia en la figura 3.1.

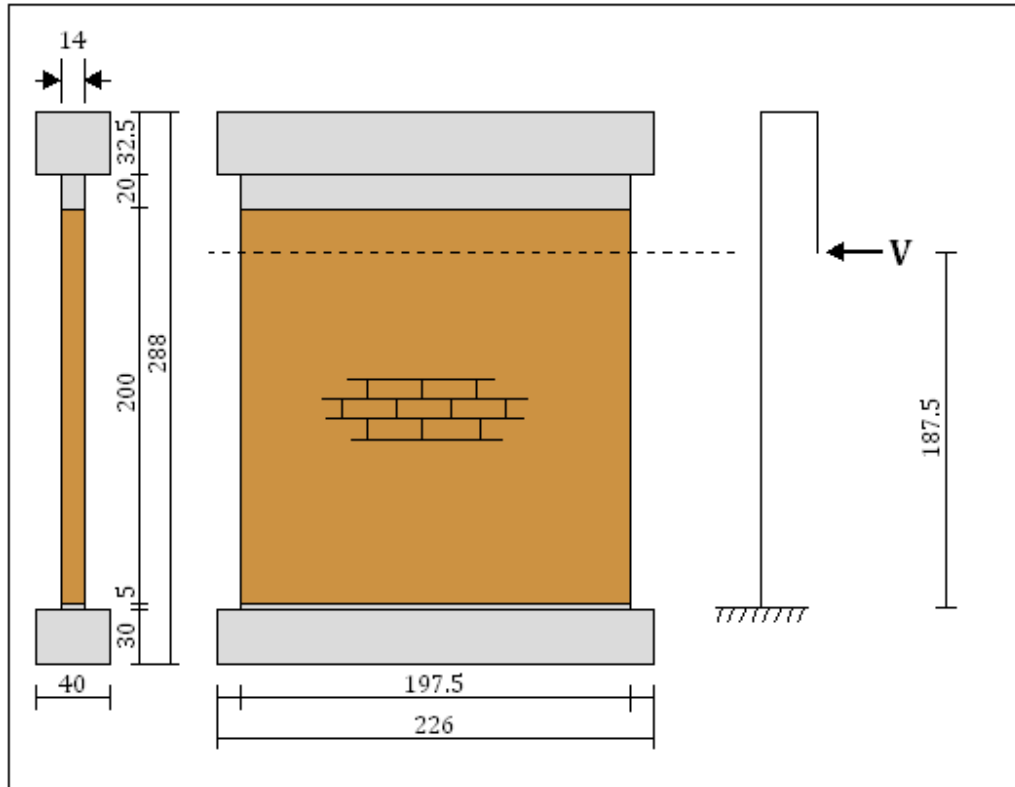


Figura 3.1: "Forma y Geometría de los Muros Ensayados (dimensiones en cm)".

Todos los muros fueron construidos monólicamente sobre bases de hormigón armado, de manera de facilitar su traslado y posterior montaje en el marco de ensayo.

3.2.3. MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

A continuación se presentan las propiedades y características de los materiales utilizados en la confección de los muros. La totalidad de ellos fueron ensayados en el Laboratorio de Ingeniería Estructural y Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

- **Ladrillos Cerámicos:** Las unidades utilizadas en esta experiencia, fueron fabricadas por la empresa Princesa, y corresponden al tipo *Gran Titán Reforzado Hueco (GTRH)*. Las características y propiedades de la unidad se detallan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: “Características y Propiedades de la Unidad de Albañilería”.

Tipo de Unidad	Gran Titán Reforzado Hueco
Clasificación según norma NCh169	clase MqP, grado 1
Dimensiones <i>largo x ancho x alto</i> [cm]	29 x 14 x 11.2
Resistencia a la compresión [kgf/cm ²]	288.4 ± 32
Porcentaje de huecos	46%



Figura 3.2: “Unidad de Ladrillo Cerámico”.

- **Mortero de Pega:** Para pegar las unidades de ladrillo se utilizó *Mezcla para Pegar*, tipo M10 de la empresa Presec. El espesor de aplicación del mortero en este caso, correspondió a 13mm, obteniéndose un escantillón aproximado de 12.5cm. Los resultados de los ensayos RILEM de este material corresponden a los detallados en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: “Resultados de los Ensayos RILEM del Mortero de Pega”.

Muros asociados	Tensión promedio de rotura a flexotracción ⁽¹⁾ [kgf/cm ²]	Tensión promedio de rotura a compresión ⁽²⁾ [kgf/cm ²]
MLC-00-SA01 MLC-00-SA02 MLC-00-CA01 MLC-00-CA02	47.8	185.7
MLC-01-SA01 MLC-02-SA01 MLC-02-SA02 MLC-02-CA01	48.3	175.8
MLC-02-CA02 MLC-02-CA03	34.7	152.5
MLC-03-SA01 MLC-03-SA02	36.4	168.5
MLC-04-CA01 MLC-04-CA02	45.3	142.2

(1) Promedio de 3 prismas de mortero de 16 x 4 x 4 cm.

(2) Promedio de 6 prismas de mortero de 8 x 4 x 4 cm (aprox.).

- **Grout de Relleno de Huecos:** El grout utilizado en la confección de lo muros correspondió a *HomeCrete, Concreto Preparado*, tipo *Relleno de Tensores*, de la empresa Presec. Los resultados de los ensayos de compresión cilíndrica de este material corresponden a los indicados en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 “Resultados de los Ensayos de Compresión Cilíndrica del Grout de Relleno de Huecos”.

Muros asociados	P _{max} promedio [tonf]	f' _c promedio [kgf/cm ²]
MLC-00-SA01 MLC-00-SA02 MLC-00-CA01 MLC-00-CA02	12.2	252.5
MLC-01-SA01 MLC-02-SA01 MLC-02-SA02 MLC-02-CA01	12.3	261.7
MLC-02-CA02 MLC-02-CA03	8.0	165.6
MLC-03-SA01 MLC-03-SA02	7.7	160.1
MLC-03-CA01 MLC-03-CA02	7.3	149.2
MLC-04-CA01 MLC-04-CA02	11.3	232.8

- **Barras de Refuerzo Vertical:** Los muros ensayados, se reforzaron verticalmente con barras $\phi 22 + \phi 18$ en cada uno de sus extremos. Cada barra se situó en uno de los 2 huecos más extremos del muro, siendo la $\phi 22$ la más cercana al borde. Las resistencias características promedio del acero de refuerzo vertical se encuentran detalladas en la tabla 3.5.

Tabla 3.5: “Características del Acero de Refuerzo Vertical”.

Tipo de Acero	A63-42H
Resistencia promedio a la fluencia [kgf/cm ²]	4740
Resistencia promedio a la rotura [kgf/cm ²]	7653

- **Barras de Refuerzo Horizontal:** Para materializar la armadura de corte del muro, se dispuso de escalerillas electro-soldadas formadas por 2 barras longitudinales estriadas, de 4.2mm de diámetro, unidas por barras transversales espaciadas a 30cm. Las resistencias características promedio del acero de refuerzo horizontal se indican en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: “Características del Acero de Refuerzo Horizontal”.

Tipo de Acero	AT56-50H
Resistencia promedio a la fluencia [kgf/cm ²]	6104
Resistencia promedio a la rotura [kgf/cm ²]	6598

- **Propiedades Básicas de la Albañilería:** Para caracterizar las propiedades mecánicas de la albañilería, Sepúlveda (2003) realizó ensayos de prismas y muretes cada 2 muros construidos, obteniendo como resultado los valores detallados en la tabla 3.7.

Tabla 3.7: “Propiedades Básicas de la Albañilería”.

Muros asociados	f'_m ⁽¹⁾ [kgf/cm ²]	τ'_m ⁽²⁾ [kgf/cm ²]	E_m ⁽³⁾ [kgf/cm ²]	G_m ⁽⁴⁾ [kgf/cm ²]
MLC-00-SA01 MLC-00-SA02	111.3	8.7	45330	14679
MLC-00-CA01 MLC-00-CA02	106.4	7.9	51632	10468
MLC-01-SA01 MLC-02-SA01	110.1	7.1	46747	10258
MLC-02-SA02 MLC-02-CA01	114.5	5.9	43292	6408
MLC-02-CA02 MLC-02-CA03	120.2	9.9	---	20884
MLC-03-SA01 MLC-03-SA02	118.7	5.9	59880	5775
MLC-03-CA01 MLC-03-CA02	86.2	5.2	59859	11369
MLC-04-CA01 MLC-04-CA02	120.2	8.4	64704	9890
Valores Promedio	111.0	7.4	53063	11216

(1) Se construyeron los prismas apilando cinco unidades de ladrillo, con un escantillón de 12.5cm y una esbeltez igual a 4.4 (Sepúlveda (2003)).

(2) Los muretes se construyeron con las siguientes dimensiones: $h*1 = 74*75$ cm (Sepúlveda (2003)).

(3) E_m determinado como la pendiente de la recta tangente a la curva carga v/s deformación al nivel correspondiente al 50% de la carga máxima (Sepúlveda (2003)).

(4) G_m se definió como el módulo secante de la curva carga v/s distorsión angular para un 45% de la carga máxima (Sepúlveda (2003)).

3.2.4. ENSAYO DE LOS MUROS

Para la realización de la prueba se utilizó un marco de carga con capacidad de aplicar en las probetas una carga vertical constante de 100tonf y una fuerza lateral cíclica de 100tonf.

La estructura del marco está dada principalmente por los siguientes elementos:

- Una viga base y dos columnas.
- Una viga de reacción superior, una viga de carga superior y un pantógrafo.
- Dos columnas de reacción horizontal.
- Un gato de carga vertical con bomba y celda de carga de 100tonf de capacidad.
- Dos gatos de carga horizontal con bomba y celda de carga de 50tonf de capacidad cada uno.
- Equipos de adquisición de datos.

Dado que los ensayos de muros se quisieron llevar a cabo bajo un estado de voladizo, se desactivó el pantógrafo, pues este componente al estar activo, mantiene a la viga de carga en posición horizontal, sin impedir su desplazamiento en las direcciones vertical y horizontal, generando de este modo un estado de doble empotramiento en el muro.

Los ensayos se realizaron mediante la aplicación de deformaciones horizontales controladas, las cuales se aplicaron mediante 2 gatos hidráulicos dispuestos horizontales a la altura del punto de inflexión del muro, es decir, a una altura de 187.5cm, como se aprecia en la figura 3.3.

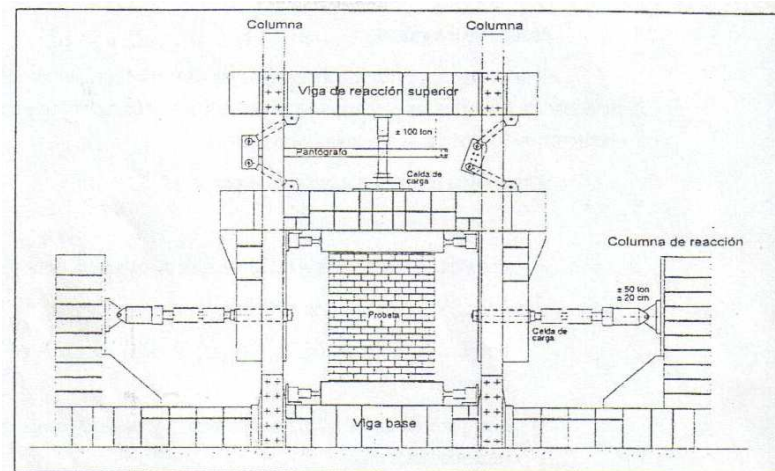


Figura 3.3: "Marco de Ensayo JICA" (Sepúlveda (2003)).

Las deformaciones controladas se aplicaron cíclicamente de manera monotónicamente creciente hasta alcanzar la rotura. Estas deformaciones variaron de 0 a 24mm y se realizaron 2 ciclos por cada nivel de deformación, de manera de observar alguna evidencia de degradación en la rigidez del muro. De esta forma, el programa de ensayos consideró el plan de deformaciones de la figura 3.4:

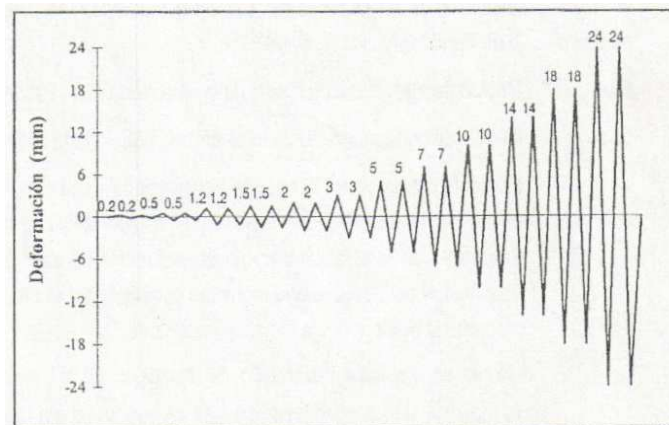


Figura 3.4: "Plan de Deformaciones Controladas" (Sepúlveda (2003)).

3.2.5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Al observar la evolución de los muros frente a las sollicitaciones laterales del ensayo, se pudo notar un comportamiento, que en términos generales, puede dividirse en dos etapas. La primera de ellas corresponde a un comportamiento aproximadamente elástico que finaliza al producirse el primer agrietamiento inclinado de los muros. La segunda etapa está dada por el comportamiento no lineal del muro en donde se hace notoria la incidencia del refuerzo horizontal tanto en la resistencia máxima de corte del muro como en el nivel de agrietamiento y su distribución.

De este modo, a continuación se resumen los valores más relevantes de los ensayos a través de la tabla 3.8, en donde se informan los valores de fuerza de corte y desplazamiento horizontal, dadas las deformaciones inducidas en el muro para los niveles de agrietamiento más importantes en cada ciclo (positivo y negativo). Sin embargo, es necesario destacar que el registro que entrega la mayor cantidad de información e ideas sobre el comportamiento de los muros, son las curvas de histéresis respectivas que se adjuntan en el Anexo A.

Tabla 3.8: “Resumen de Resultados de Sepúlveda (2003)”.

Muro	Variables			Sentido de la fuerza	1º Fisura diagonal importante ⁽¹⁾		Carga Máxima [tonf]	
	Refuerzo de corte	Cuantía de refuerzo	Carga axial promedio		δ_h ⁽²⁾	V	δ_h ⁽²⁾	V
	Nº escalerillas	[%]	[tonf]		[mm]	[tonf]	[mm]	[tonf]
MLC-00-SA01	0	0.0	0.0	+	1.40	7.02	4.82	8.65
				-	1.48	8.26	1.48	8.26
MLC-00-SA02	0	0.0	0.0	+	1.66	7.76	1.66	7.76
				-	1.67	8.56	4.81	8.95
MLC-00-CA01	0	0.0	17.4	+	1.65	10.73	4.98	12.70
				-	1.53	12.11	1.53	12.11
MLC-00-CA02	0	0.0	17.7	+	1.65	8.89	5.11	11.21
				-	1.46	11.06	4.52	11.48
MLC-01-SA01	1	0.1	0.0	+	1.59	6.91	6.67	9.31
				-	1.52	7.18	4.81	9.80
MLC-02-SA01	2	0.2	0.0	+	1.65	7.10	7.08	11.17
				-	2.21	8.59	7.00	11.40
MLC-02-SA02	2	0.2	0.0	+	1.89	8.41	7.00	11.16
				-	1.38	8.64	6.78	12.19
MLC-03-SA01	3	0.3	0.0	+	2.02	8.78	9.50	14.19
				-	1.98	9.91	7.08	14.08
MLC-03-SA02	3	0.3	0.0	+	3.08	10.76	7.03	11.81
				-	1.78	10.21	3.80	12.70
MLC-02-CA01	2	0.2	17.6	+	1.77	11.21	7.09	14.19
				-	1.50	11.84	6.97	14.47
MLC-02-CA02	2	0.2	17.5	+	1.95	11.37	3.90	15.14
				-	1.85	11.99	4.60	13.63
MLC-02-CA03	2	0.2	16.8	+	2.45	12.82	4.96	13.27
				-	1.94	12.00	5.06	13.29
MLC-03-CA01	3	0.3	17.0	+	2.52	13.63	6.96	16.80
				-	1.03	11.48	7.05	15.80
MLC-03-CA02	3	0.3	16.8	+	2.05	10.28	8.08	16.40
				-	1.63	10.53	8.33	15.40
MLC-04-CA01	4	0.4	16.9	+	1.85	10.83	6.75	15.50
				-	1.50	11.28	6.98	14.11
MLC-04-CA02	4	0.4	17.2	+	2.01	9.96	8.39	17.44
				-	2.76	13.90	6.62	15.57

(1) Se definió este estado cuando la fisura compromete al menos un 70% de las hiladas del muro.

(2) Deformaciones medidas en el extremo superior del muro.

3.3. MUROS CON VARIACIÓN DE REFUERZO VERTICAL

3.3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental desarrollado por Sierra (2002) consiste en la realización de 16 ensayos de corte cíclico (sin carga axial) en muros de albañilería armada, de los cuales 8 son de ladrillo cerámico y 8 de bloques de hormigón. Los muros se construyeron a escala natural y su única variable correspondió a la cuantía de refuerzo vertical. De esta forma, el total de ensayos se distribuye según la tabla 3.9.

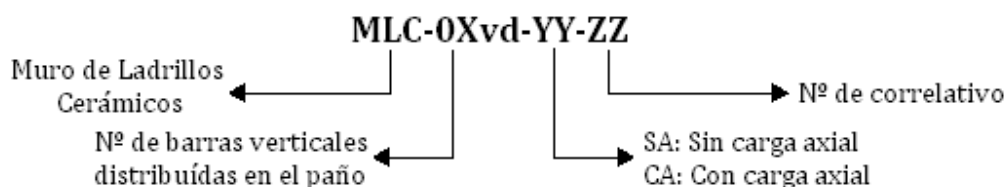
Tabla 3.9: “Factorial de Ensayos de Muros de Albañilería Armada”.

Refuerzo horizontal (Nº de escalerillas)	Refuerzo vertical total (Ref. de borde + Ref. distribuido)	Cuantía de refuerzo vertical distribuido en el paño ρ_v	Muros sin carga axial (SA)
2E ϕ 4.2mm	4 ϕ 18	0.00000	2
2E ϕ 4.2mm	4 ϕ 18 + 1 ϕ 8	0.00012	2
2E ϕ 4.2mm	4 ϕ 18 + 2 ϕ 8	0.00024	2
2E ϕ 4.2mm	4 ϕ 18 + 3 ϕ 8	0.00036	2
Cantidad de muros			8

La totalidad de los muros se ensayaron en voladizo, siendo sometidos a la acción de una carga lateral alternada aplicada de manera cuasi estática hasta alcanzar el colapso de éstos, mientras que al mismo tiempo se iban midiendo los desplazamientos y deformaciones que éstos experimentaban (ver detalle en Sierra (2002)).

3.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MUROS SOMETIDOS A ENSAYO

Al igual que el caso anterior, para la identificación de los muros, según las variables correspondientes que presenten, se definió una nomenclatura especial dada por:



La construcción de 8 de los muros ensayados, se materializó con unidades de ladrillo cerámico, unidas con un mortero de pega de cemento premezclado en seco.

La razón $M/(Vd)$ utilizada en la totalidad de ensayos correspondió a 0.72, es decir, $h/d = 260\text{cm}/362\text{cm} = 0.72$, como se muestra en la figura 3.5.

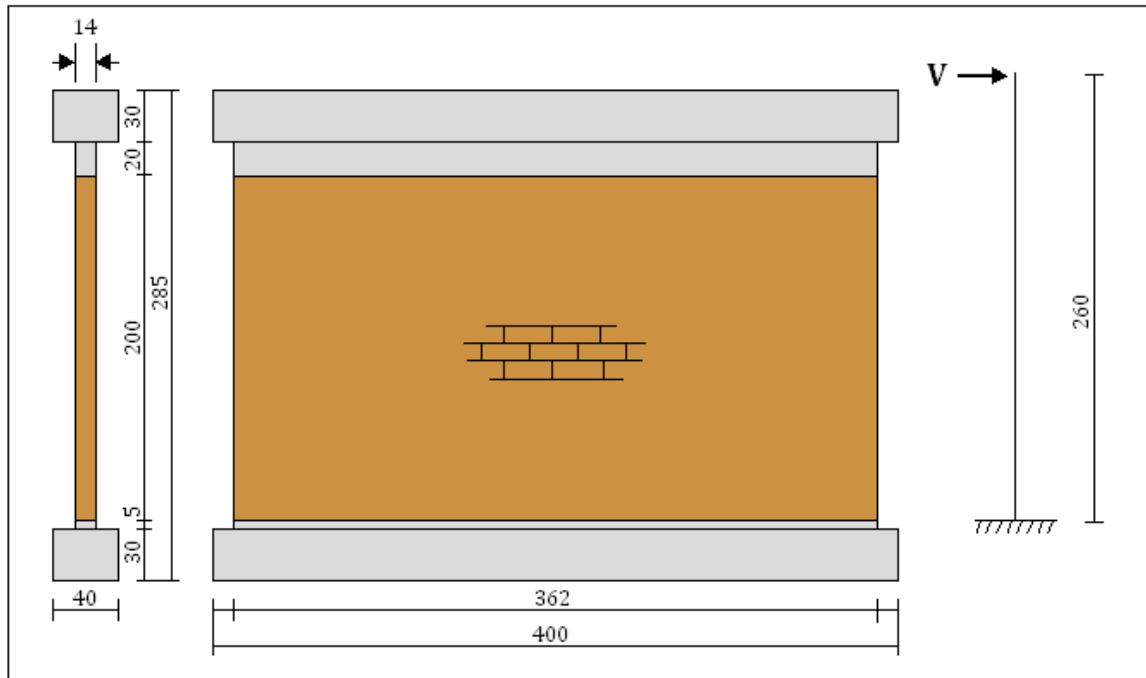


Figura 3.5: "Forma y Geometría de los Muros Ensayados (dimensiones en cm)".

Todos los muros fueron construidos monólicamente sobre bases de hormigón armado de manera de facilitar su traslado y posterior montaje en el marco de reacción.

3.3.3. MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

A continuación se entrega un resumen con las propiedades y características de los materiales utilizados en la confección de los muros. Cabe destacar que la totalidad de estos muros fueron construidos y ensayados en las dependencias del Instituto de Investigación y Ensaye de Materiales, IDIEM:

- **Ladrillos Cerámicos:** Las unidades utilizadas en esta experiencia, fueron fabricadas por la empresa Princesa y corresponden al tipo *Gran Titán Reforzado Hueco (GTRH)*. Las características y propiedades de la unidad se detallan en la tabla 3.10:

Tabla 3.10: “Características y Propiedades de la Unidad de Albañilería”.

Tipo de Unidad	Gran Titán Reforzado Hueco
Clasificación según norma NCh169	clase MqP, grado 1
Dimensiones <i>largo x ancho x alto</i> [cm]	29 x 14 x 11.3
Resistencia a la compresión [kgf/cm ²]	150
Porcentaje de huecos	50.7%



Figura 3.6: “Unidad de Ladrillo Cerámico”.

- **Mortero de Pega:** Para pegar las unidades de ladrillo se utilizó la mezcla *A14 Pega albañilería M10*, de la empresa Presec. El espesor de aplicación del mortero en este caso, correspondió a 13mm, obteniéndose un escantillón aproximado de 12.5cm. Los resultados de los ensayos RILEM de este material se resumen en la tabla 3.11.

Tabla 3.11: “Resultados Promedio de los Ensayos RILEM del Mortero de Pega”.

Muros asociados	Tensión promedio de rotura a flexotracción ⁽¹⁾ [kgf/cm ²]	Tensión promedio de rotura a compresión ⁽¹⁾ [kgf/cm ²]
Todos	60.2	178.6

(1) Valores promedio de un set de 22 muestras.

- **Grout de Relleno de Huecos:** El grout utilizado en la confección de los muros correspondió al tipo *H02-SA35: HomeCrete*, de la empresa Presec. Los valores promedio de los resultados de los ensayos RILEM de este material se resumen en la tabla 3.12.

Tabla 3.12: “Resultados Promedio de los Ensayos RILEM del Grout de Relleno de Huecos”.

Muros asociados	Tensión promedio de rotura a flexotracción [kgf/cm ²]	Tensión promedio de rotura a compresión [kgf/cm ²]
Todos	77.6	310

- **Barras de Refuerzo Vertical:** Los muros ensayados se reforzaron verticalmente con 2 barras $\phi 18$ en cada uno de sus extremos más barras $\phi 8$ en el paño central del muro. Cada barra de refuerzo en el borde se situó en uno de los 2 huecos más extremos del muro. Las resistencias características promedio del acero de refuerzo vertical se detallan en la tabla 3.13.

Tabla 3.13: “Características del Acero de Refuerzo Vertical”.

Tipo de Acero	Diámetro nominal [mm]	Resistencia promedio a la fluencia [kgf/cm ²]	Resistencia promedio a la rotura [kgf/cm ²]
A63-42H	8	5082	7469
A63-42H	18	4867	7929

- **Barras de Refuerzo Horizontal:** Para materializar la armadura de corte del muro, se dispuso de escalerillas electro-soldadas formadas por 2 barras longitudinales estriadas de 4.2mm de diámetro unidas por barras transversales espaciadas a 30cm. Las resistencias características promedio del acero de refuerzo horizontal se indican en la tabla 3.14.

Tabla 3.14: “Características del Acero de Refuerzo Horizontal”.

Tipo de Acero	AT56-50H
Resistencia promedio a la fluencia [kgf/cm ²]	6276
Resistencia promedio a la rotura [kgf/cm ²]	6612

- **Propiedades Básicas de la Albañilería:** Para caracterizar las propiedades mecánicas de la albañilería, Sierra (2002) realizó ensayos de 5 prismas y 5 muretes para representar, mediante valores promedio, la totalidad de muros construidos. Los resultados de estos ensayos se entregan en las tablas 3.15 y 3.16.

Tabla 3.15: “Resultados de Ensayos de Prismas”.

Prisma	$f_m^{(1)}$ [kgf/cm ²]	$E_m^{(2)}$ [kgf/cm ²]
P-LC-01	108.4	63510
P-LC-02	90.1	30092
P-LC-03	80.2	48286
P-LC-04	80.8	78418
P-LC-05	111.5	53357
Valores Promedio	94.2	54733

- (1) Se construyeron los prismas apilando cinco unidades de ladrillo, con un escantillón de 12.5cm y una esbeltez igual a 4.4 (Sierra (2002)).
- (2) E_m determinado como la pendiente de la recta tangente a la curva carga v/s deformación al nivel correspondiente al 45% de la carga máxima (Sierra (2002)).

Tabla 3.16: “Resultados de Ensayos de Muretes”.

Murete	τ'_m ⁽¹⁾ [kgf/cm ²]	G_m ⁽²⁾ [kgf/cm ²]
M-LC-01	6.8	6602
M-LC-02	6.9	5837
M-LC-03	8.2	6163
M-LC-04	9.3	6184
M-LC-05	7.5	7776
Valores Promedio	7.8	6512

(1) Los muretes se construyeron con las siguientes dimensiones: $h \cdot l = 74 \cdot 75$ cm (Sierra (2002)).

(2) G_m se definió como el módulo secante de la curva carga v/s distorsión angular para un 50% de la carga máxima (Sierra (2002)).

3.3.4. ENSAYO DE LOS MUROS

Para aplicar la carga lateral cíclica se utilizó un marco de reacción con un gato hidráulico de doble acción capaz de inducir en las probetas una fuerza de corte de 50tonf en forma cíclica alternada.

Los ensayos se realizaron mediante la aplicación de deformaciones horizontales controladas, las cuales se aplicaron mediante el gato hidráulico dispuesto horizontalmente a una altura de 260cm, como se aprecia en la figura 3.7.

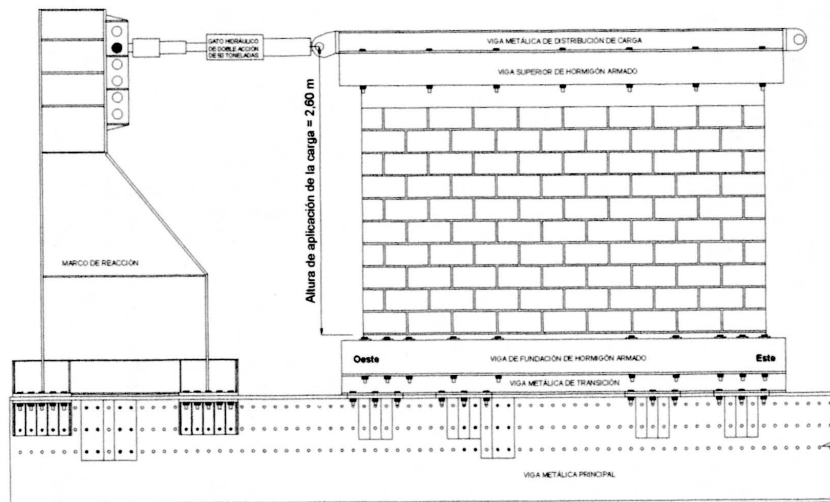


Figura 3.7: “Esquema del Dispositivo de Carga”.

Las deformaciones controladas se aplicaron cíclicamente, de manera monotónicamente creciente hasta alcanzar la rotura. Estas deformaciones variaron de 0 a 24mm y se realizaron 2 ciclos por cada nivel de deformación, de manera de observar alguna evidencia de degradación en la rigidez del muro. El plan de deformaciones, es el mismo utilizado por Sepúlveda (2003), detallado en la figura 3.4.

3.3.5. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Al estudiar la evolución de los muros frente a las solicitaciones laterales se observó un comportamiento caracterizado por una etapa lineal elástica y otra no lineal. La primera de ellas finaliza al producirse el primer agrietamiento inclinado de los muros, mientras que en la segunda etapa se aprecia que la incidencia del refuerzo vertical es muy baja con respecto a los resultados que se obtuvieron cuando se estudió el aporte del refuerzo horizontal (Sepúlveda (2003)).

Los resultados obtenidos por Sierra (2002) para los ocho muros de albañilería armada de ladrillos cerámicos se encuentran detallados en la tabla 3.17.

Tabla 3.17 "Resumen de Resultados de Sierra (2002)".

Muro	Variables			Sentido de la fuerza	1º Fisura diagonal importante ⁽¹⁾		Carga Máxima [tonf]	
	Refuerzo vertical	Cuantía de refuerzo	Carga axial promedio		δ_h ⁽²⁾	V	δ_h ⁽²⁾	V
	Nº barras	[‰]	[tonf]		[mm]	[tonf]	[mm]	[tonf]
MLC-00vd-SA-01	0	0.00	0.0	+	2.60	8.47	9.50	21.53
				-	1.20	12.04	6.60	23.27
MLC-00vd-SA-02	0	0.00	0.0	+	2.80	11.84	7.10	24.59
				-	2.10	13.88	7.00	23.37
MLC-01vd-SA-01	1	0.12	0.0	+	2.40	15.41	3.40	18.06
				-	1.70	10.92	14.10	20.10
MLC-01vd-SA-02	1	0.12	0.0	+	3.90	10.82	6.80	14.69
				-	1.80	15.10	3.10	15.20
MLC-02vd-SA-01	2	0.24	0.0	+	2.70	16.94	5.00	19.49
				-	1.60	14.69	6.40	26.43
MLC-02vd-SA-02	2	0.24	0.0	+	5.60	15.92	9.90	18.88
				-	2.80	20.00	5.10	21.22
MLC-03vd-SA-01	3	0.36	0.0	+	1.80	15.00	7.20	20.41
				-	1.30	15.61	5.00	23.47
MLC-03vd-SA-02	3	0.36	0.0	+	3.70	20.71	7.60	24.08
				-	1.90	18.88	7.30	25.61

(1) Se definió este estado como el inicio del agrietamiento inclinado.

(2) Deformaciones medidas en el extremo superior del muro.

El resto de la información de cada muro, como las curvas de histéresis y patrón de agrietamiento, se encuentran detallados en el Anexo A.

3.4. SELECCIÓN DE ENSAYOS

Para realizar una adecuada selección de los ensayos que permita hacer las comparaciones entre los resultados teóricos que entregue el modelo puntal-tensor y los resultados experimentales, se debe asegurar que los muros escogidos tuvieron una falla de corte por compresión diagonal, pues este modo de falla es el asumido por el modelo propuesto.

Luego, para determinar qué muros fallaron de esta forma, se recurrió a criterios con el fin de identificar a aquellos casos en donde posiblemente la falla por compresión diagonal determinó la resistencia del muro. El término *posible* hace alusión a que los criterios utilizados sólo entregan indicios del modo de falla obtenido, por lo que los muros seleccionados corresponden a los casos que presentaron mayor probabilidad de ocurrencia de este tipo de falla.

No obstante, y antes de aplicar los criterios mencionados, se procedió a estimar las resistencias a flexión de los muros, de manera de tener una idea sobre aquellos ejemplares que pudieran presentar este tipo de falla y poder así descartarlos de la selección.

3.4.1. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE LOS MUROS

Para llevar a cabo la verificación de las capacidades de momento de los muros ensayados por Sierra (2002) y Sepúlveda (2003) se utilizó el método de cálculo de *Resistencia Última a Flexo-Compresión* propuesto por Hidalgo (1989), y cuyo procedimiento es detallado por Silva (2005).

Teniendo en cuenta que de los ensayos disponibles se conocen los valores de carga axial para cada muro, se pudo determinar, a través de un análisis de la sección transversal horizontal del muro, el valor del momento resistente.

De este modo, el primer paso consistió en encontrar la profundidad de la zona de compresión para la condición de balance (fórmula (30)). Esta condición se logra al tenerse simultáneamente deformaciones máximas en la albañilería comprimida y deformaciones de inicio de fluencia en el refuerzo del borde traccionado (ver Fig. 3.8).

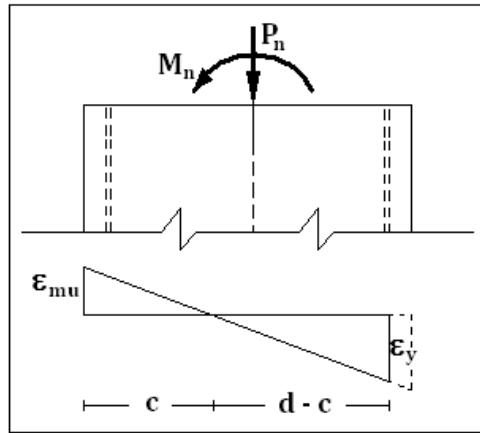


Figura 3.8: "Estado de Deformaciones para la Condición de Balance".

$$c_b = \frac{d \cdot \epsilon_{mu}}{\epsilon_{mu} + \epsilon_y} \quad (30)$$

Donde:
 c_b [cm]: Profundidad de la zona de compresión para la condición de balance.
 d [cm]: Profundidad efectiva del muro.
 ϵ_{mu} , ϵ_y : Deformación última del estado de compresión de la albañilería.
 ϵ_y : Deformación de inicio de fluencia para el acero de refuerzo vertical.

El método propuesto por Hidalgo (1989) asume que al alcanzar la resistencia máxima la fibra más comprimida de la albañilería muestra una deformación unitaria igual a ϵ_{mu} , mientras que la zona de compresión presenta una distribución parabólica de tensiones (Fig. 3.9). Por otra parte, y según la magnitud del momento solicitante, se pueden dar dos posibles situaciones en la zona de tracción de la base: una de ellas es que la armadura de borde todavía no alcance la fluencia, mientras que el otro caso considera que sí se alcanza este estado.

Así, como segundo paso se asumió que el refuerzo traccionado se encontraría fluyendo, por lo que las ecuaciones disponibles para este caso quedan dadas por:

$$C = \frac{2}{3} \cdot c \cdot f'_m \cdot b \quad (31)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (32)$$

$$P_n = C - T \quad (33)$$

$$Mn = C \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{3 \cdot c}{8} \right) + T \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (34)$$

Donde:

- C [kgf]: Fuerza de compresión resultante en la base del muro.
- c [cm]: Profundidad de la zona de compresión.
- b [cm]: Espesor del muro.
- T [kgf]: Fuerza de tracción resultante en la base del muro.
- A_s [cm²]: Área de refuerzo vertical de un borde.
- P_n [kgf]: Fuerza axial de compresión resistente.
- M_n [kgf·cm]: Momento resistente.
- h [cm]: Largo del muro.

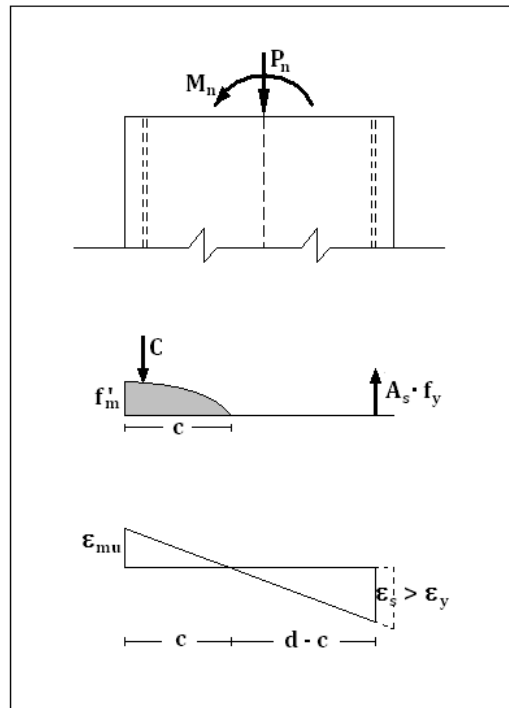


Figura 3.9: “Estado de Tensiones y Deformaciones para la Fluencia en el Borde Traccionado”.

Reordenando las ecuaciones (31), (32) y (33), se obtiene:

$$c = \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{f'_m \cdot b} \cdot (P_n + A_s \cdot f_y) \quad (35)$$

Expresión que corresponde a la profundidad de compresión de la base del muro, a partir de la carga de compresión conocida P_n . Luego, si este valor es menor al de la condición de balance c_b , entonces el caso considerado (fluencia en el borde traccionado) es el correcto. Por el contrario, si el valor de c es mayor que c_b , se deben utilizar las ecuaciones correspondientes al otro caso para obtener la capacidad a flexión.

Finalmente, y dado que los valores de c para los muros de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003) resultaron ser menores que los valores de c_b respectivos, se procedió a obtener la capacidad a flexión de los muros con la expresión (34), cuyos resultados se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 3.18: “Capacidades a Flexión de los Muros Tipos Ensayados”.

Capacidad a flexión	Sepúlveda		Sierra
	SA	CA (17tonf)	SA
M_n [tonf-m]	60.3	74.9	97.2
$V_{h \text{ flexión}}^{(1)}$ [tonf]	30.1	37.5	37.4
$V_{h \text{ máximo registrado}}$ [tonf]	14.19	17.44	25.9
$V_{h \text{ máximo registrado}} / V_{h \text{ flexión}}$ [%]	47%	44%	69%

(1) $V_{h \text{ flexión}}$ se obtuvo como el cociente entre la capacidad a flexión M_n y la altura del muro.

De acuerdo con los valores de la tabla 3.18, se concluye que todos los muros no deberían haber fallado por flexión, por lo que quedaría verificar estos resultados con evidencia experimental, es decir, a partir de un registro de deformaciones verticales en los bordes, dado que un deslizamiento entre el refuerzo vertical ubicado en el borde y el grout de relleno podrían alterar el comportamiento normal de los muros en estas zonas. No obstante, dentro de los trabajos de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003) no se encuentra disponible la información que permita comparar estos resultados, por lo que las resistencias a flexión mostradas en la tabla 3.18 sólo se utilizarán como una referencia para analizar los resultados del modelo puntal tensor.

3.4.2. CRITERIO DE SELECCIÓN DE MUROS

Una vez que se comprobó que teóricamente ningún muro falla por flexión, se procedió a realizar una selección de los muros, de manera de escoger aquellos que presenten una falla por compresión diagonal, es decir, el tipo de falla para la cual se aplica el modelo puntal-tensor propuesto. El criterio de selección seguido se desarrolló en dos etapas, la primera de ellas correspondió a la identificación del modo de falla de los muros según los patrones de agrietamiento presentados por éstos, mientras que la segunda etapa consistió en verificar la existencia de resistencia remanente en aquellos muros armados horizontal y/o verticalmente.

3.4.2.1. PRIMERA ETAPA: ANÁLISIS DEL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

Durante la primera etapa se compararon los patrones de agrietamiento de los muros al alcanzar su resistencia máxima al corte, con los patrones de agrietamiento asociados a los diversos tipos de falla posibles en este tipo de elementos estructurales (Tomazevic (1997)), siendo éstos:

- **Falla por flexión:** Esta falla se produce generalmente cuando la armadura del borde traccionado fluye por efecto del momento producido por la carga horizontal solicitante o cuando se produce el aplastamiento de la albañilería en la zona comprimida. De esta forma, en el borde traccionado se forman grietas en las juntas horizontales, mientras que en la zona del borde comprimido se pueden observar grietas verticales propias de la compresión de la albañilería, las cuales se destacan en la figura 3.10.

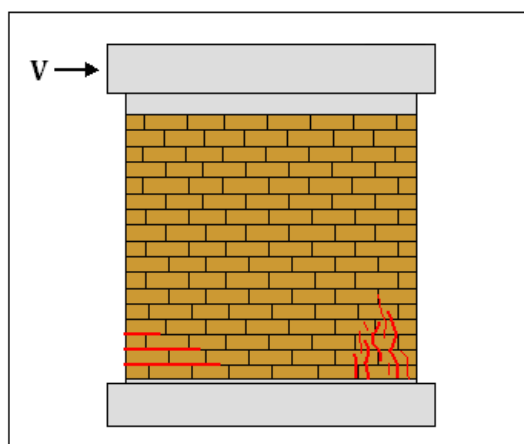


Figura 3.10: “Modo de Falla por Flexión”.

OBSERVACIÓN: Si bien la falla por flexión puede deberse también al aplastamiento de la albañilería en la zona comprimida, la compresión de la albañilería en muros chatos (de esbeltez ~ 1) es originada mayormente por el flujo diagonal de compresión. De este modo, si la falla del muro queda determinada por el aplastamiento de la albañilería, resulta más probable que la falla corresponda a una de corte por compresión diagonal y no a una falla por flexión.

- **Falla de Corte por Deslizamiento:** Este tipo de falla se produce cuando la resistencia al corte está controlada por la unión entre el mortero de pega y la unidad de albañilería. De este modo, se desarrolla una grieta que pasa por las uniones más débiles entre las unidades y el mortero, recorriendo al muro de borde a borde. El caso extremo de esta situación se muestra en la figura 3.11.

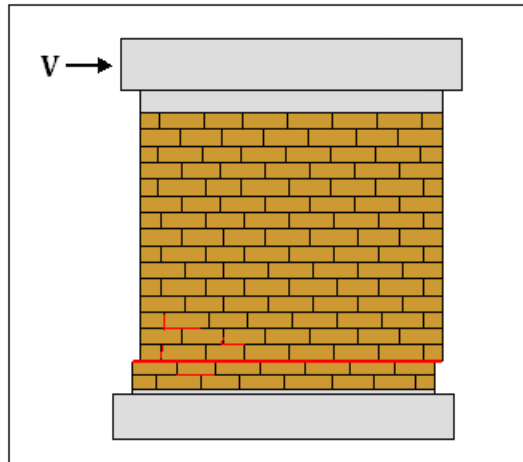


Figura 3.11: “Modo de Falla de Corte por Deslizamiento”.

- **Falla de Corte por Tracción Diagonal:** En este caso la falla del muro se produce debido a las tensiones de tracción generadas en la zona diagonal del muro, las que fisuran la albañilería hasta generar una grieta diagonal que separa al muro en dos partes. Este tipo de falla es más frecuente en los muros de albañilería no reforzada, al no existir el refuerzo horizontal y vertical de acero que impida el desarrollo total de la grieta (de extremo a extremo), como se muestra en la figura 3.12.

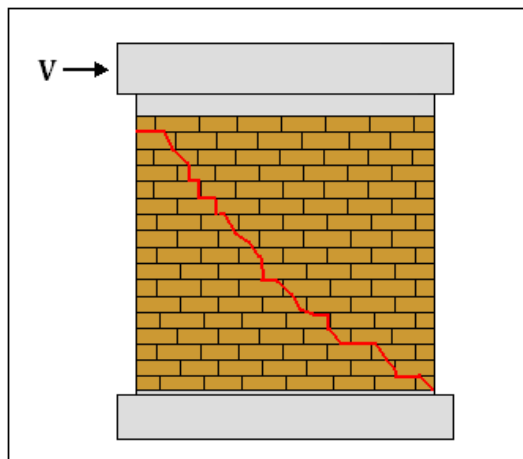


Figura 3.12: “Modo de Falla de Corte por Tracción Diagonal”.

- **Falla de Corte por Compresión Diagonal:** Esta falla se produce cuando en el extremo del puntal de compresión diagonal originado por la fuerza de corte, se produce el aplastamiento de la albañilería, tal como lo muestra la figura 3.13.

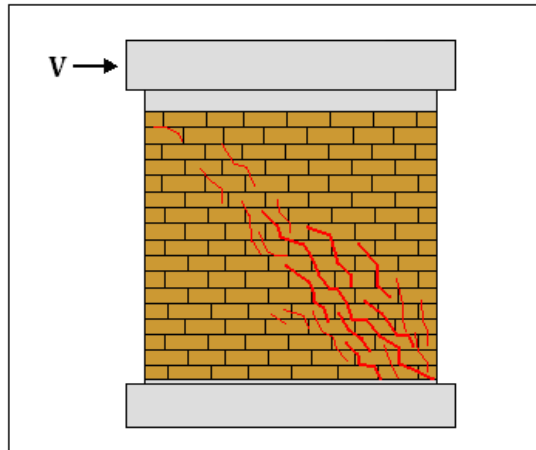
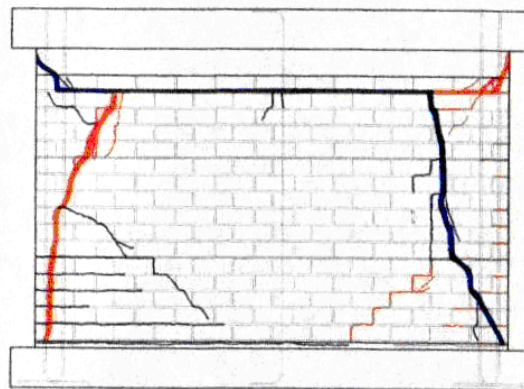


Figura 3.13: “Modo de Falla de Corte por Compresión Diagonal”.

Conocidos los diversos tipos de falla que pueden producirse en un muro solicitado por una fuerza lateral, se procedió a comparar los patrones característicos con aquellos registrados en los ensayos de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003), con el fin de seleccionar los muros que probablemente presenten falla por compresión diagonal, así como descartar a aquellos que muestren un patrón de agrietamiento asociado a la falla por deslizamiento. Un ejemplo de esta última situación se observa en la figura 3.14, en la cual se aprecian variadas líneas horizontales que denotan el agrietamiento progresivo del muro, siendo la línea de mayor grosor aquella fisura que terminó por desarrollarse por completo (de extremo a extremo).



Estado final (ciclo 15, distorsión = 4,8‰)

Figura 3.14: “Ejemplo de un Muro que Presenta Falla por Deslizamiento”.

Los patrones de agrietamiento correspondientes a cada muro se entregan en el Anexo A, mientras que la selección de los muros se detalla en el punto 3.4.3.

3.4.2.2. SEGUNDA ETAPA: VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA REMANENTE

Durante esta etapa se identificaron aquellos muros que presentaran una resistencia remanente asociada a la carga que toma el refuerzo de acero tras el agrietamiento diagonal del muro. La resistencia remanente se calculó como la diferencia entre la resistencia máxima registrada y la fuerza de corte aplicada al momento de observarse un decaimiento de la rigidez del muro en la curva de histéresis. Este decaimiento coincide con el primer agrietamiento diagonal importante del muro y representa el momento en el que la albañilería distribuye parte de su carga al refuerzo del muro.

A partir de lo señalado en el párrafo anterior, se seleccionaron aquellos muros que presentaron una resistencia remanente superior al 20% de la carga de la *primera fisura diagonal importante* (Sepúlveda (2003)), llamada también como carga de *inicio del agrietamiento inclinado* (Sierra(2002)), relación que se puede observar en la figura 3.15. Este criterio se fundamenta en que una sobre-resistencia superior al 20% indica que el muro, a pesar de estar fisurado diagonalmente, siguió tomando carga a través de la contribución de las escalerillas horizontales, del refuerzo vertical distribuido y/o de la armadura de borde. Por el contrario, aquellos muros que mostraron una resistencia remanente inferior al porcentaje señalado manifiestan una mayor probabilidad de haber fallado por tracción diagonal. Esto último se basa en que tras el inicio del agrietamiento inclinado, los muros terminan por separarse en dos piezas, quedando así imposibilitados de seguir resistiendo la carga de corte.

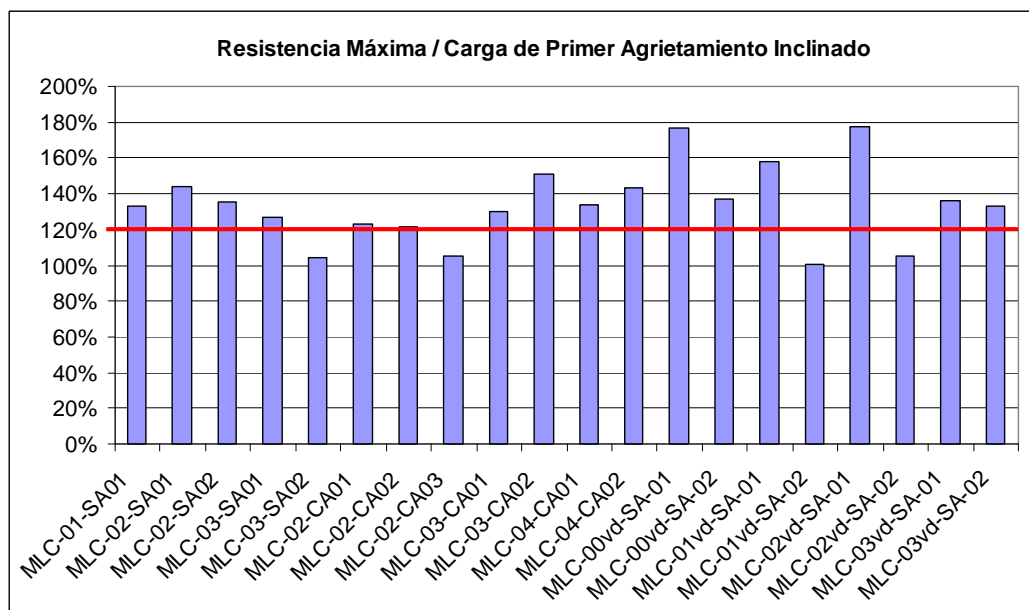


Figura 3.15: "Sobre-Resistencia en Términos Porcentuales".

OBSERVACIÓN: Dentro del set de ensayos trabajado por Sierra (2002) se detectó que las curvas de histéresis presentaron diferencias importantes entre los ciclos de carga, esto es, resistencias mayores para el sentido negativo de carga lateral. Ante esta particularidad, y tras analizar el problema (ver comentarios del punto 3.5.) se decidió considerar como válida sólo la curva de carga-deformación correspondiente al sentido negativo de la carga lateral, mientras que para los ensayos de Sepúlveda (2003), al no registrarse inconvenientes de este estilo, se optó por realizar un promedio de las resistencias para cada sentido de carga.

3.4.3. MUROS SELECCIONADOS

Para completar la selección de los muros, se procedió a superponer los resultados de las dos etapas indicadas, es decir, se escogieron aquellos muros que presentaron un patrón de agrietamiento que indicara una aparente falla por compresión diagonal, y que además, mostraron una resistencia remanente superior al 20% de la carga de primera fisura diagonal importante. De esta forma, los muros que no pasaron alguna de las etapas no fueron considerados en la selección.

A continuación, se detalla la selección definitiva de muros en la tabla 3.19.

Tabla 3.19: “Resumen de Evaluación de Muros Ensayados”.

Autor	Muro	1º Etapa	2º Etapa	Observaciones	
		Aparente Tipo de Falla	$R_{m\acute{a}x} / H_{fis. \text{diag}}$	Comentarios	Evaluación Final de Muros
SEPÚLVEDA	MLC-00-SA01	Tracción Diagonal	111%	Agrietamiento indica aparente falla por tracción diagonal, baja resistencia rem.	No se considera
	MLC-00-SA02	Tracción Diagonal	102%	Agrietamiento indica aparente falla por tracción diagonal, resistencia rem. casi nula	No se considera
	MLC-00-CA01	Compresión Diagonal	109%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, baja resistencia rem.	No se considera
	MLC-00-CA02	Compresión Diagonal	114%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, baja resistencia rem.	No se considera
	MLC-01-SA01	Compresión Diagonal	133%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-02-SA01	Compresión Diagonal	144%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
	MLC-02-SA02	Compresión Diagonal	135%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-03-SA01	Compresión Diagonal	127%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-03-SA02	Deslizamiento	104%	Agrietamiento indica falla por deslizamiento, resistencia rem. casi nula	No se considera
	MLC-02-CA01	Compresión Diagonal	123%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-02-CA02	Deslizamiento	122%	Agrietamiento indica aparente falla por deslizamiento, existencia de resistencia rem.	No se considera
	MLC-02-CA03	Deslizamiento	105%	Agrietamiento indica falla por deslizamiento, resistencia rem. casi nula	No se considera
	MLC-03-CA01	Compresión Diagonal	130%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-03-CA02	Compresión Diagonal	151%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
	MLC-04-CA01	Deslizamiento	134%	Agrietamiento indica aparente falla por deslizamiento, existencia de resistencia rem.	No se considera
	MLC-04-CA02	Compresión Diagonal	143%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
SIERRA	MLC-00vd-SA-01	Compresión Diagonal	176%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
	MLC-00vd-SA-02	Compresión Diagonal	137%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, existencia de resistencia rem.	Se considera
	MLC-01vd-SA-01	Compresión Diagonal	158%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
	MLC-01vd-SA-02	Deslizamiento	100%	Agrietamiento indica falla por deslizamiento, resistencia rem. nula	No se considera
	MLC-02vd-SA-01	Compresión Diagonal	177%	Agrietamiento indica aparente falla por compresión diagonal, alta resistencia rem.	Se considera
	MLC-02vd-SA-02	Deslizamiento	105%	Agrietamiento indica falla por deslizamiento, resistencia rem. casi nula	No se considera
	MLC-03vd-SA-01	Deslizamiento	137%	Agrietamiento indica aparente falla por deslizamiento, existencia de resistencia rem.	No se considera
	MLC-03vd-SA-02	Deslizamiento	133%	Agrietamiento indica aparente falla por deslizamiento, existencia de resistencia rem.	No se considera

$R_{m\acute{a}x}$: Resistencia máxima experimental, $H_{fis. \text{diag}}$: Carga lateral asociada al primer agrietamiento diagonal importante.

3.5. COMENTARIOS

1. Al comparar las resistencias prismáticas de los trabajos de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003), se aprecia que en promedio los valores obtenidos por Sierra son menores en 2MPa a los registrados por Sepúlveda, antecedente que es necesario tener en cuenta para el análisis final de resultados de resistencias al corte cuando se comparen los valores asociados a los muros de cada autor.
2. Para los ensayos de carga al corte, se observó que en general los muros de Sierra (2002) tienen curvas de histéresis asimétricas en relación al sentido de carga. En promedio estos ensayos entregan resistencias mayores en el ciclo negativo, por lo que se tiene como principal hipótesis, que el origen de esta asimetría en el comportamiento de los muros corresponde al tipo de dispositivo de carga utilizado. Este último correspondió a un marco de reacción, cuya carga se aplica mediante un gato hidráulico de doble acción. De este modo, la carga lateral se aplica en sólo un borde del muro en donde el gato hidráulico tracciona (sentido de carga positivo) o comprime (sentido de carga negativo).
3. En el trabajo de Sepúlveda (2003) se entregaron resistencias prismáticas características cada 2 muros construidos, mientras que Sierra (2002) informó un valor promedio de 5 prismas ensayados a compresión, el cual se utilizó como valor representativo de la totalidad de sus muros. Luego, el utilizar distintos valores de f'_m para cada muro podría incidir en que el modelo entregue una mayor dispersión en las resistencias calculadas para el grupo de muros de Sepúlveda (2003).

4. DEFINICIÓN DEL NUEVO MODELO PUNTAL-TENSOR

Una vez recopilado los antecedentes experimentales de los muros que fallaron por compresión diagonal, se procedió a verificar la validez del modelo puntal-tensor de Hwang et al. (2001) para el caso de muros de albañilería armada. De esta forma, el presente capítulo detalla el camino recorrido para alcanzar la verificación final del modelo, es decir, el análisis y modificación de los parámetros relativos al material: la albañilería de ladrillos cerámicos.

4.1. VERIFICACIÓN DEL MODELO DE HWANG ET AL. (2001)

Dado que el modelo puntal-tensor definido por Hwang et al. (2001) se elaboró para calcular la resistencia al corte de muros no esbeltos de hormigón armado, se tuvo que modificar los parámetros característicos del material para adaptar el modelo a los muros de albañilería construidos con ladrillos cerámicos.

Adicionalmente, se tuvo que agregar algunas expresiones al modelo original, puesto que éste no se encuentra definido para los muros que no presenten armadura en al menos una de las direcciones de refuerzo (horizontal o vertical).

4.1.1. MODIFICACIÓN DE PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL MATERIAL

De acuerdo con las expresiones del modelo de Hwang et al. (2001), los parámetros que se deben modificar son los siguientes:

- i. **Resistencia a la compresión:** Debido a que la falla que asume el modelo corresponde al aplastamiento del hormigón como consecuencia de la compresión diagonal, el valor de la resistencia a compresión del material resulta determinante en la resistencia al corte del muro. A partir de esto, la primera modificación consistió en reemplazar el valor de f_c del hormigón por el valor de f_m de la albañilería.
- ii. **Deformación ϵ_0 :** Dentro del modelo se consideró la modificación del parámetro ϵ_0 dado por la fórmula (20) para el hormigón armado, por el de $\epsilon_0 = 0.0025$ para la albañilería de unidades cerámicas. Este último valor se asumió a partir de los resultados informados por Hidalgo (1989) para prismas de ladrillo cerámico de fabricación nacional.

iii. **Curva Tensión-Deformación del material:** Para el caso del hormigón armado, existen diversos estudios acerca del comportamiento del material cuando éste es sometido a un estado biaxial de compresión y tracción, por lo que se han publicado algunos modelos que caracterizan el comportamiento de este material a través de curvas representativas, siendo la curva propuesta por Zhang and Hsu (1998) la escogida en el modelo puntal-tensor original.

Por el contrario, para el caso de la albañilería son escasos los estudios relacionados con el comportamiento del material bajo un estado tensional biaxial, por lo que se recurrió a las únicas publicaciones que muestran un estudio relativamente completo del tema.

Uno de los estudios señalados corresponde al elaborado por Khattab (1993), el cual considera una albañilería armada de bloques de hormigón, con relleno total de grout y con armadura distribuída paralela y ortogonalmente a las juntas de los ladrillos. En particular, Khattab (1993) propone una representación del estado biaxial de compresión y tracción, correspondiente a una curva parabólica ponderada por un factor de degradación atribuido al agrietamiento del material que causa la tensión de tracción (ver Fig. 4.1).

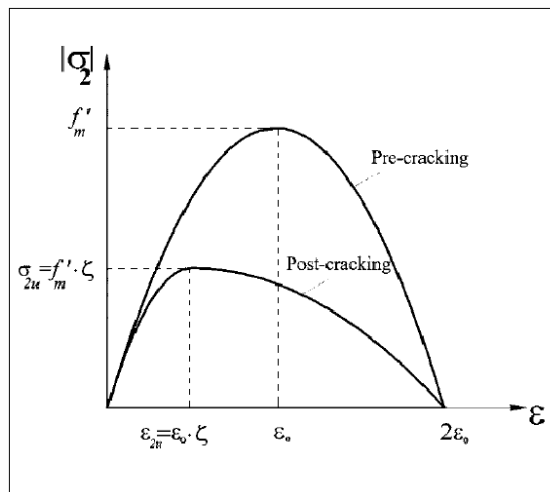


Figura 4.1: “Curva Tensión-Deformación Bajo Estado Biaxial de Compresión –Tracción Asumida para la Albañilería” (Khattab (1993)).

Sin embargo, la curva propuesta por Khattab (1993) presenta la misma forma que la curva utilizada por Hwang et al. (2001) para el hormigón armado, siendo la *resistencia a compresión*, la deformación ϵ_0 y el *factor de degradación* ζ las únicas diferencias entre ambas representaciones.

Dada esta similitud, y de manera de modificar lo menos posible el modelo base, se decidió utilizar la curva incluida originalmente por Hwang et al. (2001), modificando sólo los parámetros f'_m y ε_0 para su aplicación en los ladrillos cerámicos y manteniendo la expresión original del factor de degradación¹. De esta forma, la curva ascendente de tensión–deformación considerada para la albañilería corresponde a la expresión siguiente:

$$\sigma_d = -\zeta \cdot f'_m \cdot \left\{ 2 \cdot \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad \text{para} \quad \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \leq 1 \quad (36)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_m}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 400 \cdot \varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400 \cdot \varepsilon_r}} \quad (37)$$

4.1.2. CORRECCIÓN DEL MODELO PARA LAS DEFORMACIONES DEL MURO

Al estudiar el trabajo de Hwang et al. (2001) es posible extraer dos importantes observaciones. En primer lugar, el modelo no presenta una expresión para las deformaciones en caso de que alguna de las armaduras distribuidas alcance la fluencia, quedando el modelo indefinido frente a esta posible situación. En segundo lugar, el modelo sólo considera los muros armados en las direcciones vertical y horizontal, por lo que aquellos casos en donde no se cuente con refuerzo distribuido en una de estas direcciones, quedan automáticamente fuera del campo de aplicación del modelo.

A pesar de esto, es posible estimar las deformaciones para los distintos casos posibles ingresando al modelo expresiones calibradas que logren estimar las deformaciones verticales y horizontales de los muros.

Luego, dado que para los ensayos de muros utilizados no se informaron registros de deformaciones necesarios para calibrar una expresión que estime estos cambios de longitud necesarios en el modelo, se optó por recurrir a fórmulas empíricas para muros de hormigón armado. Las expresiones consideradas corresponden a las indicadas por Massone (2009), siendo éstas:

¹ La validez de utilizar este factor de degradación, propuesto originalmente para el hormigón armado, se discute con mayor detalle en el punto 4.2.3.

$$Dr = 0.0087 \cdot \left(\frac{100 \cdot N}{f'_m \cdot t_w \cdot l_w} + 5 \right)^{-0.35} \cdot \left(\frac{h_w}{l_w} + 0.5 \right)^{0.56} \cdot (\rho_h \cdot 100 + 0.25)^{0.13} \quad (38)$$

$$\varepsilon_v = 0.0089 \cdot \left(\frac{100 \cdot N}{f'_m \cdot t_w \cdot l_w} + 5 \right)^{-0.34} \cdot \left(\frac{h_w}{l_w} + 0.5 \right)^{-0.37} \cdot (\rho_B \cdot 100 + 0.25)^{-0.25} \cdot (Dr \cdot 100)^{0.93} + \varepsilon_N \quad (39)$$

$$\varepsilon_h = 0.0055 \cdot (\rho_h \cdot 100 + 0.25)^{-0.44} \cdot (Dr \cdot 100)^{1.4} \quad (40)$$

$$\varepsilon_N = \frac{-N}{t_w \cdot l_w \cdot E_m} \quad (41)$$

$$E_m = 700 \cdot f'_m \quad (42)$$

$$\rho_B = \frac{A_{vb}}{h_b \cdot b_b} \quad (43)$$

Donde:

- Dr: Desplazamiento horizontal del muro con respecto a la altura (desangulación).
- ε_v : Deformación unitaria media central en la dirección vertical del muro.
- ε_h : Deformación unitaria máxima en la dirección horizontal del muro.
- ε_N : Deformación normal elástica en la dirección vertical del muro producto de la aplicación de la carga axial.
- ρ_B : Cuantía de refuerzo vertical de borde.
- A_{vb} [cm²]: Área del refuerzo vertical de borde.
- E_m [MPa]: Módulo de deformación de la albañilería en la fase elástica (NCh 1928.Of1993).

Las expresiones destacadas representan el caso de muros de hormigón armado cargados lateralmente como un elemento en voladizo, dado que es el caso representativo de los ensayos de albañilería utilizados en la presente Memoria. Para adaptar esta calibración al caso de la albañilería de ladrillos cerámicos, se reemplazaron los valores originales f'_c y E_c de las fórmulas (38), (39) y (41), por los valores f'_m y E_m , respectivamente.

Finalmente, se introdujeron las expresiones de ε_v y ε_h en los casos no cubiertos por el modelo, es decir, en aquellos muros donde no existe refuerzo distribuido en alguna dirección (vertical u horizontal) o cuando alguna de las armaduras distribuidas entra en estado de fluencia.

4.1.3. RESULTADOS DEL MODELO ORIGINAL PARA LA ALBAÑILERÍA DE LADRILLOS CERÁMICOS

Una vez hechas las modificaciones necesarias al modelo de Hwang et al. (2001), se procedió a utilizar la versión modificada del modelo para los muros seleccionados en el punto 3.4.3., donde la falla de corte corresponde a una compresión diagonal. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 4.2 y 4.3.

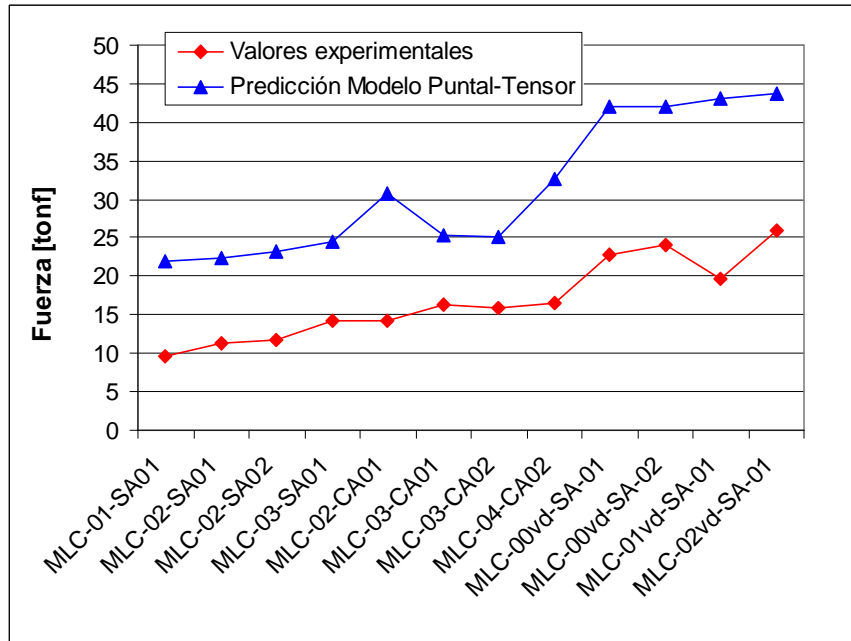


Figura 4.2: "Valores Teóricos y Experimentales".

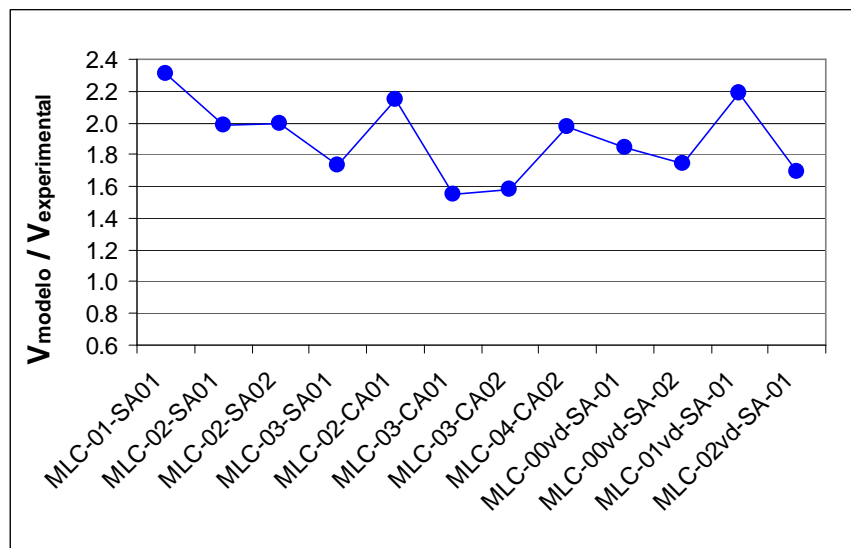


Figura 4.3: "Relación entre Valores Teóricos y Experimentales".

A partir de la figura 4.3 se extrae que el modelo modificado sobrestima considerablemente la resistencia real (promedio=1.90, desv. estándar=0.24).

Por otra parte, se utilizaron estos primeros resultados para verificar si las expresiones de deformaciones de Massone (2009) presentan concordancia con lo asumido por el modelo. Es así, como en la figura 4.4 se señalan los valores de deformación estimados por el modelo a partir de la inclusión de las expresiones (39) y (40), mientras que la tabla 4.1 muestra lo que detecta el modelo cuando éste verifica la fluencia de los refuerzos distribuidos del muro.

Cabe señalar que las deformaciones de inicio de fluencia de las barras de refuerzo se asumieron a partir de los ensayos de tracción realizados por Sierra (2002) para cada tipo de acero. De esta forma, los valores asumidos corresponden a: $e_{hy}=0.0030$ (AT56-50) y $e_{hv}=0.0021$ (A63-42H). Ambos valores se encuentran indicados en la figura 4.4 mediante una línea continua.

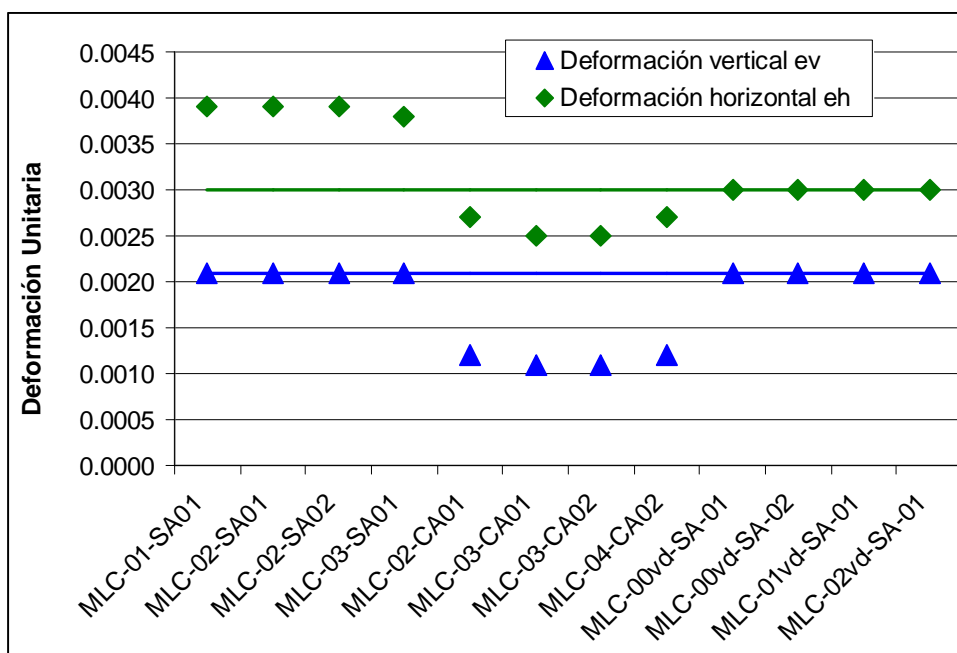


Figura 4.4: "Deformaciones Verticales y Horizontales Estimadas por el Modelo".

Tabla 4.1: “Indicador de Fluencia del Modelo Puntal-Tensor”.

Clasificación Muros	Fluencia del refuerzo vertical	Fluencia del refuerzo horizontal
MLC-01-SA01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-02-SA01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-02-SA02	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-03-SA01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-02-CA01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-03-CA01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-03-CA02	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-04-CA02	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-00vd-SA-01	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-00vd-SA-02	No presenta refuerzo vertical	Sí
MLC-01vd-SA-01	Sí	Sí
MLC-02vd-SA-01	Sí	Sí

A partir de estos resultados, es posible notar lo siguiente:

- i. La tabla 4.1 indica que existe fluencia en la armadura distribuida horizontal de todos los muros. Sin embargo, la figura 4.4 muestra que entre los muros MLC-02-CA01 y MLC-04-CA02 se obtienen valores de deformación horizontal menores al de inicio de fluencia asumido ($e_{hy}=0.003$), lo cual contradice lo indicado en la tabla 4.1.
- ii. Los valores de deformación en la dirección vertical, muestran coherencia con los indicadores de la figura 4.12 en todos los casos. En primer lugar, el modelo indica que los muros con refuerzo vertical distribuido presentan fluencia, lo cual concuerda con las deformaciones señaladas en la figura 4.4. En segundo lugar, los muros que presentan fuerza axial de compresión muestran una reducción en la deformación vertical en comparación con los casos en que no existe esta fuerza (ver Fig. 4.4). Por último, los muros sin refuerzo vertical distribuido presentan valores de deformación factibles en muros de estas características.

A partir de las observaciones destacadas, se decidió que para la estimación de la deformación en la dirección vertical se asumiera la expresión de Massone (2009) dentro del modelo. Esta expresión, considera aquellos casos en que el refuerzo vertical distribuido no existe y también los casos en que, según el modelo, la armadura señalada alcanza la etapa de fluencia. Por otra parte, dadas las incoherencias comentadas en el punto i, se optó por no incluir la expresión de Massone (2009) para la deformación horizontal, dejando como valor fijo la deformación una vez alcanzada la fluencia ($e_{hy}=0.003$).

4.2. MODIFICACIONES AL MODELO DE HWANG ET AL. (2001)

Luego de obtenerse resultados desfavorables tras la serie de adaptaciones señaladas en los puntos 4.1.1 y 4.1.2, se concluyó que probablemente el modelo presentaba errores en su definición, por lo que hasta ese momento no era capaz de estimar de manera adecuada la resistencia al corte de muros construidos con ladrillos cerámicos.

Teniendo en cuenta esta conclusión, se procedió a revisar los factores que podrían ocasionar este error de predicción, encontrándose algunas definiciones y consideraciones que resultan inadecuadas para los muros considerados, y que se detallan a continuación.

4.2.1. FLUENCIA EN EL REFUERZO DE BORDE

Al analizar los posibles errores del modelo de Hwang et al. (2001) para la representación adecuada de los muros seleccionados, se encontró que la modelación no hace mención a la posible fluencia de las barras verticales del borde de los muros, es decir, no se verifica la ocurrencia de este estado. Es más, al comparar los resultados de la figura 4.2 con los valores de fuerza horizontal necesarios para llegar a la fluencia del refuerzo de borde, se concluye que gran parte de los muros deberían haber fallado por flexión, lo cual determina la necesidad de corregir la formulación del modelo.

De este modo, se procedió a ingresar las expresiones (44) y (45) que permiten verificar la fluencia del refuerzo de borde, limitando la fuerza vertical V_{wv} en caso de existir fluencia, lo que su vez limita la fuerza de corte V_{wh} .

$$V_{wv} = V_{wh} \cdot \frac{H}{l} - \frac{N}{2} \quad (44)$$

$$F_{yb} = \rho_B \cdot A_{vb} \quad (45)$$

Luego, si V_{wv} supera a F_{yb} , se modifica la expresión (44), quedando $V_{wv} = F_{yb}$

4.2.2. DISTANCIA ENTRE FUERZAS RESULTANTES

Dado que el modelo original considera que la distancia entre las fuerzas resultantes de compresión y tracción en la base del muro es igual al 80% del largo total del muro, se recurrió a la publicación de Bali y Hwang (2007) para definir con mayor precisión esta longitud.

En la publicación mencionada se describen los *elementos de cortes* (ver Fig. 4.5) con los cuales se construye el modelo puntal-tensor, y se define el ángulo de inclinación del puntal diagonal. Así mismo, Bali y Hwang (2007) proponen expresiones del brazo l entre las fuerzas resultantes T y C (ver Fig. 4.5) para los casos de muros en voladizo y para la condición de doble empotramiento.

Entonces, dado que los ensayos de muros de Sierra (2002) y Sepúlveda (2003) se realizaron en la condición de voladizo, la expresión de l utilizada en el modelo puntal-tensor correspondió a la fórmula (46). Esta última se toma como la distancia entre la fuerza resultante de tracción, ubicada en la posición del refuerzo vertical de borde, y la fuerza resultante de compresión, asumiendo una distribución triangular de tensiones de compresión (ver Fig. 4.5).

$$l = d - \frac{a_w}{3} \quad (46)$$

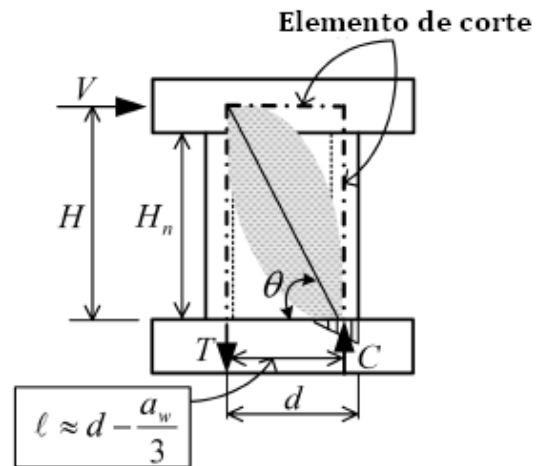


Figura 4.5: “Elemento de Corte para Muro en Voladizo” (Bali y Hwang (2007)).

4.2.3. VARIACIÓN DE f_m SEGÚN EL ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LAS TENSIONES PRINCIPALES

Recordando que el modelo puntal-tensor asume que la falla del muro ocurre cuando se produce el aplastamiento de la albañilería en la dirección del puntal diagonal, y que la albañilería es un material que no presenta homogeneidad ni isotropía, es posible aceptar que la inclinación de la dirección principal con respecto a las juntas horizontales del muro incide directamente en la capacidad a la compresión del material.

En el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) este efecto no es considerado, debido a que el hormigón armado es un material que presenta homogeneidad e isotropía, propiedades en las cuales se basa el modelo. Por lo mismo, fue necesario recurrir a algún trabajo que considerara el efecto de variar la dirección principal de compresión en la albañilería de ladrillos cerámicos y ver de qué forma podría incluirse esta consideración en el modelo.

En el trabajo de Hamid (1978) se estudiaron las propiedades de la albañilería de bloques de hormigón, dentro de las cuales se encuentra la incidencia de la inclinación de la dirección principal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero para una albañilería de bloques de hormigón sin relleno de huecos.

Para llevar a cabo el análisis de este efecto, Hamid (1978) confeccionó probetas para distintos ángulos de inclinación de la dirección principal de compresión con respecto a la junta horizontal. Estas probetas se obtuvieron seccionando muretes de albañilería de bloques de hormigón sin relleno, tal como se indica en la figura 4.6.

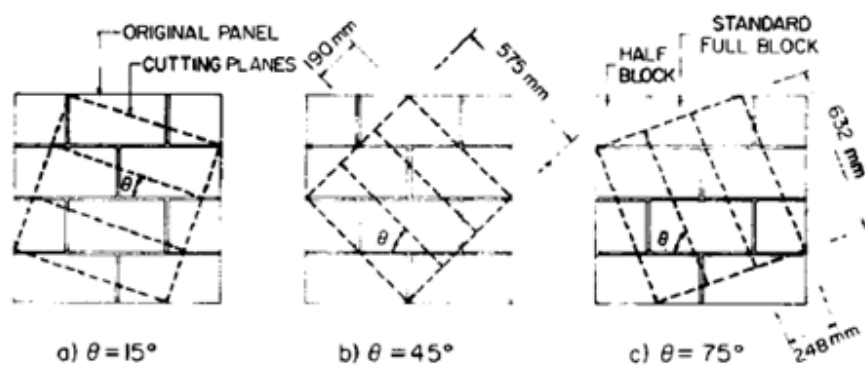


Figura 4.6: "Metodología para la Confección de Probetas con Variación de Ángulo de Juntas" (Hamid (1978)).

Resulta importante mencionar que Crisafulli (1997) sugiere una corrección de f_m por esbeltez de la probeta, con el fin de lograr una resistencia prismática equivalente a las probetas estándar de albañilería (ver Fig. 4.7). No obstante, dadas las esbelteces de las probetas ensayadas por Hamid (altura/espesor ~ 4), este efecto puede considerarse despreciable para los efectos de su inclusión en el modelo puntal-tensor.

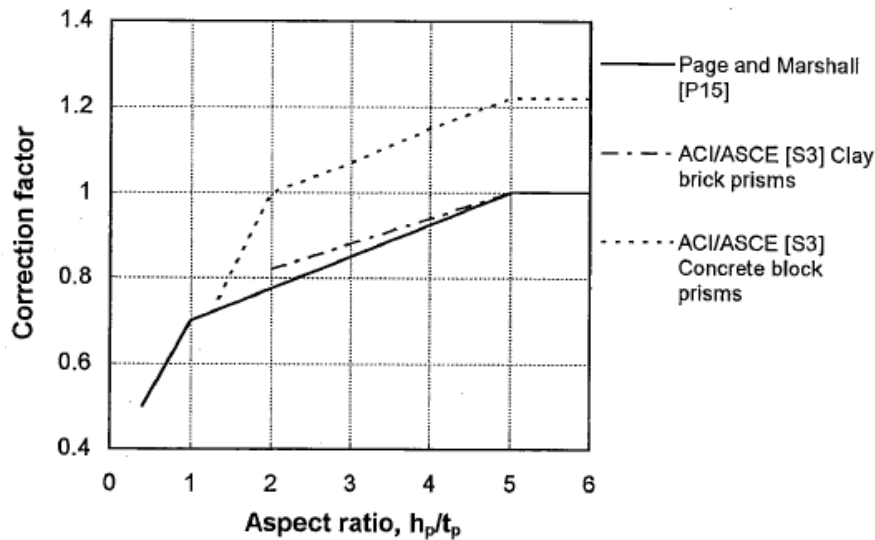


Figura 4.7: “Factor de Corrección para Prismas de albañilería” (Crisafulli (1997)).

Tabla 4.2: “Resultado de Probetas de Hamid (1978)”.

Ángulo θ	Resistencia Mortero [MPa]	Resistencia Prismática Bloques sin Relleno [MPa]	$f'_m \text{ reducido} / f'_m$
0.0	18.1	9.4	0.92
0.0	18.1	10.5	1.03
0.0	18.1	8.8	0.86
15.0	18.1	5.0	0.49
15.0	18.1	4.1	0.40
15.0	18.1	3.5	0.34
45.0	18.1	7.7	0.75
45.0	18.1	8.5	0.83
45.0	18.1	8.8	0.86
75.0	18.1	9.2	0.90
75.0	18.1	8.8	0.86
75.0	18.1	9.5	0.93
90.0	13.5	9.9	0.97
90.0	13.5	9.7	0.95
90.0	13.5	10.4	1.02

Tras obtener las compresiones resistentes para los ángulos 0° , 15° , 45° , 75° y 90° , se procedió a estimar una relación entre el valor de f_m con el ángulo de la probeta de compresión (Tabla 4.2). Dado que los muros presentaban una relación de aspecto cercana a uno (ángulo de

inclinación diagonal cercano a 45°), se definió a esta relación como una interpolación lineal (ver Fig. 4.8) para los intervalos $[15^\circ, 45^\circ]$ y $[45^\circ, 75^\circ]$.

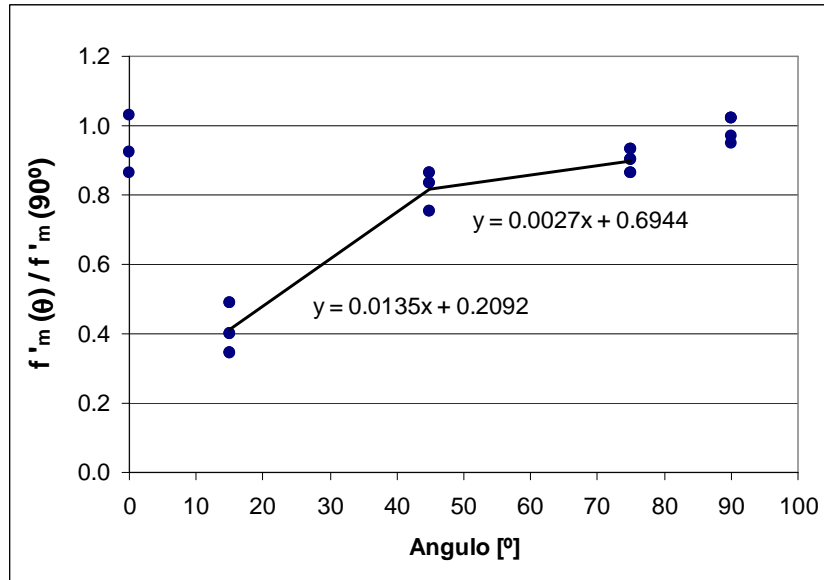


Figura 4.8: “Resultados de Prismas con Variación del Ángulo de Compresión”.

Una vez incluidas estas expresiones en el modelo, más las modificaciones de los puntos 4.2.1. y 4.2.2., se procedió a calcular nuevamente la resistencia al corte, obteniéndose los resultados mostrados en las figuras 4.9 y 4.10.

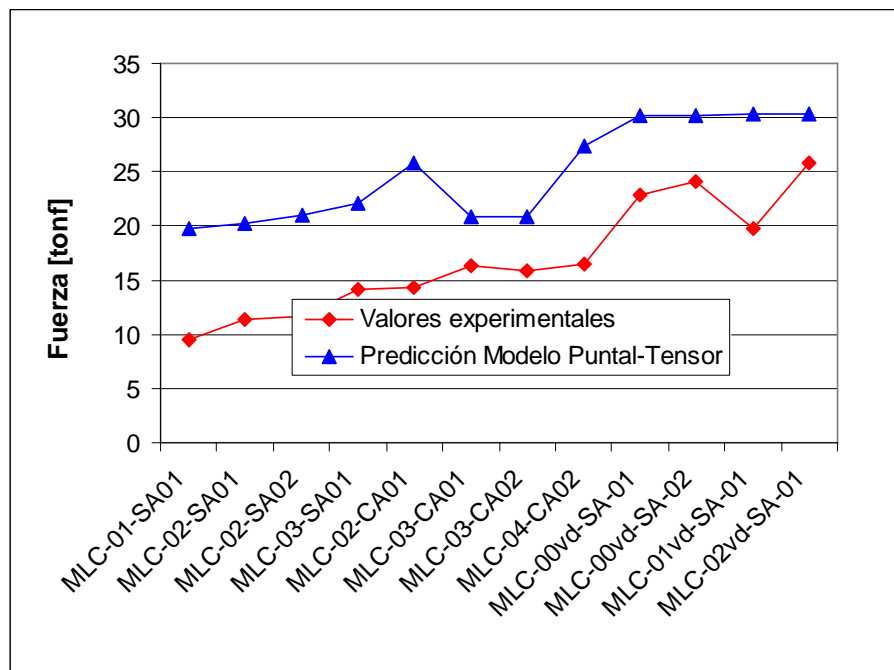


Figura 4.9: “Valores Teóricos y Experimentales”.

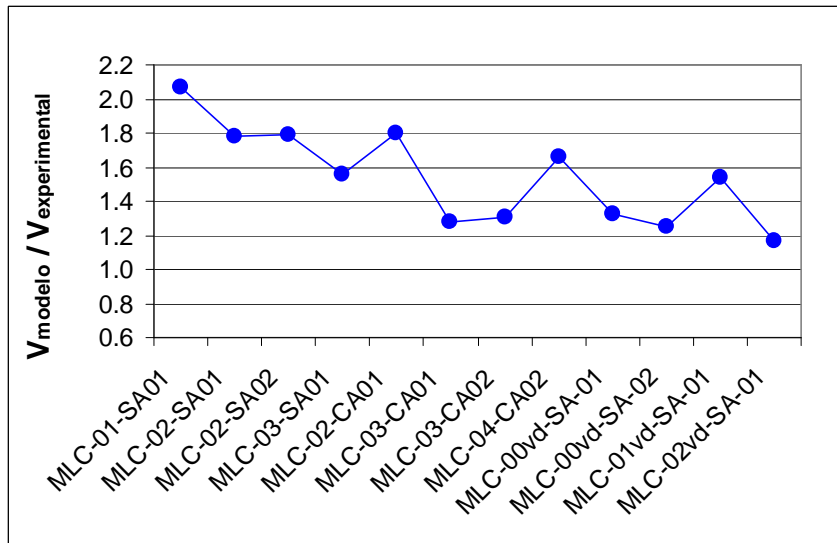


Figura 4.10: "Relación entre Valores Teóricos y Experimentales".

En esta ocasión, si bien los resultados presentan una mejor aproximación con respecto a lo visto en el punto 4.2.1. (promedio=1.55, desv. estándar=0.28), la sobreestimación mostrada en la figura 4.10 es aún muy alta.

Por otro lado, cuando el modelo verifica la fluencia en el refuerzo de borde de los muros, se obtiene que gran parte de ellos está fluyendo o está cerca de hacerlo, lo cual contradice lo señalado en el punto 3.4.1. Para visualizar esta afirmación, se muestra en la figura 4.11 el porcentaje de la fuerza de borde del muro con respecto a la fluencia, es decir, $100 \cdot V_{\text{vw}} / F_{\text{yb}}$.

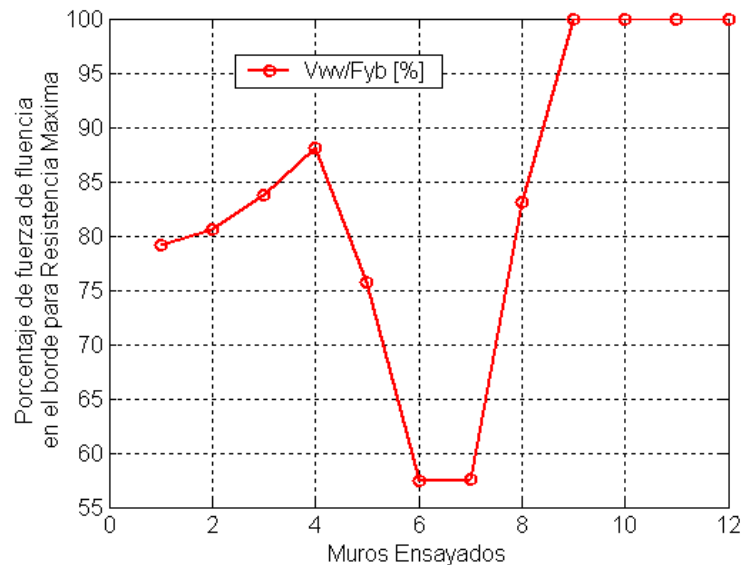


Figura 4.11: "Fracción de la Fuerza de Fluencia que Alcanza el Refuerzo Vertical en los Bordes del Muro".

Luego, dada la gran sobrestimación observada, sumada a los resultados no esperables para la fluencia en el refuerzo de borde de los muros, se concluye la necesidad de modificar otro parámetro de mayor peso en el modelo.

4.2.4. FACTOR DE DEGRADACIÓN

Teniendo en cuenta la mala aproximación que logra el modelo, aún habiendo incluido algunos cambios relativos a las características del material, se decidió verificar si la expresión del factor de degradación indicada en el modelo (basada en el comportamiento del hormigón) correspondía a una buena aproximación para la albañilería.

Para comenzar este análisis se buscó información relativa a esta reducción de capacidad para el caso de la albañilería cerámica. Sin embargo, los únicos estudios encontrados corresponden a trabajos de hormigón armado y albañilería de bloques de hormigón, como caso más cercano.

Entre los trabajos relacionados con albañilería de bloques de hormigón, destacan los elaborados por Khattab (1993) y Tikalsky et al. (1995), en donde se analizan las variables que inciden sobre la degradación de la resistencia a la compresión de prismas de bloques de hormigón con relleno total de huecos. En ambas publicaciones se muestran ensayos de muretes sometidos a estados biaxiales de compresión-tracción, a partir de cuyos resultados se deduce que la principal variable responsable de la degradación es la deformación en la dirección principal de tracción.

En los dos trabajos señalados, se asume una curva parabólica para representar la respuesta del material al estado biaxial de tensiones, considerándose como expresión general:

$$\sigma_d = \alpha \cdot f'_m \cdot \left\{ 2 \cdot \left(\frac{-\varepsilon_d}{\alpha \cdot \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\alpha \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right\} \quad \text{para} \quad \frac{-\varepsilon_d}{\varepsilon_0 \cdot \alpha} \leq 1 \quad (47)$$

Donde α corresponde al factor de degradación de la resistencia a la compresión determinado por cada autor, de acuerdo a las siguientes expresiones:

Según Khattab:

$$\alpha_1 = \frac{1}{\left(\sqrt{\frac{|\varepsilon_1|}{|\varepsilon_2|}} - 0.3 \right)} \quad (48)$$

Según Tikalsky:

$$\alpha_2 = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{-\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \leq 2 \\ 1.18 - 0.092 \cdot \left| \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right| & \text{para } \frac{-\varepsilon_1}{\varepsilon_0} > 2 \end{cases} \quad (49)$$

Donde: ε_1 : Deformación unitaria en la dirección de tracción principal.
 ε_2 : Deformación unitaria en la dirección de compresión principal.
 ε_0 : Deformación unitaria para resistencia máxima de compresión uniaxial.

Teniendo en cuenta estos factores, más el considerado por Hwang et al. (2001) como α_3 (fórmula (19)), se procedió a verificar cuál de ellos, es el más adecuado para el caso de la albañilería que se usó en los muros ensayados.

Para hacer esta comparación, se recurrió a los resultados experimentales aportados por Tikalsky et al. (1995), a partir de los cuales se extraen las reducciones de resistencias de compresión alcanzadas (ver Tabla 4.3). Estos ensayos consisten en paneles de bloques de hormigón con relleno total de huecos, sometidos a un estado biaxial de compresión-tracción, como muestra el dispositivo de la figura 4.12.

Los ensayos de Khattab (1993) no se consideraron, debido a que además de considerar el impacto de tener un estado biaxial de tensiones, éstos incluyen como segunda variable, la inclinación de la compresión y tracción principal con respecto a la junta horizontal de mortero.

Tabla 4.3: "Resultados de Ensayos Biaxiales de Compresión-Tracción".

Probeta	θ	f'_m [Mpa]	ε_1	ε_2	ε_0	σ_{2alb} [Mpa]	$ \sigma_{2alb} / f'_m$	α_1	α_2	α_3
T4	90	19.65	0.0000	-0.00141	-0.00141	-19.65	1.00	---	1.00	0.90
T3	90	19.65	0.0024	-0.00126	-0.00141	-19.65	1.00	0.93	1.00	0.82
T5	90	19.65	0.0032	-0.00095	-0.00141	-19.58	1.00	0.65	0.97	0.80
T6	90	19.65	0.0042	-0.00122	-0.00141	-18.06	0.92	0.64	0.90	0.78
T7	90	19.65	0.0068	-0.00088	-0.00141	-13.72	0.70	0.40	0.73	0.72
T8	90	19.65	0.0088	-0.00080	-0.00141	-13.51	0.69	0.33	0.60	0.69
T2	90	19.65	0.0100	-0.00037	-0.00141	-10.07	0.51	0.20	0.52	0.67

(1) El ángulo θ corresponde al que existe entre la dirección de tracción principal y las juntas horizontales de las probetas.

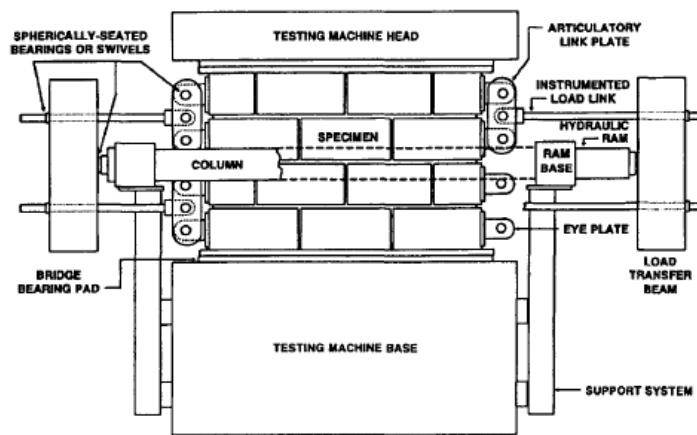


Figura 4.12: “Dispositivo de Ensayo Biaxial de Paneles” (Tikalsky et al. (1995)).

De manera gráfica, esta comparación queda mejor representada en la figura 4.13.

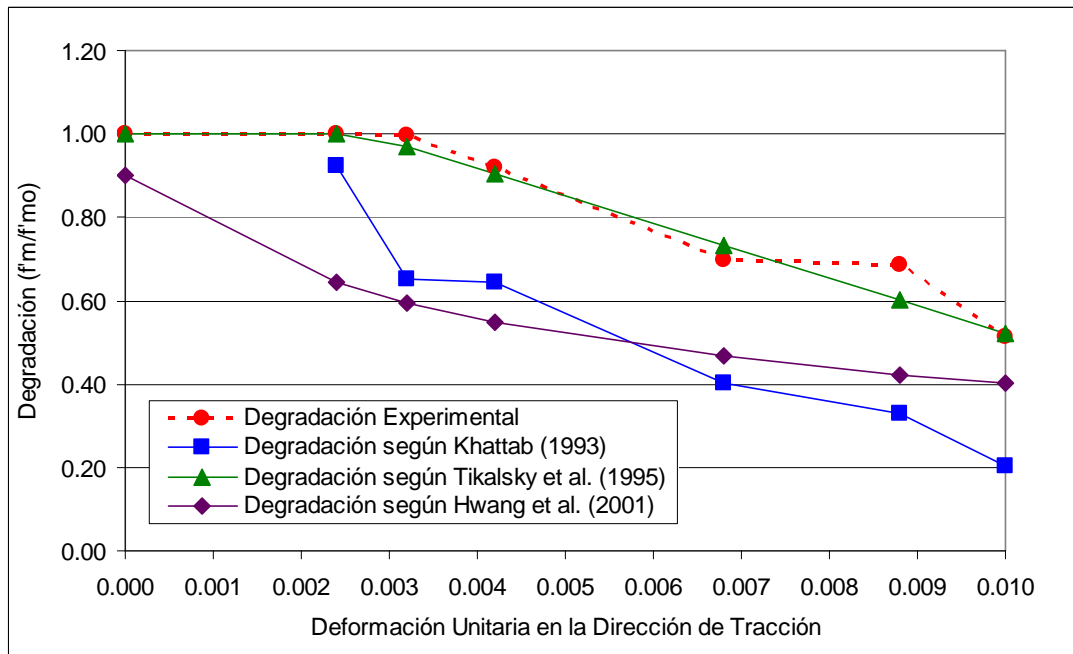


Figura 4.13: “Valores de Degradación de Compresión Prismática Teóricos y Experimentales”.

A partir de la figura 4.13 es posible concluir que es la expresión de Tikalsky et al. (1995) la que mejor se adapta a los valores señalados por los ensayos. Por el contrario, la expresión de Khattab (1993) no logra estimar adecuadamente la degradación registrada, a pesar de haber sido deducida para el mismo material, mientras que la poca aproximación que muestran los resultados de la fórmula propuesta por Hwang et al. (2001) es más bien atribuible a que ésta se dedujo para representar al hormigón armado.

Teniendo en cuenta este último comentario y dado que se intenta modificar lo menos posible el modelo original, se decidió modificar la expresión del modelo puntal-tensor de Hwang et al. (2001) variando el factor 400 de la expresión (37) por otro valor que acerca más esta fórmula al valor experimental. De esta forma, y a través de una secuencia de iteraciones, se logró que la nueva expresión de degradación considerada correspondiera a la dada por la fórmula (50).

$$\alpha = \frac{5.8}{\sqrt{f'_m}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+80 \cdot \varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+80 \cdot \varepsilon_r}} \quad (50)$$

Es importante notar que al elevar la cota de la expresión (50) de 0.9 a 1.0, tomando en cuenta que se observaron degradaciones menores al 10% en las dos primeras probetas de la Tabla 4.3, se obtendrían los resultados de la figura 4.14, los cuales denotan una mayor aproximación de la expresión teórica a la evidencia experimental. Sin embargo, y con el objeto de lograr la modificación del modelo puntal-tensor de Hwang et al. (2001) mediante la exclusiva variación de los parámetros relativos al material, se decidió mantener la cota de α en 0.9.

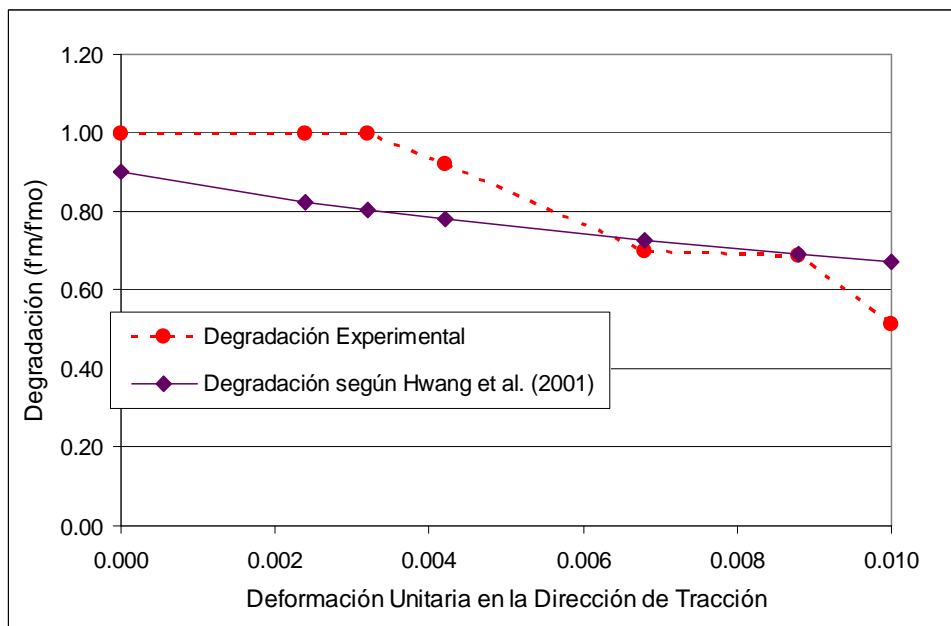


Figura 4.14: "Degradación Teórica Modificada con Cota Máxima igual a 1".

Luego, a partir de la nueva expresión para la degradación (fórmula (50)), se procedió a correr nuevamente el modelo, obteniéndose los valores presentados en las figuras 4.15 y 4.16.

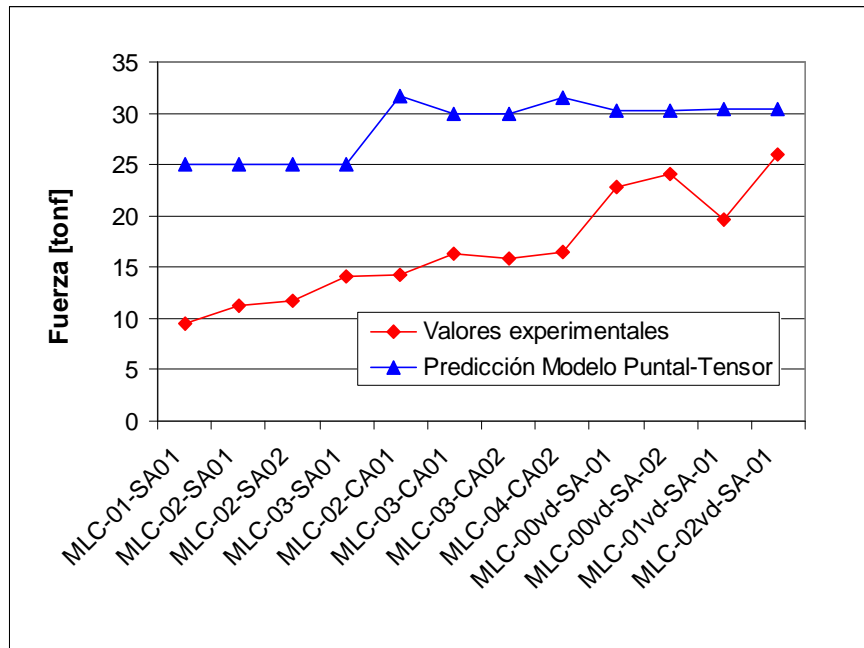


Figura 4.15: “Valores Teóricos y Experimentales”.

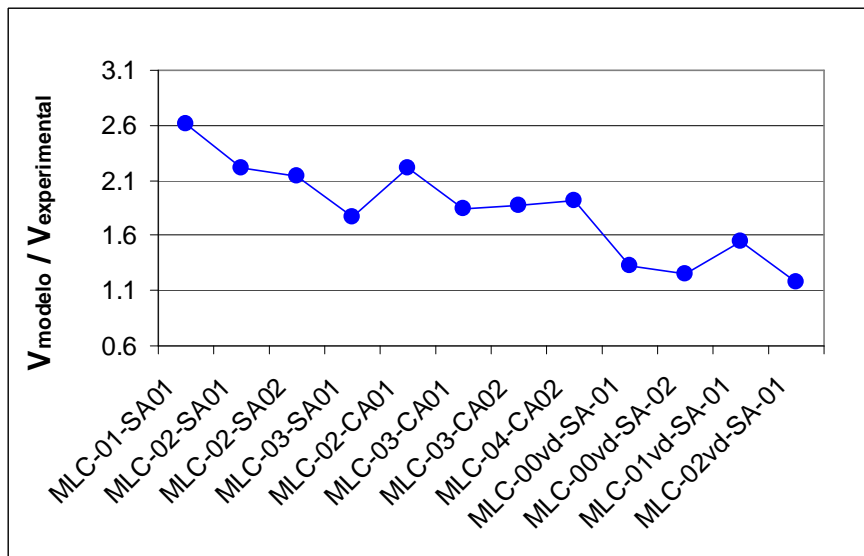


Figura 4.16: “Relación entre Valores Teóricos y Experimentales”.

De estos resultados, es posible notar que aún existe una sobreestimación elevada de la resistencia al corte, viéndose incluso aumentada con respecto a la versión anterior del modelo (promedio=1.82, desv. estándar=0.44).

Verificando otros resultados del modelo, se encontró que además de predecir una resistencia mayor a la mostrada, el modelo nuevamente indica que prácticamente todos los muros

estarían fallando por fluencia en el refuerzo de borde (ver Fig. 4.17), lo cual se consideró como poco probable de ocurrir, según lo indicado en el punto 3.4.1.

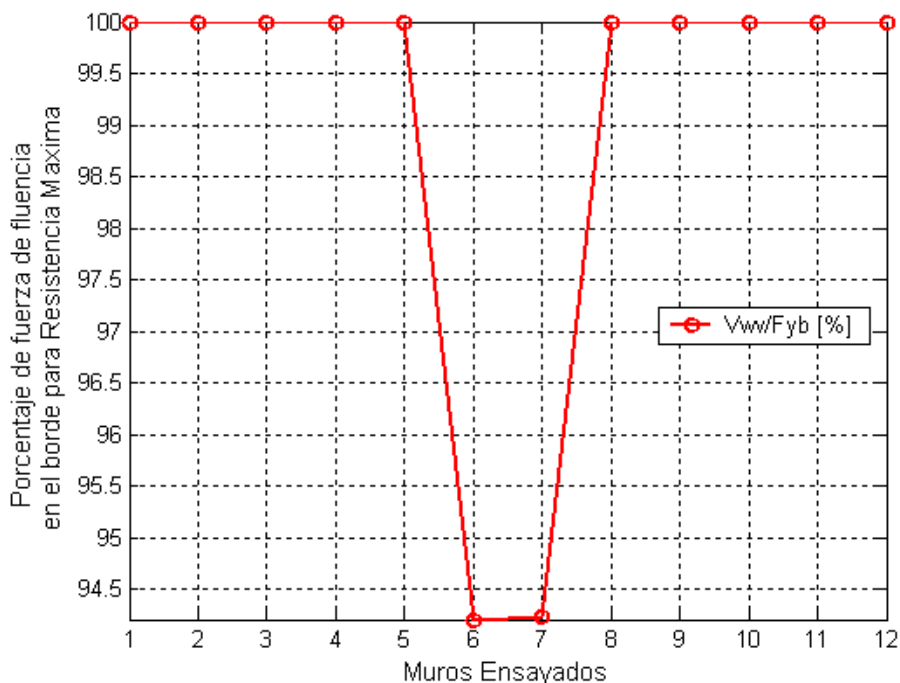


Figura 4.17: “Fracción de la Fuerza de Fluencia que Alcanza el Refuerzo Vertical en los Bordes del Muro”.

Por otra parte, es importante recordar que la expresión calibrada para el parámetro de degradación, se hizo con datos de muros de bloques de hormigón con relleno total de huecos, por lo que si bien, es la única evidencia experimental relativa a la albañilería, todavía existe un grado de incertidumbre sobre la representatividad de este valor para la albañilería de ladrillos cerámicos construida en Chile.

Debido a la inseguridad sobre cuánto se reduce realmente la capacidad a compresión del material, se decidió variar una vez más el factor de degradación, calibrando la expresión de manera de obtener la mejor aproximación posible del modelo con respecto a los antecedentes experimentales.

Entonces, a partir de la ecuación (50) se varió nuevamente el factor que pondera la deformación en la dirección de tracción principal, obteniéndose esta vez:

$$\alpha = \frac{5.8}{\sqrt{f'_m}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+1500 \cdot \epsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+1500 \cdot \epsilon_r}} \quad (51)$$

Y al ingresar esta expresión en el modelo, se obtienen los resultados de las figuras 4.18 y 4.19.

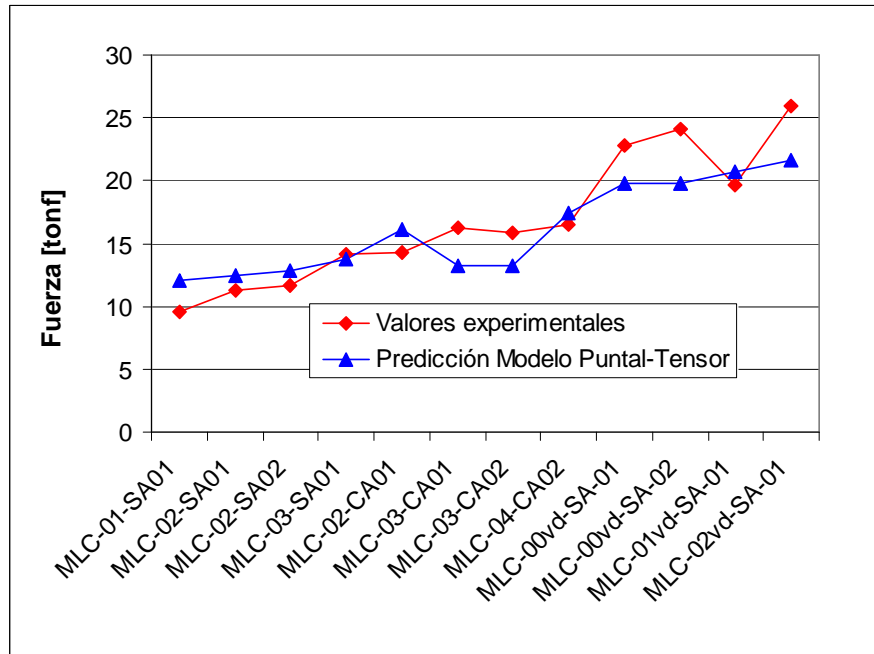


Figura 4.18: “Valores Teóricos y Experimentales”.

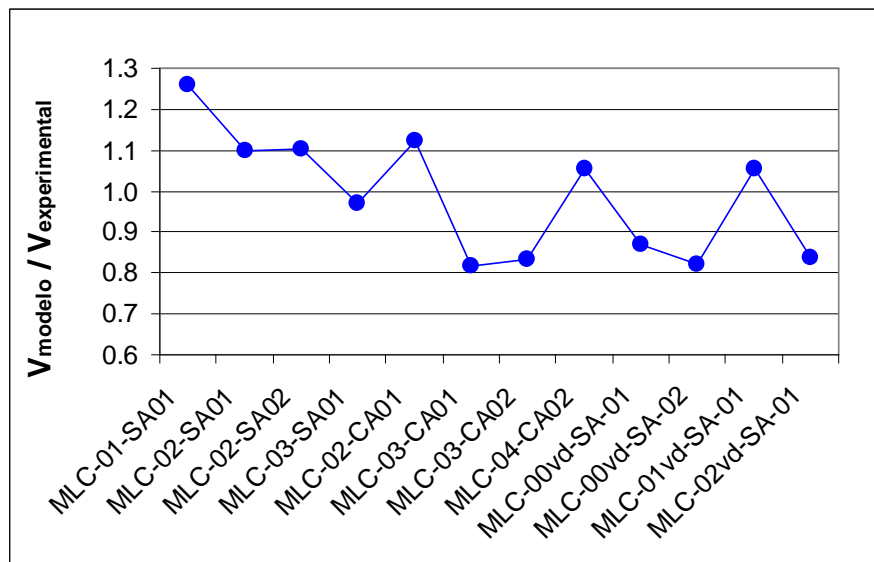


Figura 4.19: “Relación Entre Valores Teóricos y Experimentales”.

De este modo, dado que la nueva degradación calibrada incide en una alta aproximación del modelo (promedio=0.99, desv. estándar=0.15), resulta útil verificar si el modelo predice que los muros no fallan por fluencia del refuerzo de borde (ver Fig. 4.20), teniendo en cuenta la menor probabilidad de que esto ocurra según lo visto en el punto 3.4.1.

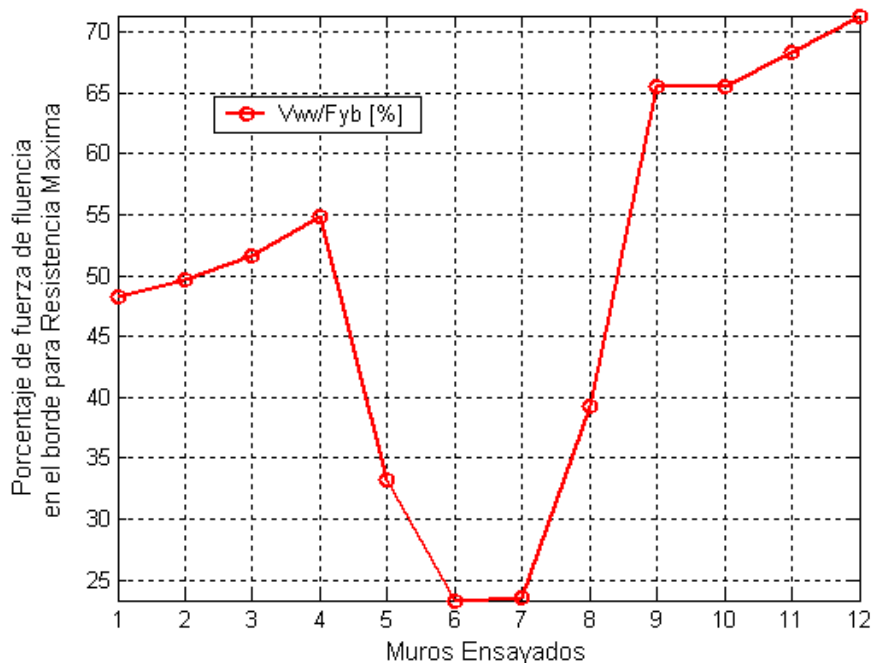


Figura 4.20: “Fracción de la Fuerza de Fluencia que Alcanza el Refuerzo Vertical en los Bordes del Muro”.

A partir de la figura 4.20 es posible concluir que para el nuevo factor de reducción de la resistencia a compresión, el modelo entrega valores coherentes para las fuerzas en las barras verticales de bordes, los cuales coinciden aproximadamente con la predicción obtenida a partir de la resistencia a flexión calculada en el punto 3.4.1.

Finalmente, tras los resultados observados, es importante notar la importancia del factor de degradación en la resistencia calculada por el modelo, por lo cual es indispensable definir una expresión de este factor basada en la albañilería de ladrillos chilenos, para así corroborar los supuestos asumidos. Si a esto le sumamos registros de deformaciones verticales y horizontales en los ensayos de muros, y un estudio acabado de la incidencia de la inclinación de la junta horizontal con respecto a la dirección de compresión principal (para ladrillos nacionales), se podrá verificar finalmente la validez del modelo y la conveniencia de considerarlo por sobre otros métodos de estimación de resistencia de corte.

4.3. COMENTARIOS

1. Dado que la albañilería es un material de características no homogéneas y con variaciones de sus propiedades para cada dirección (anisotropía), y que el modelo de Hwang et al. (2001) ha sido propuesto para muros de hormigón (material homogéneo e isótropo), es que resulta necesario incluir el efecto de la dirección de compresión principal en el elemento de albañilería. Así, se hace indispensable el considerar los valores de f_m en el modelo, incluyendo todas las variaciones que pudiese presentar a partir de la dirección en la cual se carga mayormente.
2. El factor de degradación de la resistencia a compresión tiende a ser uno de los parámetros de mayor peso dentro de la formulación de modelo, pues se observó que ante variaciones de este factor, el resultado del modelo modificó su respuesta de forma considerable. Por otra parte, quedó de manifiesto que ante la evidencia experimental de este factor asociada a bloques de hormigón con relleno total de huecos, el factor de degradación tiende a ser prácticamente el mismo considerado para el caso del hormigón armado. Dada esta similitud, se puede concluir que este tipo de albañilería, a pesar de presentar anisotropía, considera un comportamiento fuertemente influenciado por el grout de relleno.
3. Por el contrario, a partir de la calibración elaborada para el caso de albañilería de ladrillos cerámicos con relleno parcial de huecos, los resultados entregados por el modelo apuntan a que el valor del factor de degradación tiende a ser menor para este material. En otras palabras, la albañilería cerámica debería presentar una degradación de la resistencia compresión aún mayor que el hormigón, que podría explicarse a partir de la alta fragilidad que caracteriza a los materiales cerámicos.

5. VERIFICACIÓN DE EXPRESIONES DE TOMAZEVIC (1999)

5.1. RESULTADOS DEL MODELO

Como una forma de verificar la aplicación de las expresiones extraídas en la publicación de Tomazevic (1999) al caso de muros construidos con ladrillos cerámicos nacionales, se procedió a comparar las resistencias calculadas por estas fórmulas con los resultados obtenidos por Sierra (2002) y Sepúlveda (2003).

Antes de presentar los resultados, es necesario mencionar que la resistencia a tracción f_{tk} considerada en la expresión (27) se obtuvo de manera indirecta, dado que no se cuenta con ensayos de tracción uniaxial del material. De esta forma, y considerando lo recomendado por Tomazevic (1999), se estimó finalmente esta resistencia como el 5% de la resistencia a la compresión del prisma correspondiente ($0.05 \cdot f'_m$).

Los resultados teóricos presentados en las tablas 5.1, 5.2 y 5.3 corresponden a los valores obtenidos a partir de las fórmulas (26), (27), (28) y (29), es decir, las resistencias al corte aportadas por cada material constituyente del muro.

Para mayor simplicidad, estos valores fueron contrastados con las curvas envolventes de los gráficos fuerza-deformación de los muros (curvas de histéresis), información que se encuentra disponible en las figuras del Anexo A bajo la siguiente notación:

$H_{s,w} \rightarrow$ Aporte teórico de la albañilería (fórmula (27)).

$H_{s,w} + 0.3 \cdot H_{s,rh} \rightarrow$ Aporte teórico de la albañilería + aporte teórico del refuerzo horizontal (fórmula (27) + $0.3 \cdot$ fórmula (28)).

Tabla 5.1: “Resistencia al Corte para Muros sin Refuerzo Horizontal”.

Muro	N [tonf]	f'_m [kgf/cm ²]	$H_{s,w}$ [tonf]	$H_{d,r}$ [tonf]	$H_{s,r}$ [tonf]	$H_{\text{experimental}}$ [tonf]
MLC-00-SA01	0	111.30	13.99	14.25	21.11	8.46
MLC-00-SA02	0	111.30	13.99	14.25	21.11	8.36
MLC-00-CA01	17.39	106.40	19.75	14.25	26.87	12.41
MLC-00-CA02	17.32	106.40	19.73	14.25	26.85	11.35

Tabla 5.2: “Resistencia al Corte para Muros con Variación de Refuerzo Horizontal Distribuido”.

Muro	N [tonf]	f'_m [kgf/cm ²]	$H_{s,w}$ [tonf]	$H_{s,rh}$ [tonf]	$H_{d,rv}$ [tonf]	$H_{s,r}$ [tonf]	$H_{experimental}$ [tonf]
MLC-01-SA01	0	110.10	13.84	1.52	14.51	29.87	9.56
MLC-02-SA01	0	110.10	13.84	3.04	14.51	31.39	11.29
MLC-02-SA02	0	114.50	14.39	3.04	14.51	31.94	11.68
MLC-03-SA01	0	118.70	14.92	4.19	11.35	30.46	14.14
MLC-03-SA02	0	118.70	14.92	4.19	11.35	30.46	12.26
MLC-02-CA01	17.65	114.50	20.93	3.04	14.51	38.48	14.33
MLC-02-CA02	17.17	120.20	21.54	3.04	11.54	36.12	14.39
MLC-02-CA03	16.77	120.20	21.41	3.04	11.54	35.99	13.28
MLC-03-CA01	16.96	86.20	16.86	4.19	10.95	32.00	16.30
MLC-03-CA02	16.79	86.20	16.81	4.19	10.95	31.95	15.90
MLC-04-CA01	16.92	120.20	21.46	6.09	13.68	41.23	14.81
MLC-04-CA02	17.17	120.20	21.54	6.09	13.68	41.31	16.51

Tabla 5.3: “Resistencia al Corte para Muros con Variación de Refuerzo Vertical Distribuido”.

Muro	N [tonf]	f'_m [kgf/cm ²]	$H_{s,w}$ [tonf]	$H_{sd,rh}$ [tonf]	$H_{dd,rv}$ [tonf]	$H_{sd,r}$ [tonf]	$H_{experimental}$ [tonf]
MLC-00vd-SA-01	0	92.30	23.32	3.20	12.75	39.27	22.80
MLC-00vd-SA-02	0	92.30	23.32	3.20	12.75	39.27	24.10
MLC-01vd-SA-01	0	92.30	23.39	3.20	13.38	39.97	19.70
MLC-01vd-SA-02	0	92.30	23.39	3.20	13.38	39.97	14.90
MLC-02vd-SA-01	0	92.30	23.39	3.30	14.01	40.70	25.90
MLC-02vd-SA-02	0	92.30	23.45	3.30	14.01	40.76	20.80
MLC-03vd-SA-01	0	92.30	23.39	3.32	14.64	41.35	23.00
MLC-03vd-SA-02	0	92.30	23.45	3.20	14.64	41.29	25.10

Como consideración válida, se puede asumir que el aporte resistente dado por la armadura vertical, basado en el efecto de dovela, es prácticamente nulo debido a que este efecto se hace presente sólo en caso de obtenerse grietas de elevado espesor. Por lo mismo, y dado que la fórmula (29) sobrestima considerablemente este aporte, se optó por no incluir este valor en la figuras del Anexo A.

A modo de comparación, se incluyeron las resistencias teóricas de los muros tanto para el caso original, como aquel que asume nulo este aporte. De esta forma, al contrastar los valores de resistencia descritos, con los correspondientes a los ensayos, se obtienen los resultados de la figura 5.1.

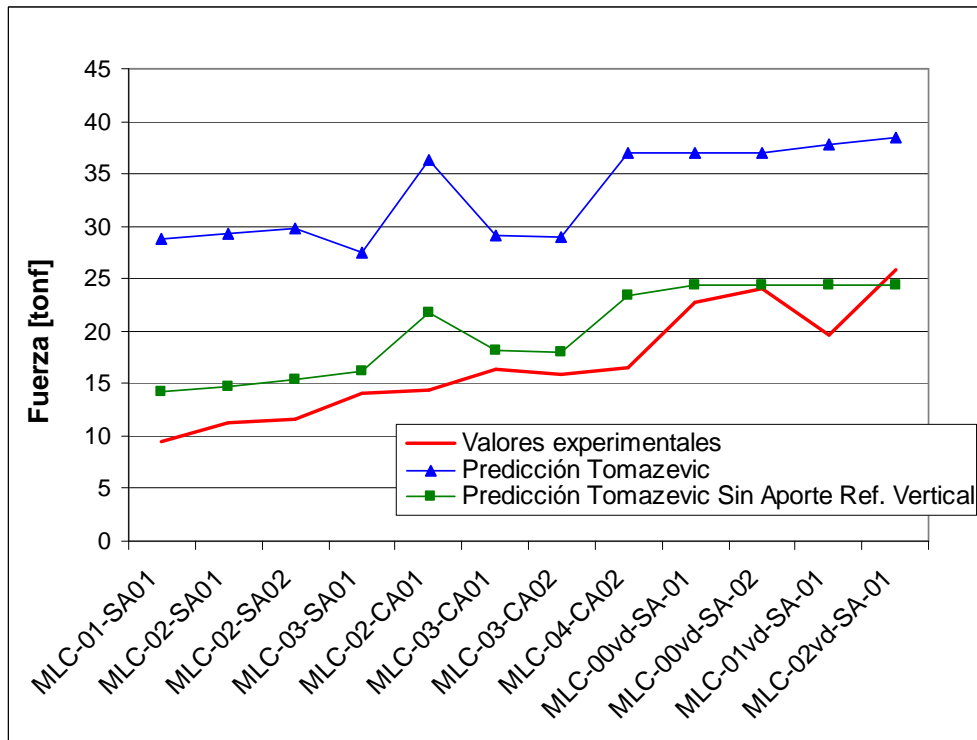


Figura 5.1: "Valores Teóricos y Experimentales".

5.2. COMENTARIOS

1. De la figura 5.1 es posible notar que la expresión original de Tomazevic (1999) muestra una gran sobrestimación de la capacidad al corte de los muros (promedio=2.04, desv. estándar=0.49). Sin embargo, al observar la estimación de resistencia al corte cuando no se considera el aporte del refuerzo vertical por efecto de dovela, se logran una resultados más cercanos a la evidencia experimental (promedio=1.22, desv. estándar=0.19). A partir de esto, resulta conveniente re-estudiar la expresión correspondiente al aporte resistente de la armadura vertical en muros cortos bajo sollicitaciones de corte.
2. Cabe destacar que existen otros autores que utilizan el mismo modelo de Tomazevic (1999) para representar la capacidad al corte de los muros de albañilería, con la diferencia que en vez de reducir el aporte de la armadura horizontal lo hacen reduciendo el aporte de la albañilería a través del factor de distribución del esfuerzo de corte (ver punto 2.3.), lo cual puede explicar en gran parte la sobrestimación del aporte de la albañilería que asume Tomazevic (1999) al comparar este valor con las envolventes de las curvas de histéresis de cada muro (ver Anexo A).
3. Por otro lado, se deduce la necesidad de realizar ensayos estandarizados para determinar directamente la capacidad a la tracción de la albañilería para diversos ángulos entre la tensión principal y la junta horizontal. De esta forma, se obtendrían resistencias de corte más representativas y se podría evitar recurrir a métodos indirectos que inciden en dispersiones elevadas y reflejan poca representatividad del material.
4. Finalmente, la baja aproximación vista en los resultados puede explicarse por algunas consideraciones que realiza el autor y que no aplican al caso de los muros ensayados. Dentro de estas consideraciones destacan:
 - i. La resistencia al corte está dada mayormente por la falla en tracción diagonal de la albañilería, mientras que los muros seleccionados fallaron por compresión diagonal.
 - ii. La teoría en la cual se basan estas expresiones corresponde a la de un material homogéneo, característica que claramente no representa a la albañilería con relleno parcial de huecos, pues no se considera la variación de las propiedades del material según la dirección analizada.
 - iii. Finalmente, la resistencia total del muro al corte viene dada por la superposición directa de las contribuciones que hace la albañilería, el refuerzo horizontal, y el refuerzo vertical, consideración que si bien es fácil de aplicar, podría no representar el comportamiento interno del muro, dado que los materiales actúan simultáneamente, todo el tiempo y en distinta proporción según el nivel de daño del muro.

6. CONCLUSIONES FINALES

En el presente trabajo se intentó verificar la aplicabilidad del modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. (2001) a muros de albañilería armada de ladrillos cerámicos con relleno parcial de huecos. Para esto se modificaron las expresiones representativas del material, así como también se incluyeron consideraciones que el modelo original omitía. Considerando la escasa evidencia experimental disponible, mayoritariamente relacionada a la albañilería de bloques, se procedió a verificar el modelo con los cambios mencionados, obteniéndose una sobrestimación de capacidades de los muros superior al 80%. Dado que el factor de degradación asociado al estado tensional biaxial de compresión-tracción se modificó de acuerdo a antecedentes experimentales asociados a una albañilería de bloques de hormigón con relleno total de huecos, se cuestionó la validez de esta expresión para el caso de la albañilería de ladrillos cerámicos. De este modo, se optó por modificar este factor hasta obtenerse capacidades al corte similares a las registradas en los ensayos, lográndose este resultado (sumado a una baja dispersión de un 15%) al asumir una degradación de la albañilería de ladrillos superior a la obtenida para el caso del hormigón y la albañilería de bloques, lo cual concuerda con la fragilidad característica de los materiales cerámicos.

Considerando los resultados finales del modelo a partir de la calibración realizada para el factor de degradación de resistencia a compresión, es posible concluir que el modelo propuesto podría conducir a una buena aproximación de la resistencia al corte de los muros, dada la cercanía de los valores predichos, por la baja dispersión mostrada y por la coherencia observada en base a las deformaciones internas dadas por el modelo. A partir de esto, se concluye que para verificar adecuadamente la aplicación del modelo puntal-tensor propuesto es necesario realizar una serie de estudios relativos a las propiedades básicas de la albañilería de ladrillos cerámicos frente a condiciones especiales, siendo indispensable contar con los siguientes ensayos:

- a) Ensayos de compresión uniaxial de prismas para diversos ángulos de compresión principal con respecto a las juntas horizontales.
- b) Ensayos biaxiales de compresión-tracción para muretes con relleno parcial de huecos y con armadura de refuerzo en la dirección vertical y horizontal que representen de buena forma las características de las estructuras de albañilería hechas en Chile.

Además de realizar estos ensayos, se deduce la necesidad de contar con expresiones que permitan estimar las deformaciones (promedio) máximas del muro, para lo cual es aconsejable realizar una calibración a partir de mediciones de deformación para ensayos de carga lateral sobre muros, similar a lo realizado por Massone (2009) para muros de hormigón armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Crisafulli F. J. (1997). "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", Thesis for the Degree Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Canterbury, July 1997.

El-Dakhkhni W. W., Drysdale R. G., Khattab M. M. (2006). "Multilaminare Macromodel for Concrete Masonry: Formulation and Verification", Journal of Structural Engineering, December 2006, 1984-1996.

Hidalgo P. (1989). "Desarrollo de las Disposiciones de Diseño para los Edificios de Albañilería Armada en Chile", Anales de la Universidad de Chile, 5ª Serie, Nº 21, 1989, 431-473.

Hsu T. T. C. (1993). "Unified Theory of Reinforced Concrete", CRC, Boca Ratón, Fla.

Hwang S. J. y Lee H. J. (1999). "Analytical Model of Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance", ACI Structural Journal, 96(5), 846-857.

Hwang S. J. y Lee H. J. (2000). "Analytical Model of Predicting Shear Strength of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance", ACI Structural Journal, 97(1), 35-44.

Hwang S. J., Fang W. H., Lee H. J. y Yu H. W. (2001). "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls", Journal of Structural Engineering, January 2001, 43-50.

Jennewein M. y Schäfer K. (1992). "Standardisierte Nachweise von Häufigen D-Bereichen", DafStb., Heft 430, Beuth-Verlag, Berlin (in German).

Khattab M. M. (1993). "In-Plane Behaviour of Grouted Concrete Masonry under Biaxial States of Stress", Thesis for the Degree Doctor of Philosophy, McMaster University, September 1993.

Lefas I. D., Kotsovos M. D., y Ambraseys N. N. (1990). "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics and Failure Mechanism", *ACI Structural Journal*, 84(3), 228-234.

Massone L. M. (2009). "Strength Prediction of Squat Walls via Calibration of a Shear-Flexure Interaction Model", (Paper enviado), Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2009.

Mo Y. L. y Rothert H. (1997). "Effect of Softening Models on Behavior of Reinforced Concrete Frame Shearwalls", *ACI Structural Journal*, 94(6), 730-744.

INN. (1993). "Norma Oficial Chilena NCh 1928.Of1993 Albañilería Armada-Requisitos para el Diseño y Cálculo", Instituto Nacional de Normalización, 1993.

Pauly T. y Priestley M. J. N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, New York.

Schäfer K. (1996). "Strut and Tie Models for the Design of Structural Concrete", Notes of workshop, Dept. of Civil Engineering, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan.

Sepúlveda M. (2003). "Influencia del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento Sísmico de Muros de Albañilería", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 2003.

Sierra G. (2002). "Estudio Experimental de la Influencia del Refuerzo Vertical en Muros de Albañilería Armada Sometidos a Carga Lateral Alternada", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2002.

Silva D. (2005). "Recomendaciones para el Diseño de Muros de Albañilería Armada por el Método de Resistencia Última", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2005.

Tikal'sky P. J., Atkinson R. H. y Hammons M. I. (1995). "Compressive Strength of Reinforced Masonry Under Lateral Tension", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121. No. 2, February 1995, 283-289.

Tomazevic M. (1999). "Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings", Ed: Imperial Colleges Press, 1999, 109-162.

Vecchio F. J. y Collins M. P. (1993). "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, 119(12), 3590-3610.

Viu G. (2009). "Modelamiento Puntal Tensor Para Muros Cortos", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2009.

Zhang L. X. B. y Hsu T. T. C. (1998). "Behavior and Analysis of 100MPa Concrete Membrane Elements", Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(1), 24-34.

ANEXO A

“INFORMACIÓN GRÁFICA ASOCIADA A LOS MUROS ENSAYADOS”

MLC-00-SA01

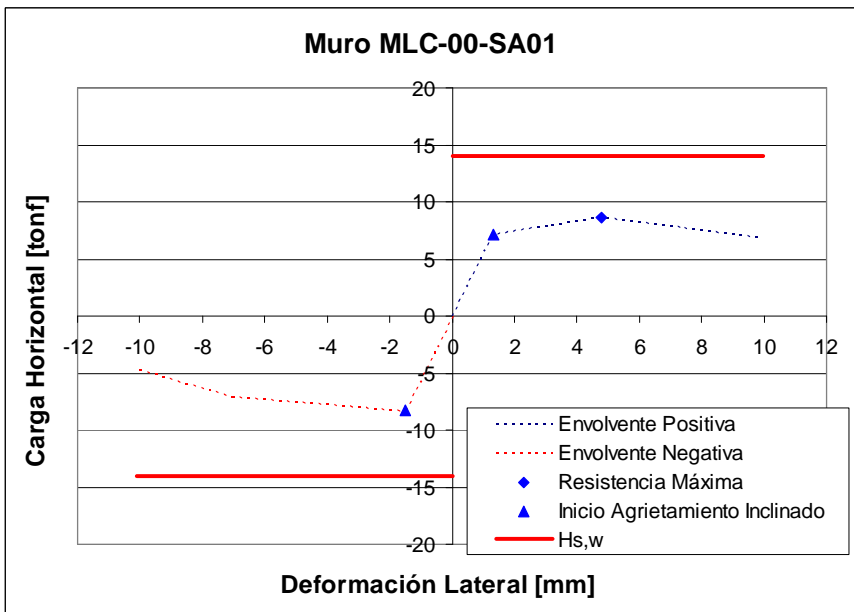


Figura A.1: "Curva Envolvente del Muro MLC-00-SA01".

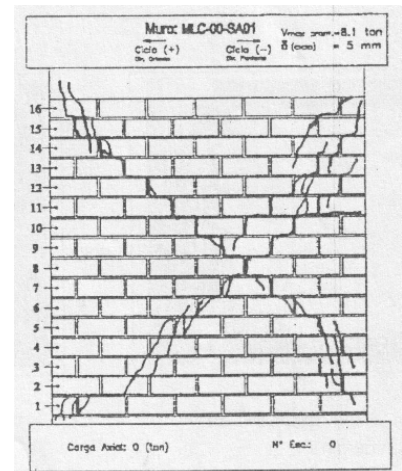


Figura A.2: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00-SA01".

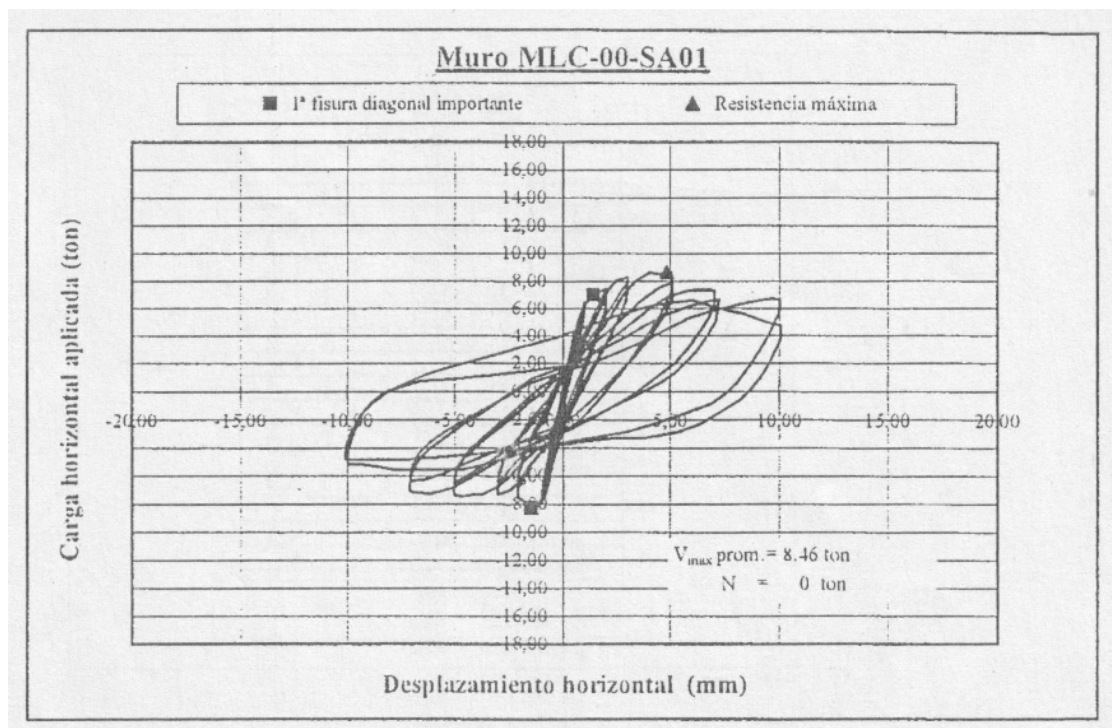


Figura A.3: "Curva De Histéresis del Muro MLC-00-SA01".

MLC-00-SA02

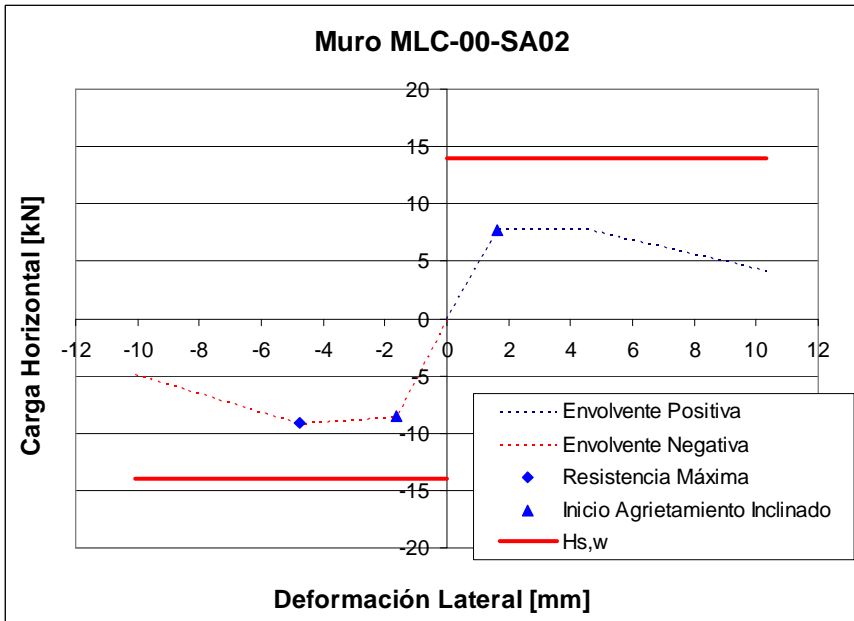


Figura A.4: “Curva Envolvente del Muro MLC-00-SA02”.

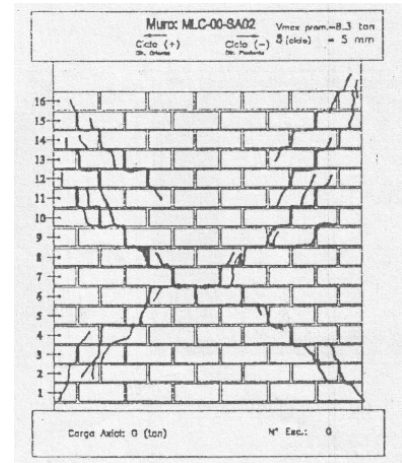


Figura A.5: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00-SA02”.

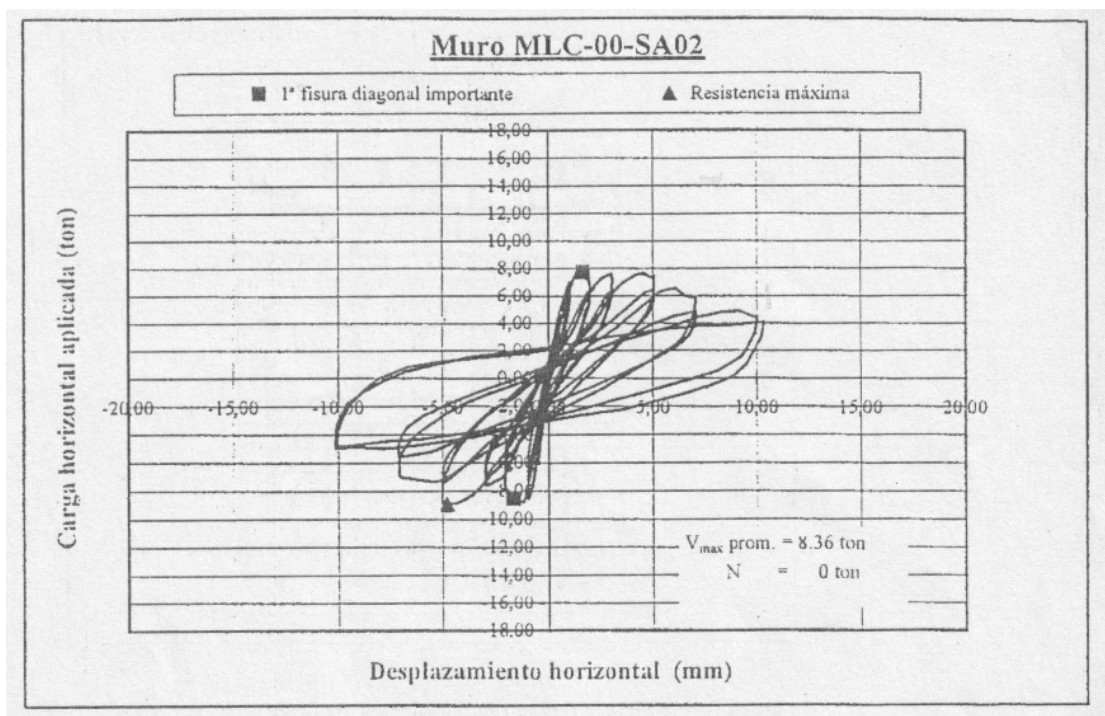


Figura A.6: “Curva de Histéresis del Muro MLC-00-SA02”.

MLC-00-CA01

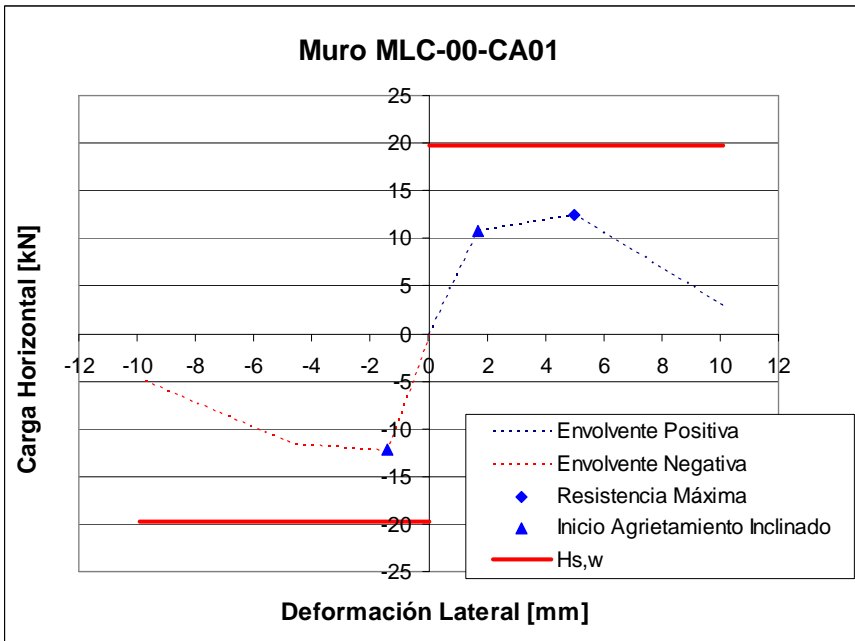


Figura A.7: "Curva Envolvente del Muro MLC-00-CA01".

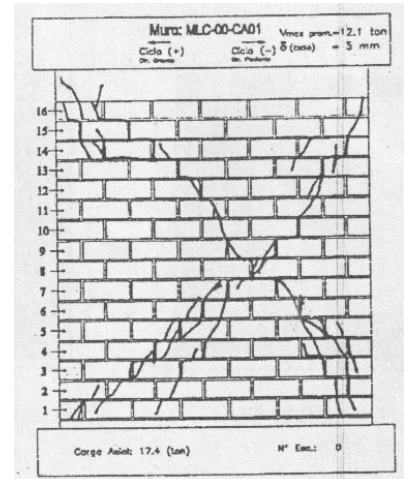


Figura A.8: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00-CA01".

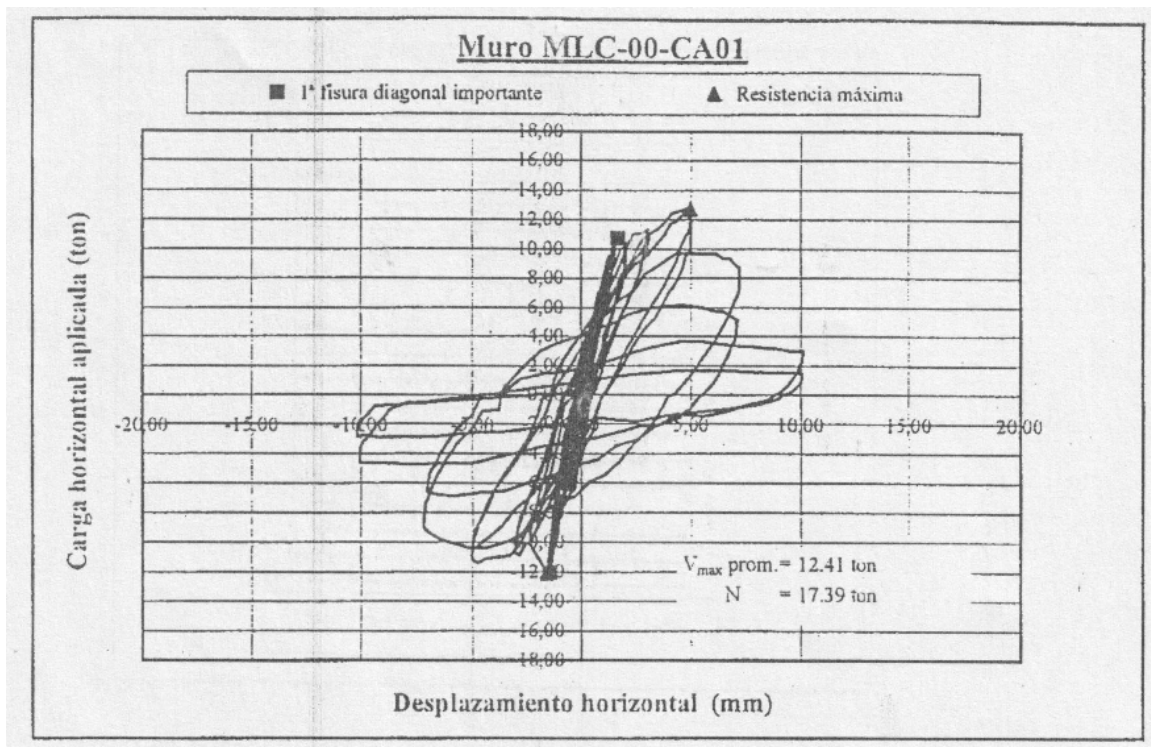


Figura A.9: "Curva de Histéresis del Muro MLC-00-CA01".

MLC-00-CA02

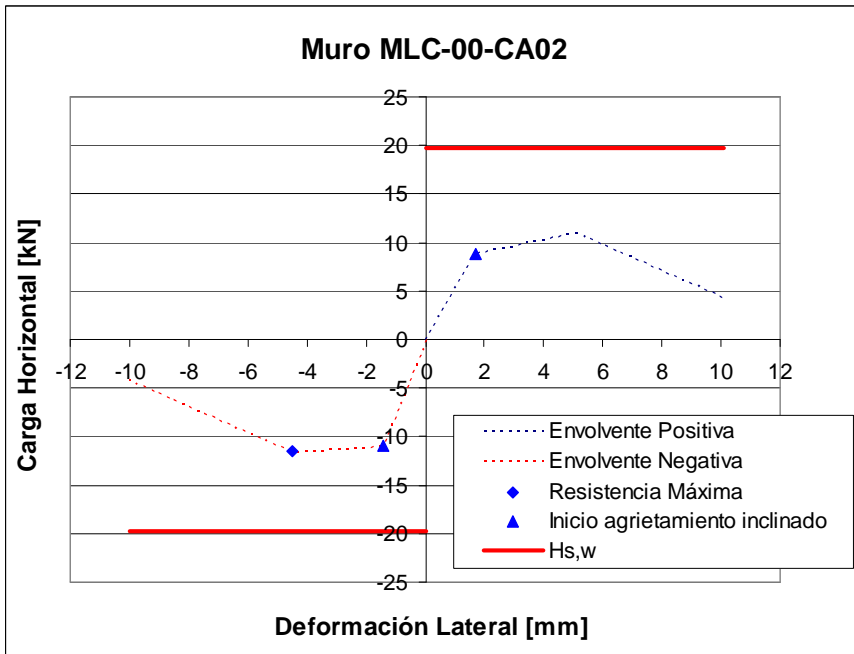


Figura A.10: "Curva Envoltora del Muro MLC-00-CA02".

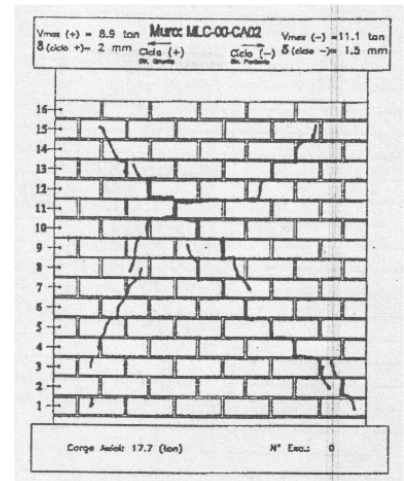


Figura A.11: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00-CA02".

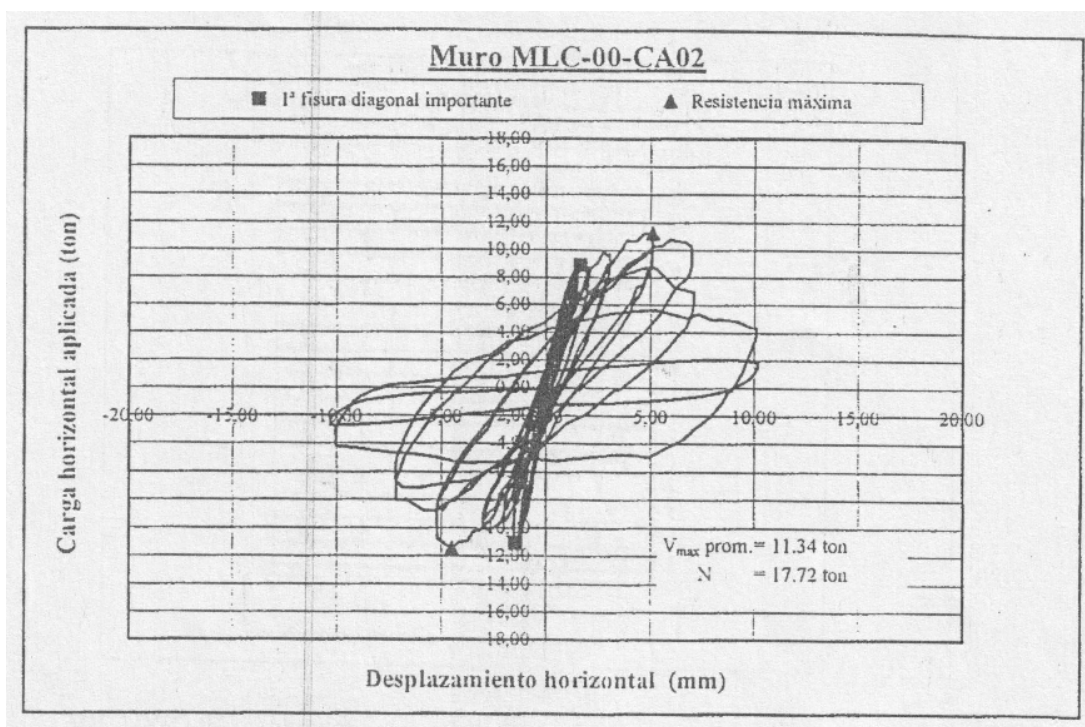


Figura A.12: "Curva de Histéresis del Muro MLC-00-CA02".

MLC-01-SA01

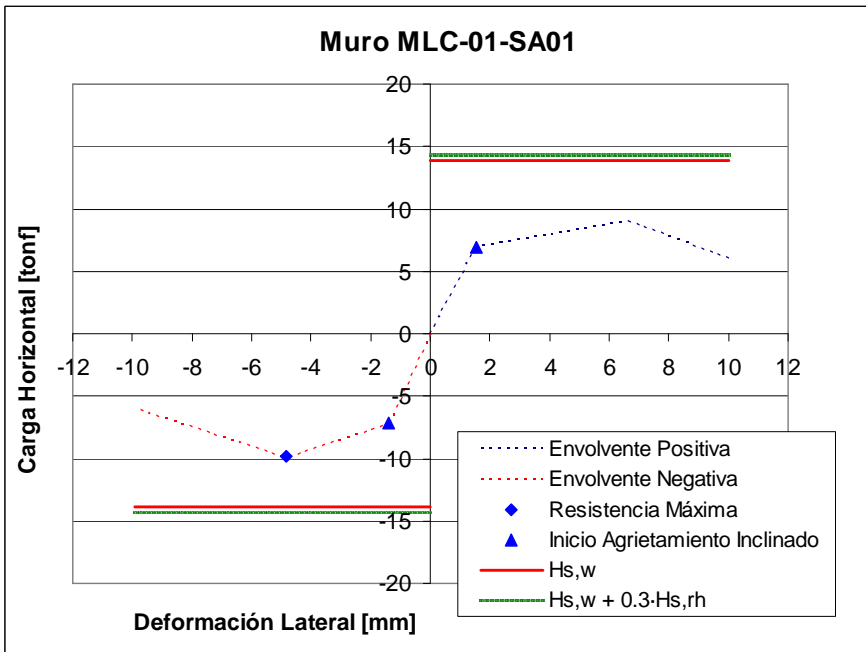


Figura A.13: "Curva Envolvente del Muro MLC-01-SA01".

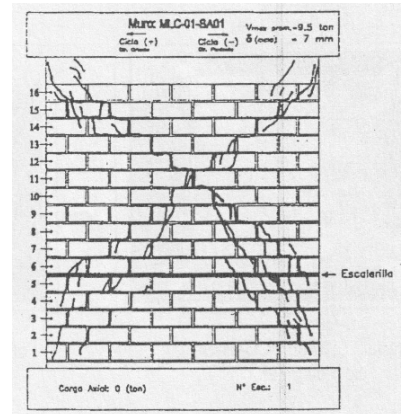


Figura A.14: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-01-SA01".

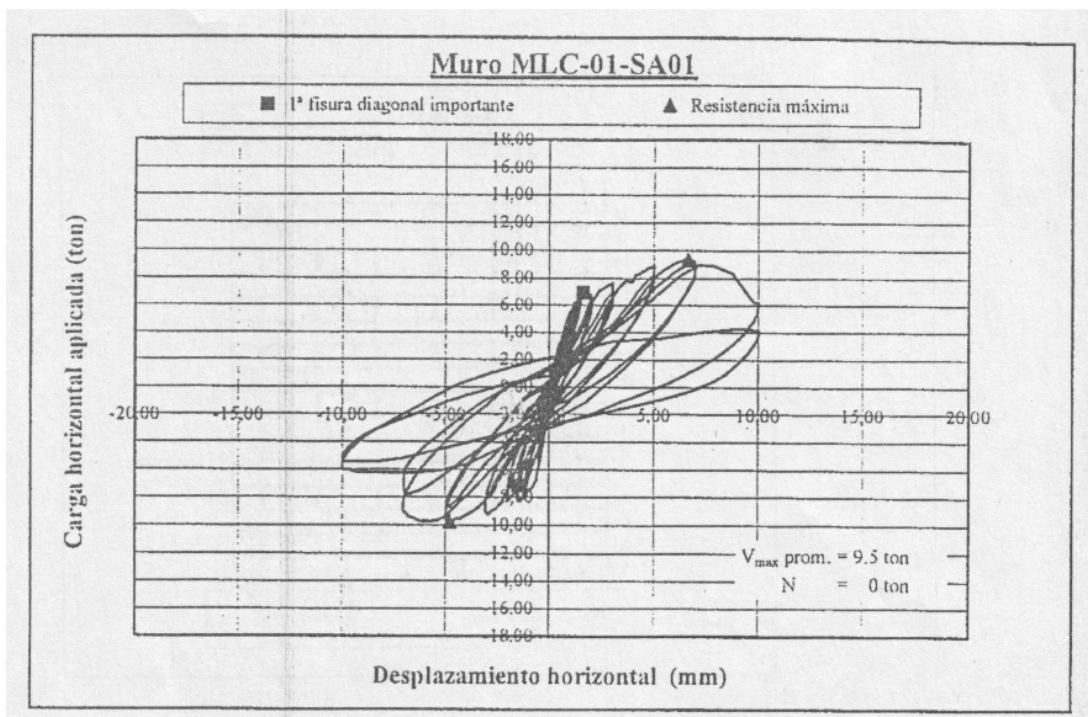


Figura A.15 "Curva de Histéresis del Muro MLC-01-SA01".

MLC-02-SA01

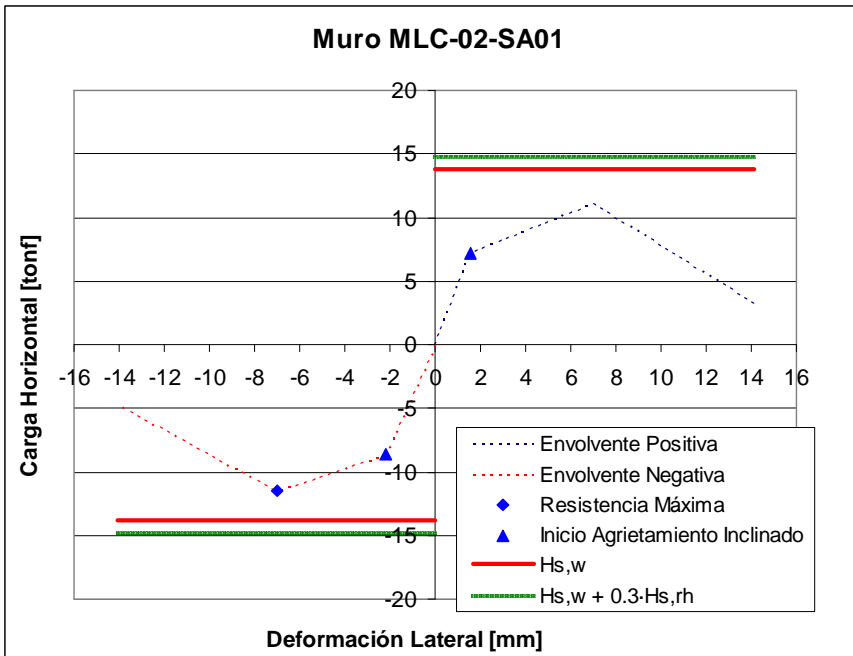


Figura A.16: "Curva Envolvente del Muro MLC-02-SA01".

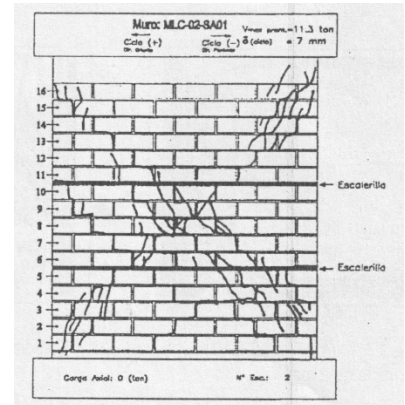


Figura A.17: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02-SA01".

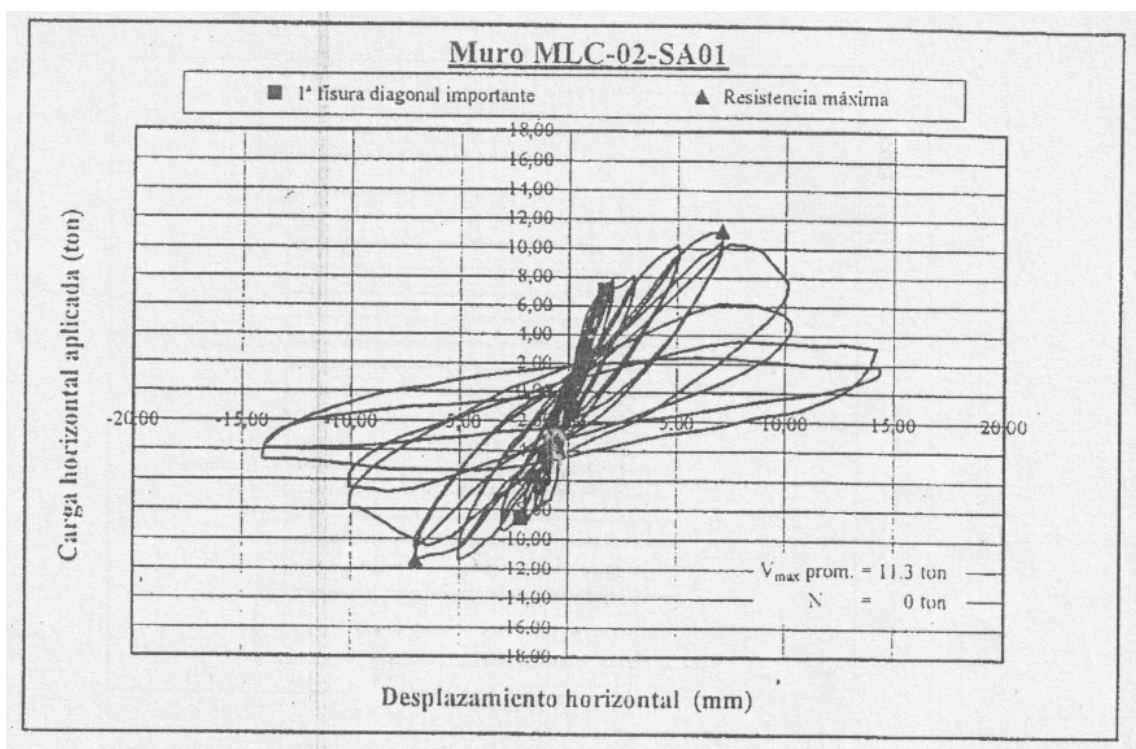


Figura A.18: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02-SA01".

MLC-02-SA02

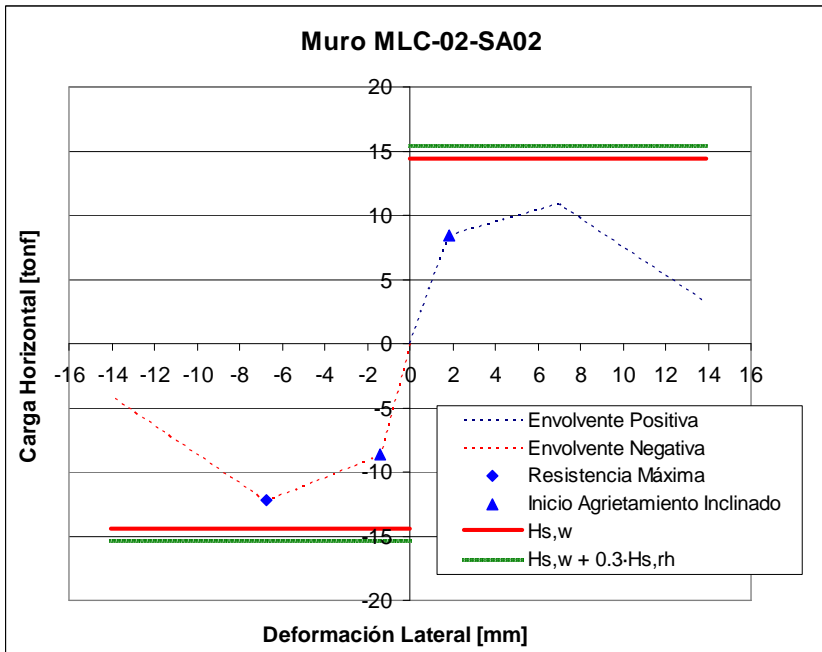


Figura A.19: "Curva Envolvente del Muro MLC-02-SA02".

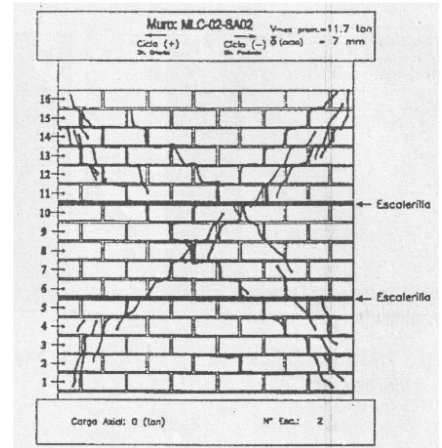


Figura A.20: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02-SA02".

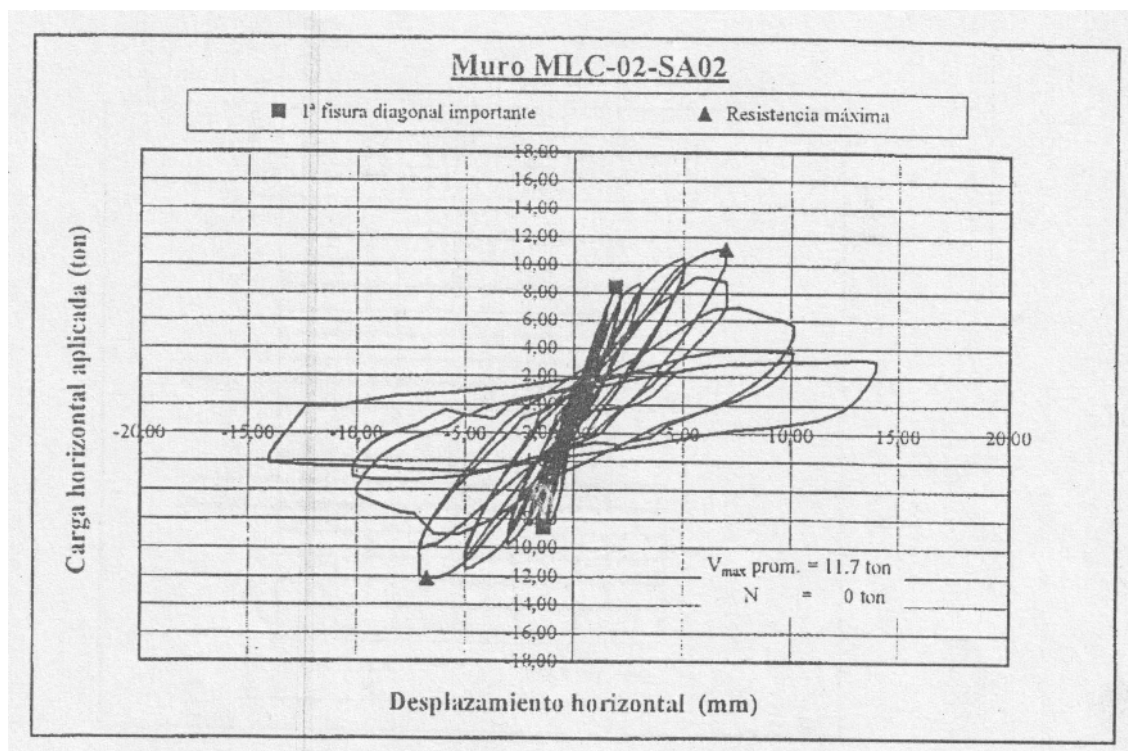


Figura A.21: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02-SA02".

MLC-03-SA01

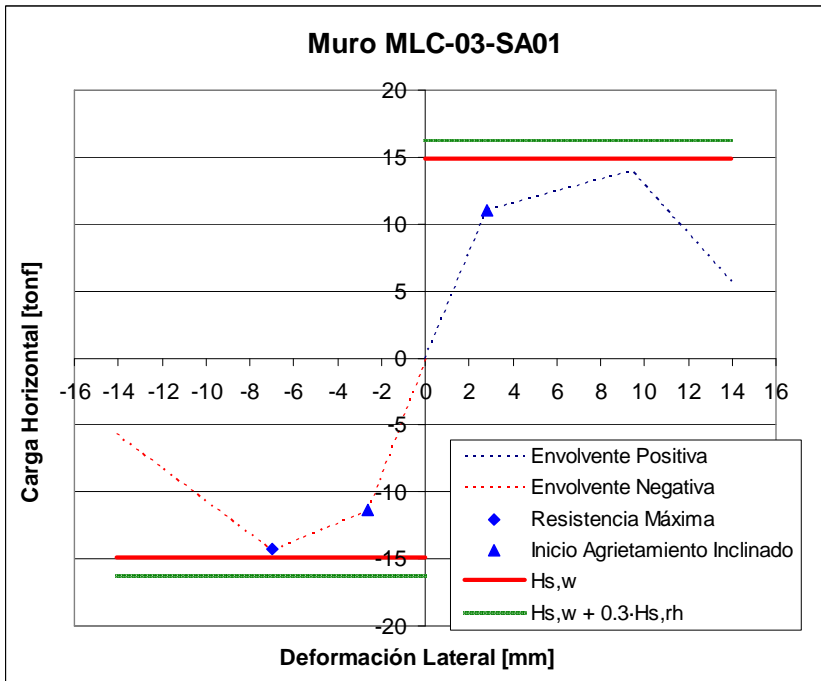


Figura A.22: "Curva Envolvente del Muro MLC-03-SA01".

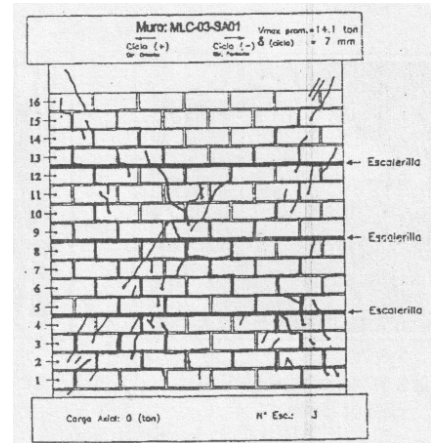


Figura A.23: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03-SA01".

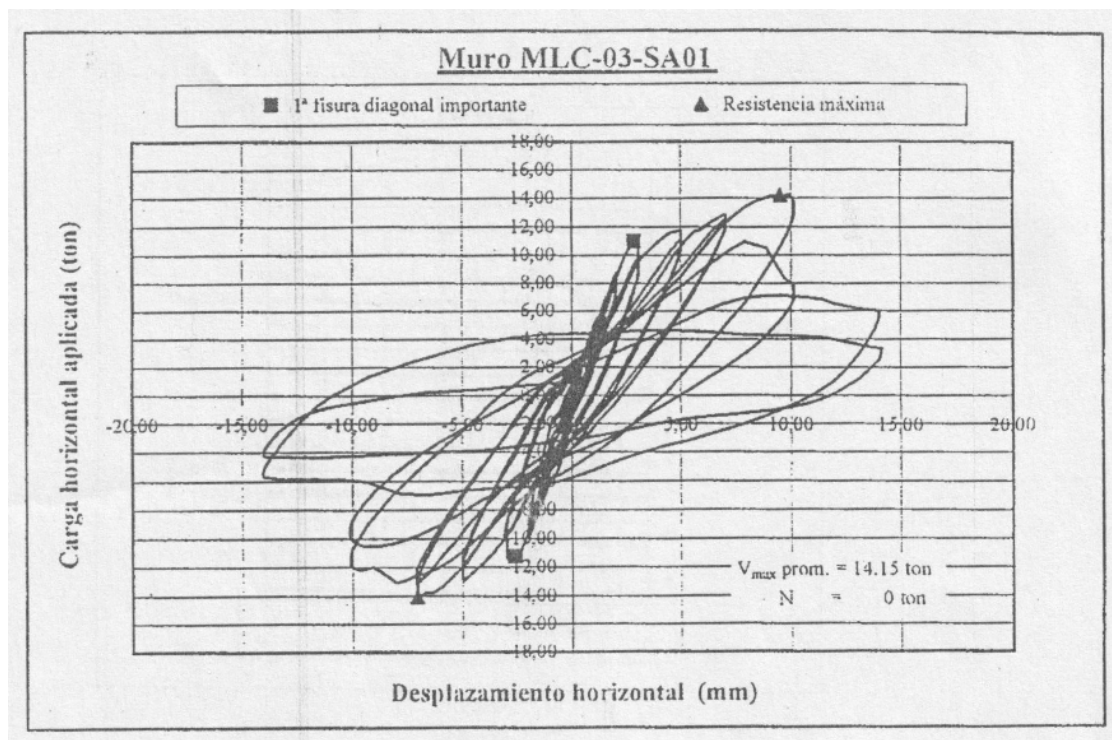


Figura A.24: "Curva de Histéresis del Muro MLC-03-SA01".

MLC-03-SA02

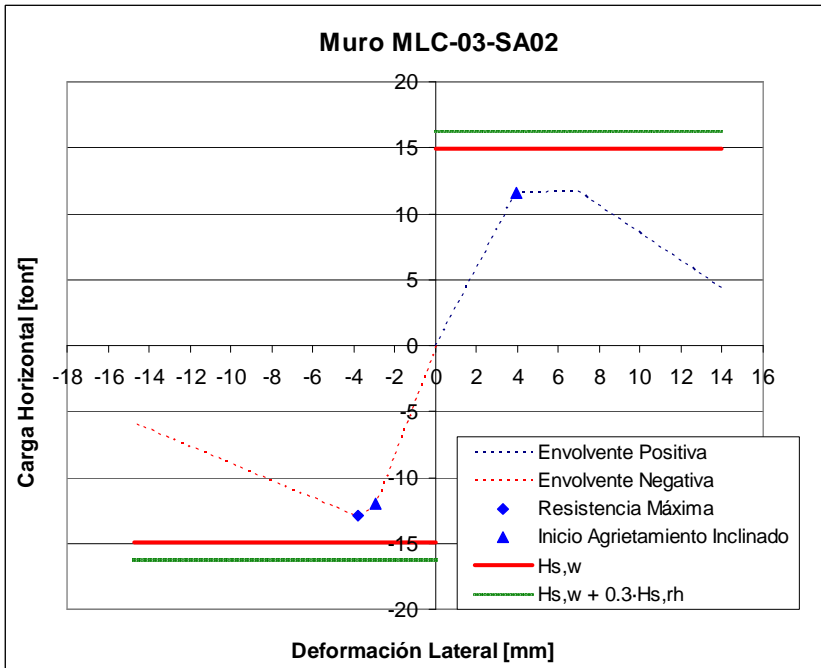


Figura A.25: "Curva Envolvente del Muro MLC-03-SA02".

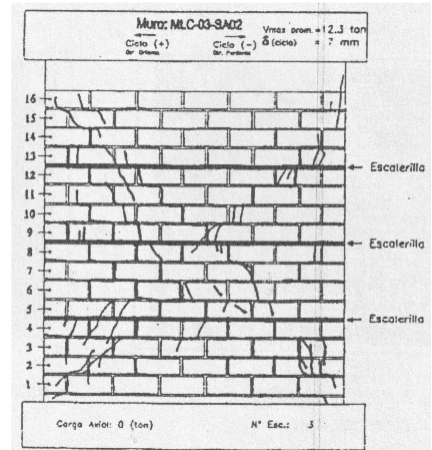


Figura A.26: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03-SA02".

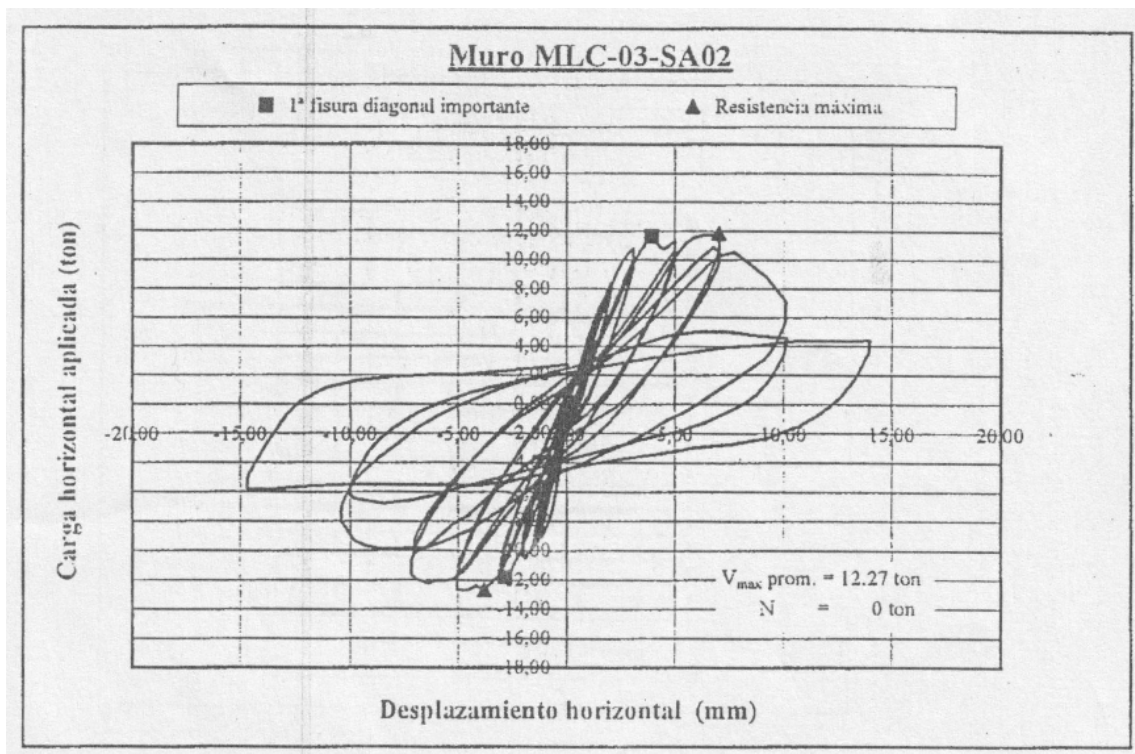


Figura A.27: "Curva de Histéresis del Muro MLC-03-SA02".

MLC-02-CA01

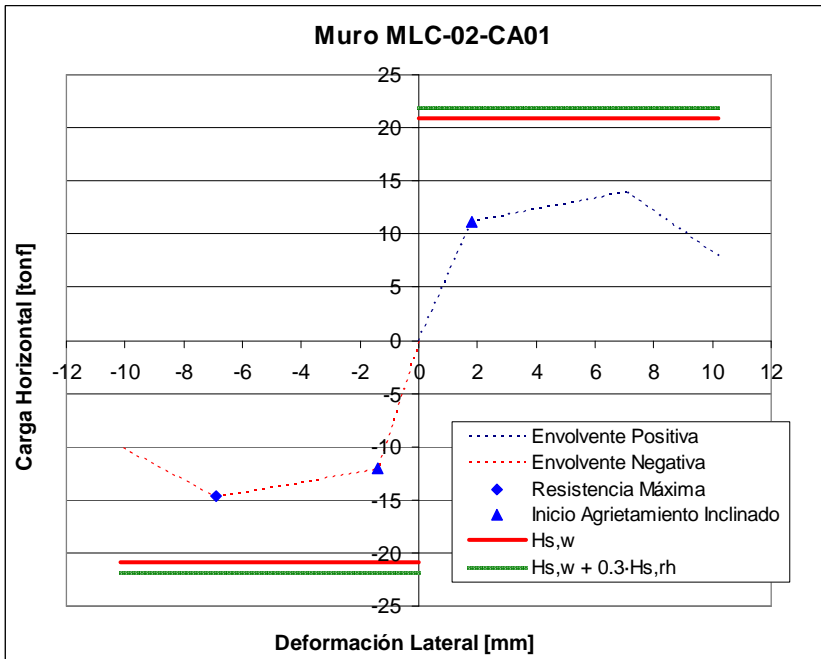


Figura A.28: "Curva Envolvente del Muro MLC-02-CA01".

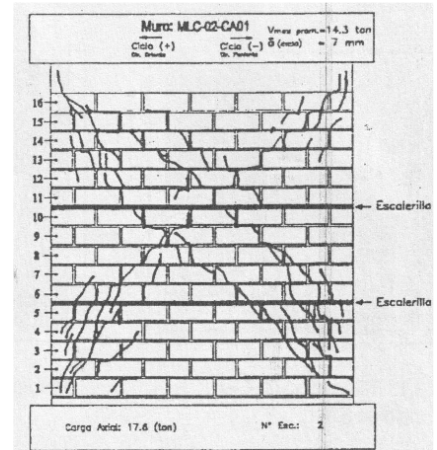


Figura A.29: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02-CA01".

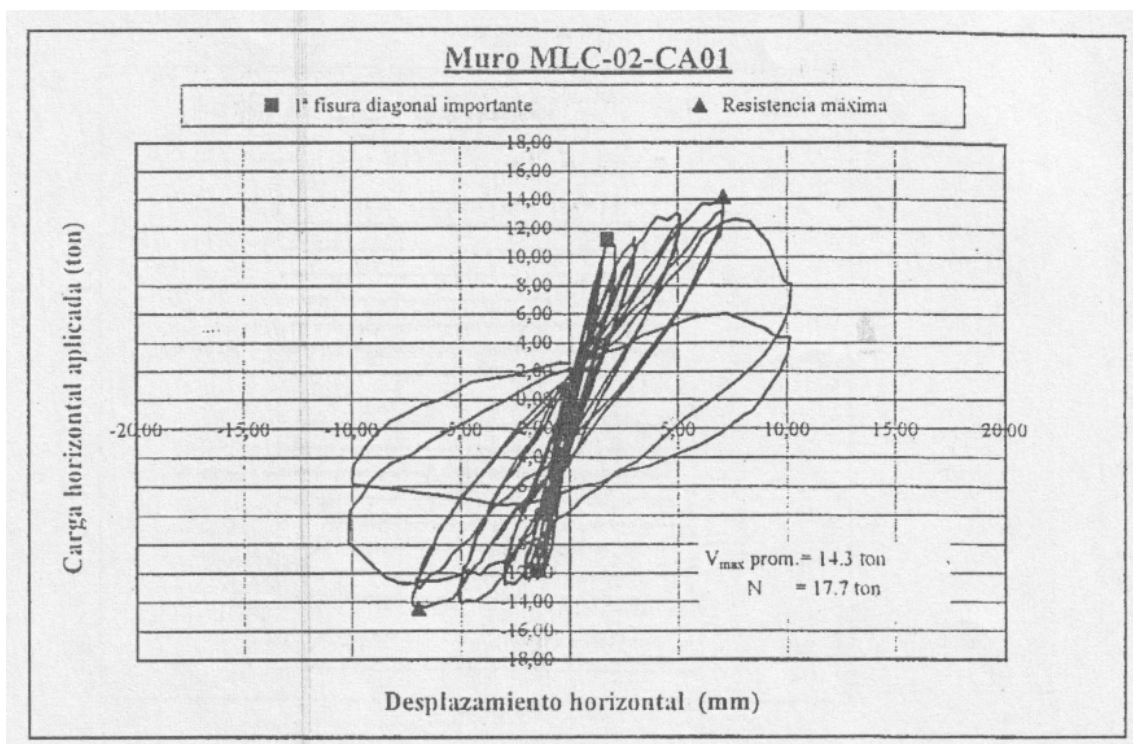


Figura A.30: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02-CA01".

MLC-02-CA02

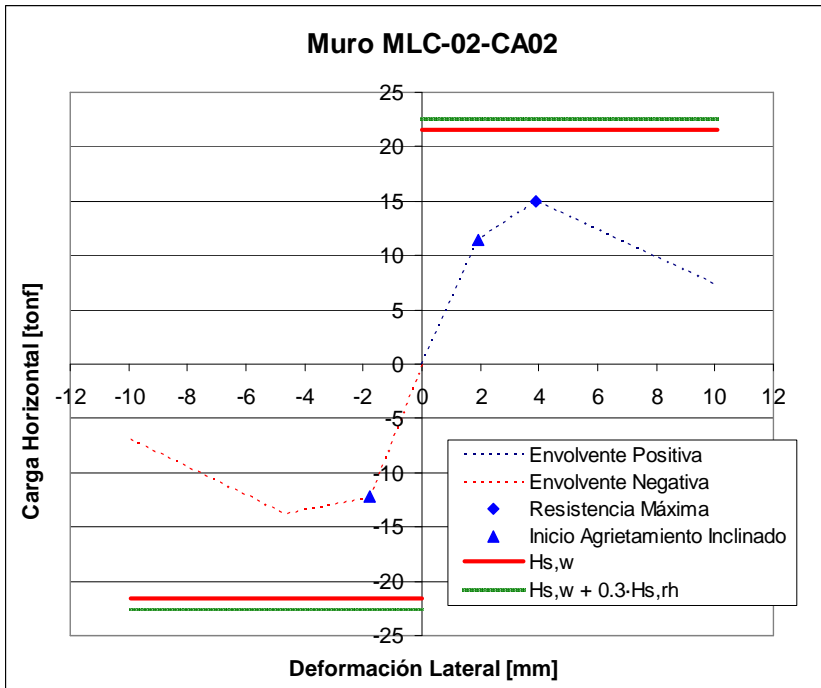


Figura A.31: "Curva Envolvente del Muro MLC-02-CA02".

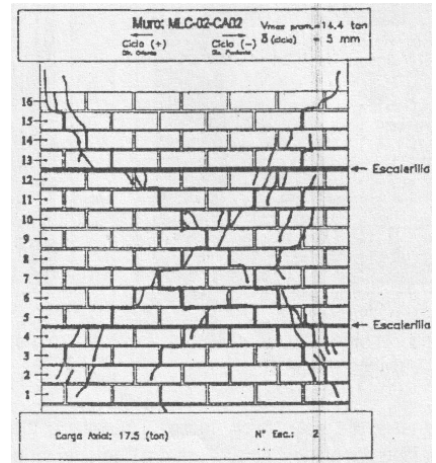


Figura A.32: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02-CA02".

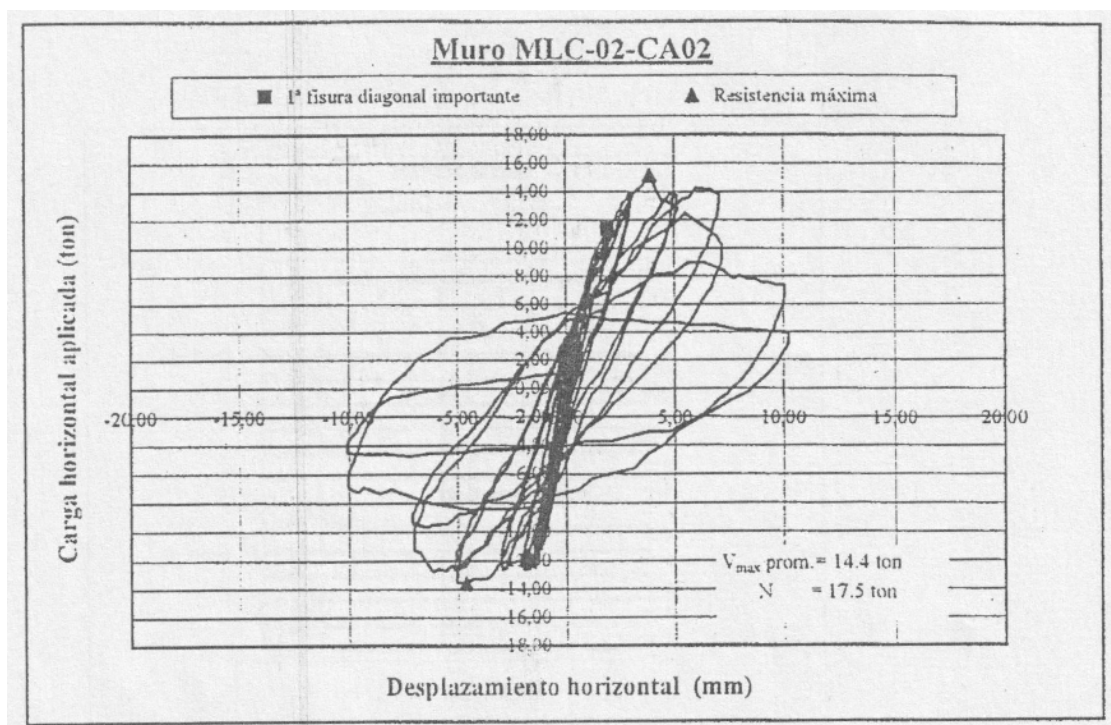


Figura A.33: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02-CA02".

MLC-02-CA03

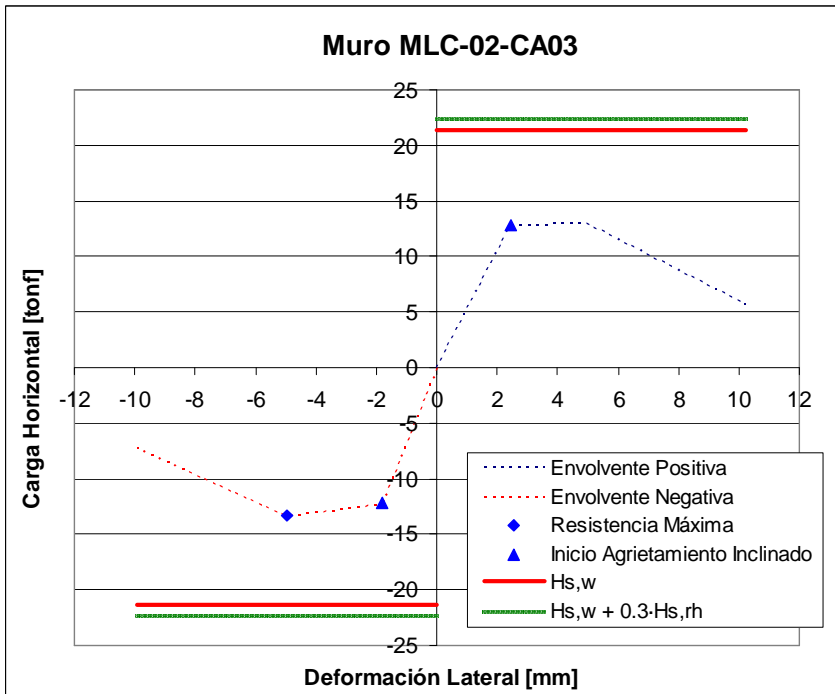


Figura A.34: "Curva Envolvente del Muro MLC-02-CA03".

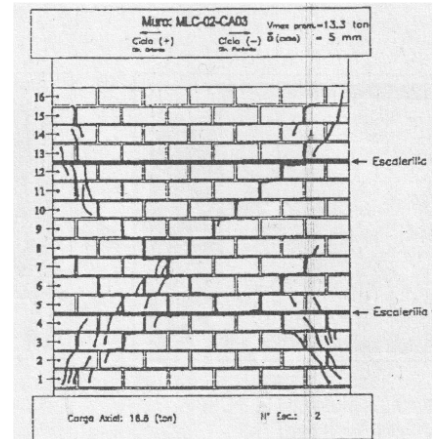


Figura A.35: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02-CA03".

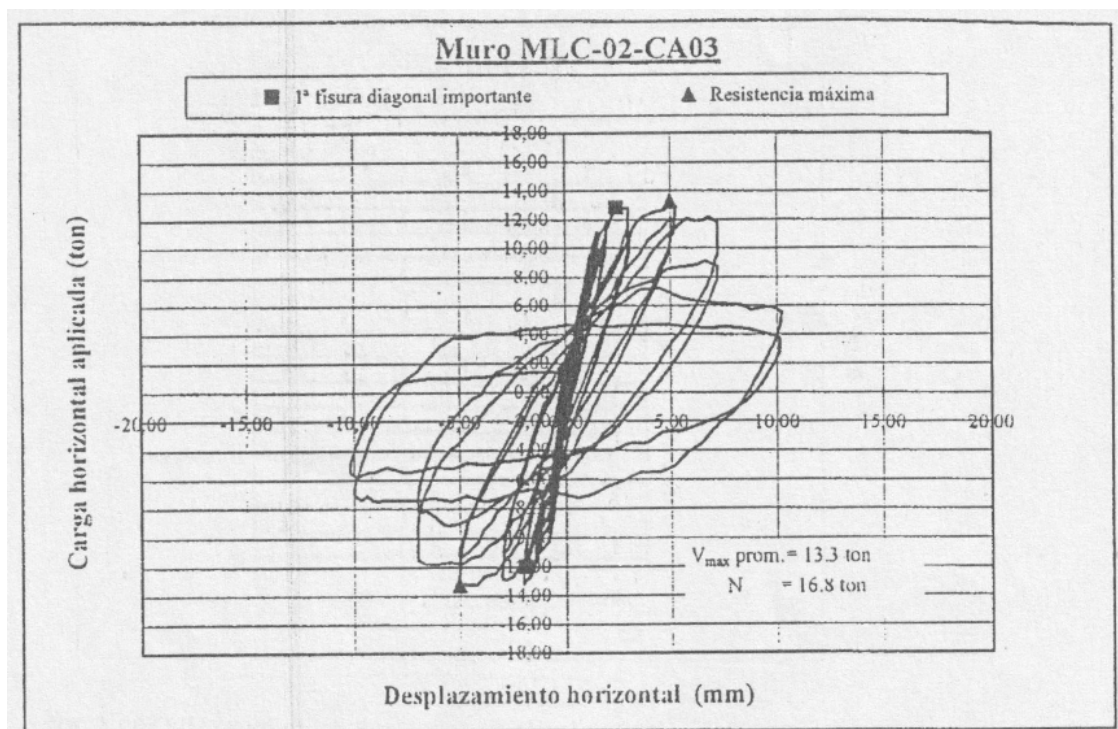


Figura A.36: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02-CA03".

MLC-03-CA01

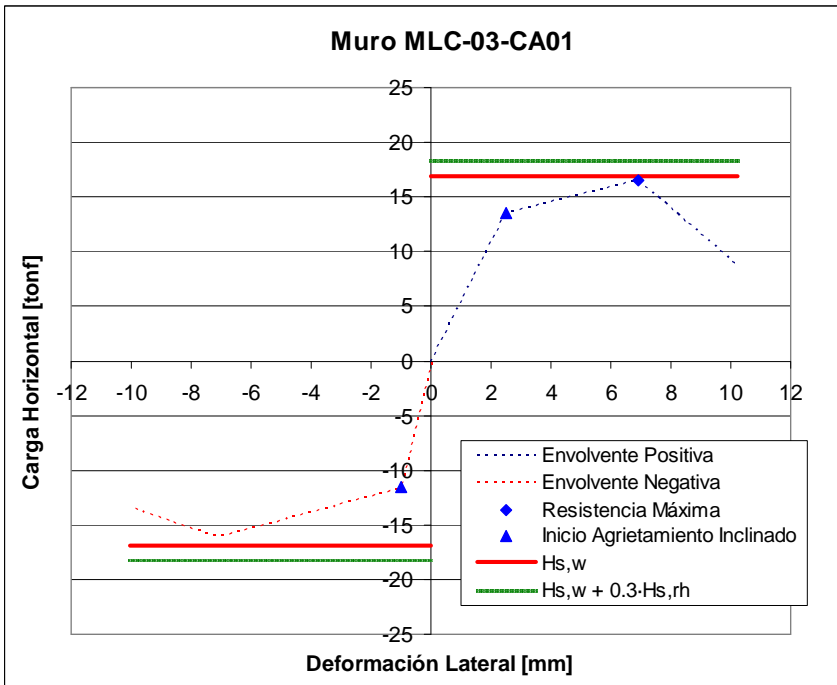


Figura A.37: "Curva Envolvente del Muro MLC-03-CA01".

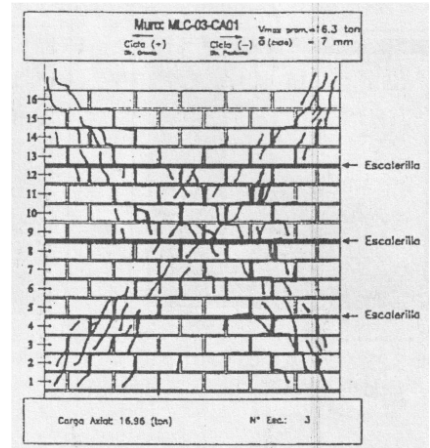


Figura A.38: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03-CA01".

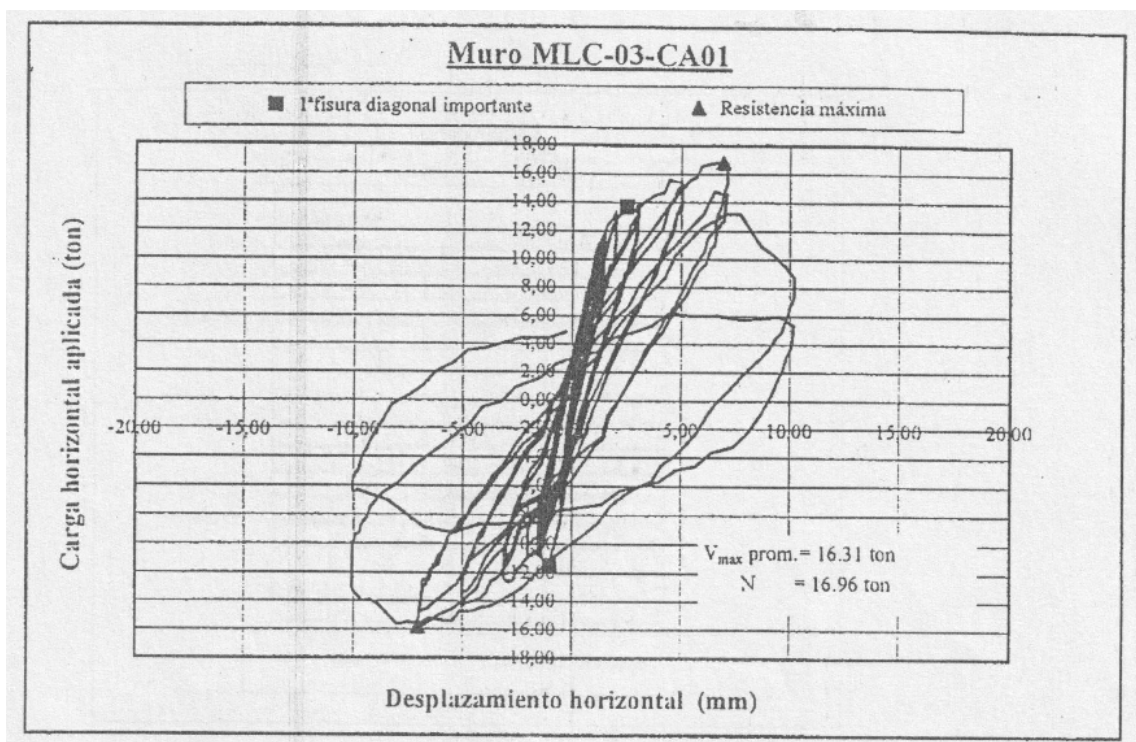


Figura A.39: "Curva de Histéresis del Muro MLC-03-CA01".

MLC-03-CA02

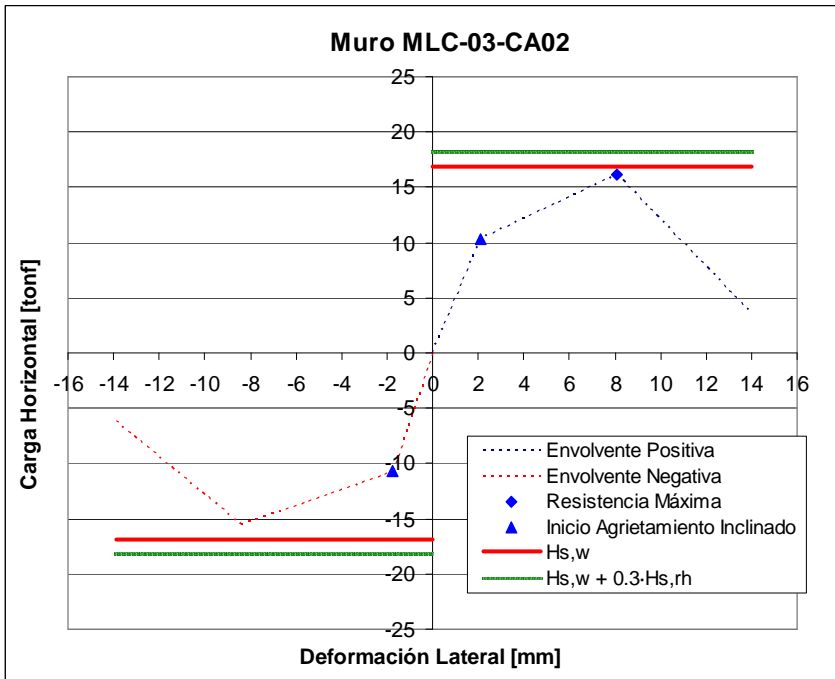


Figura A.40: "Curva Envolvente del Muro MLC-03-CA02".

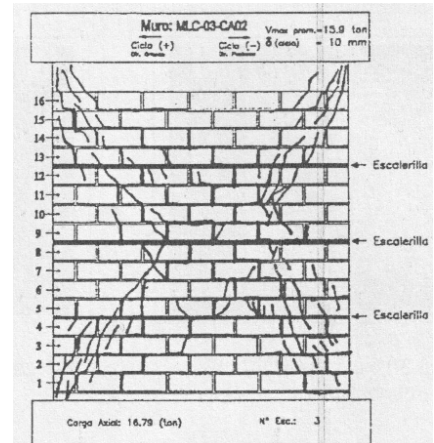


Figura A.41: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03-CA02".

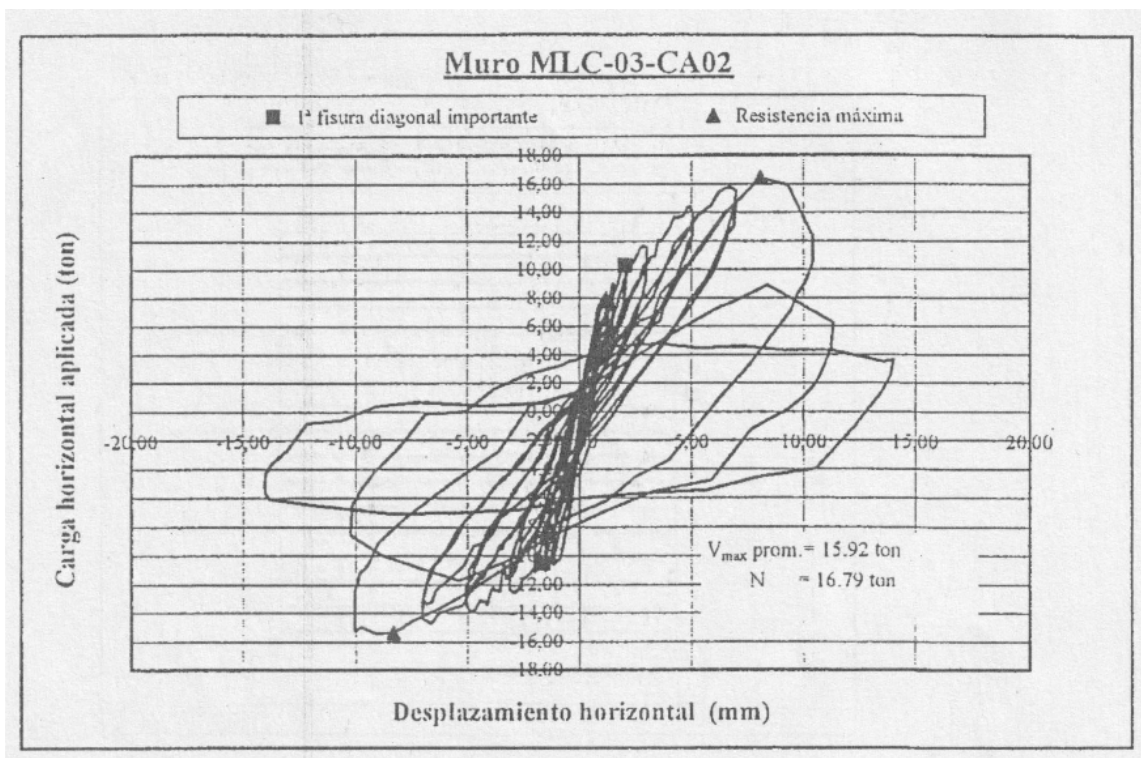


Figura A.42: "Curva de Histéresis del Muro MLC-03-CA02".

MLC-04-CA01

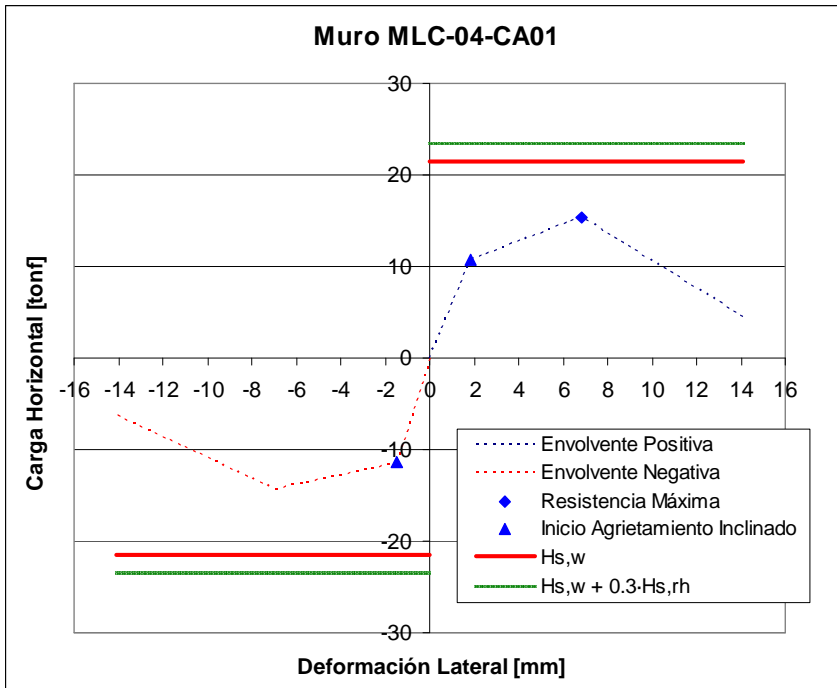


Figura A.43: "Curva Envolvente del Muro MLC-04-CA01".

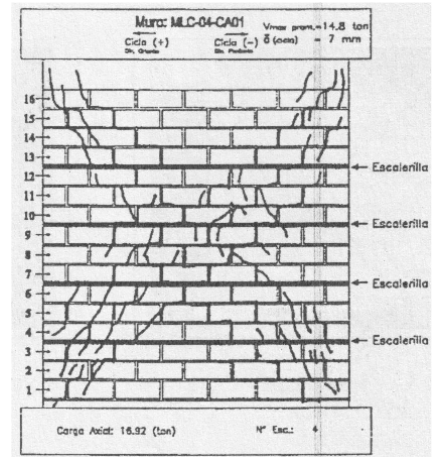


Figura A.44: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-04-CA01".

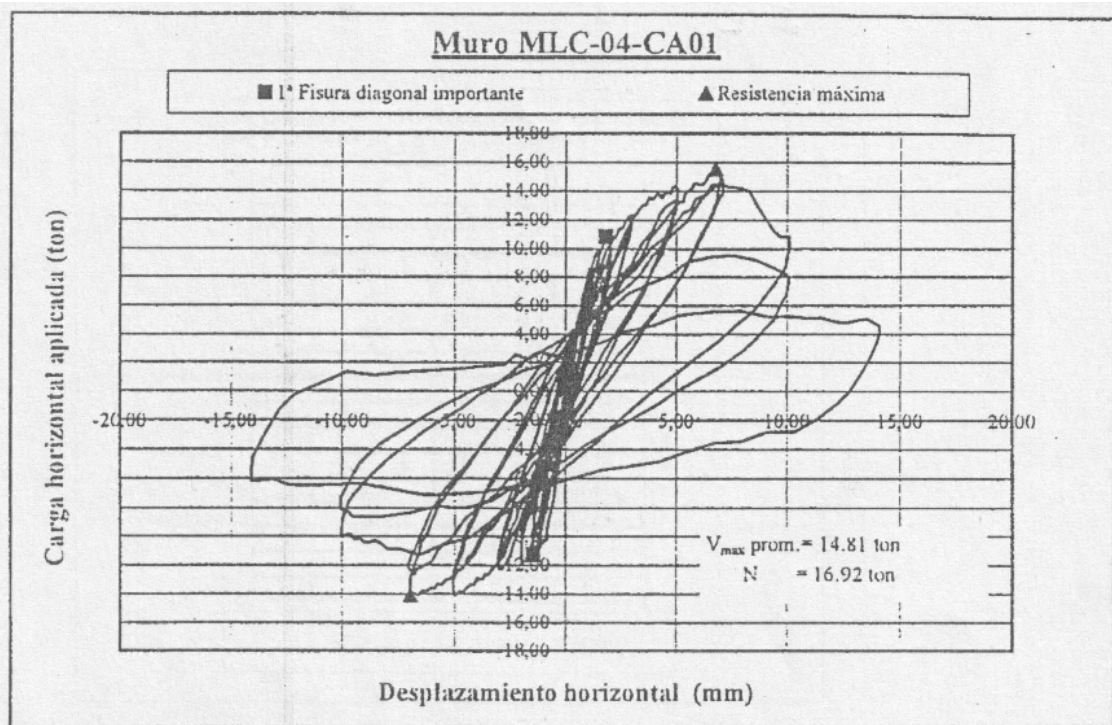


Figura A.45: "Curva de Histéresis del Muro MLC-04-CA01".

MLC-04-CA02

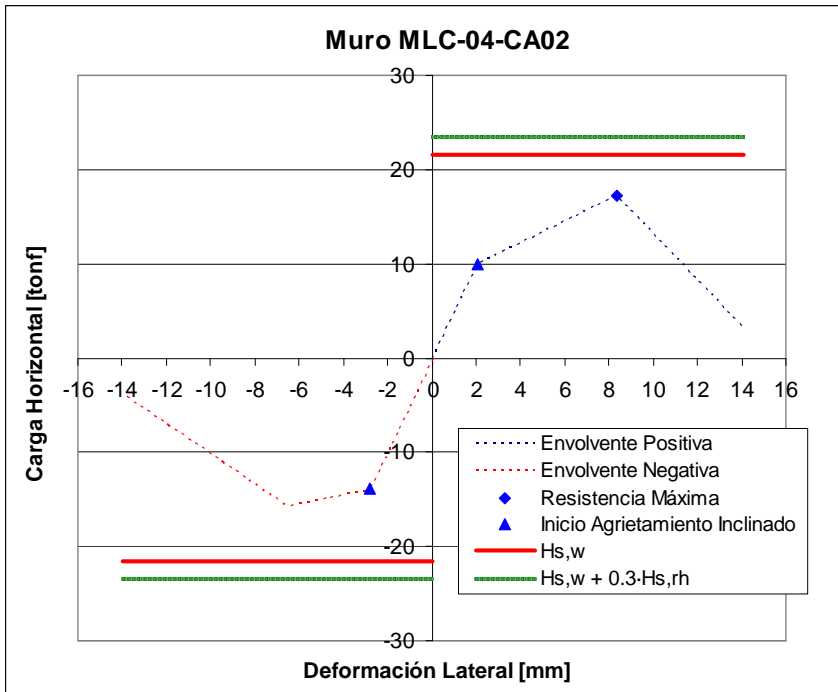


Figura A.46: “Curva Envolvente del Muro MLC-04-CA02”.

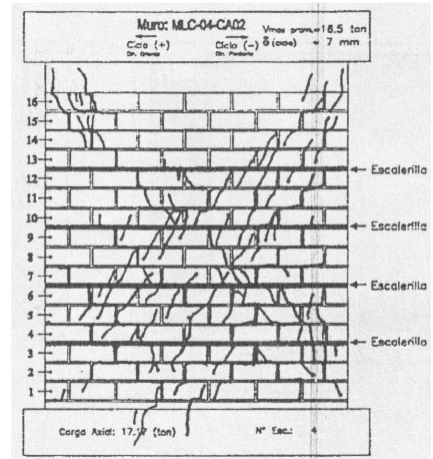


Figura A.47: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-04-CA02”.

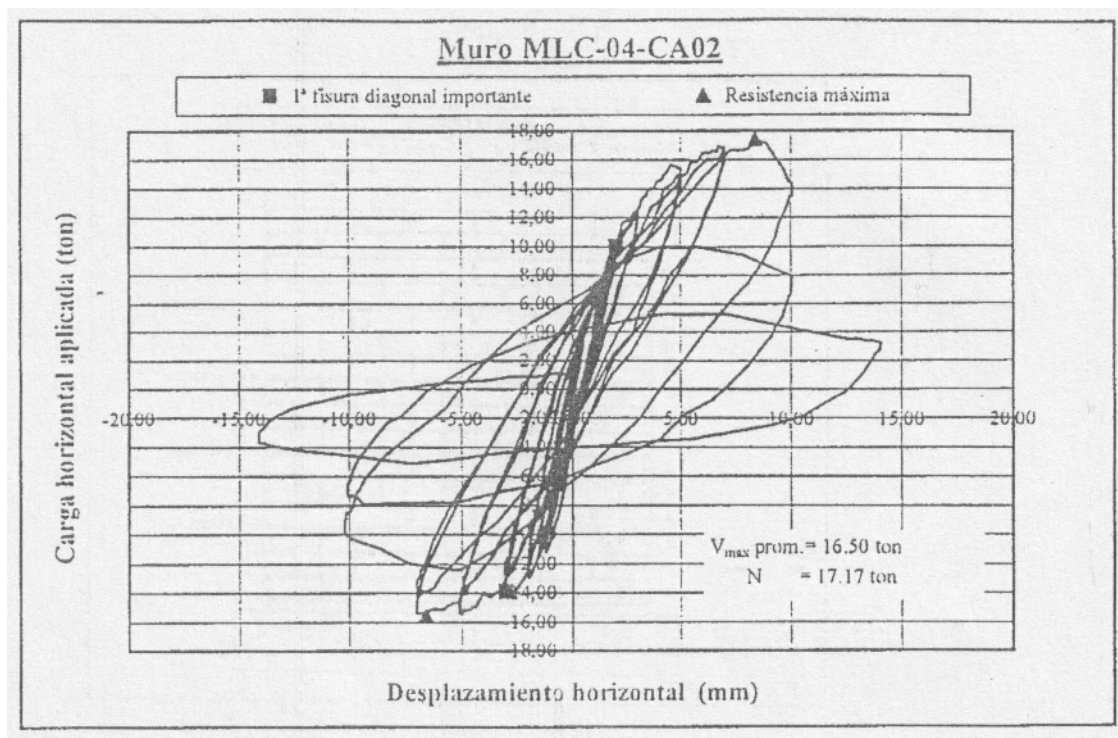


Figura A.48: “Curva de Histéresis del Muro MLC-04-CA02”.

MLC-00vd-SA-01

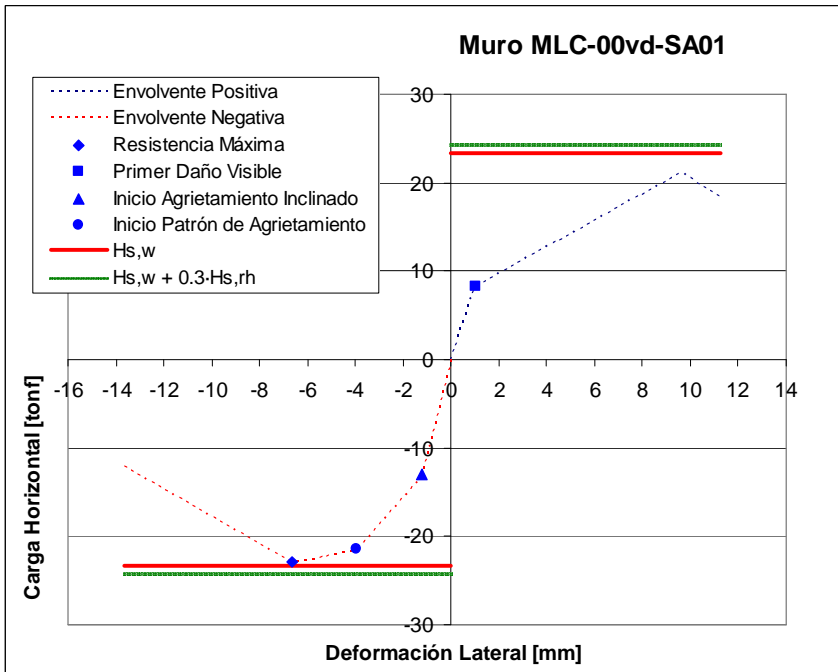


Figura A.49: “Curva Envoltente del Muro MLC-00vd-SA01”.

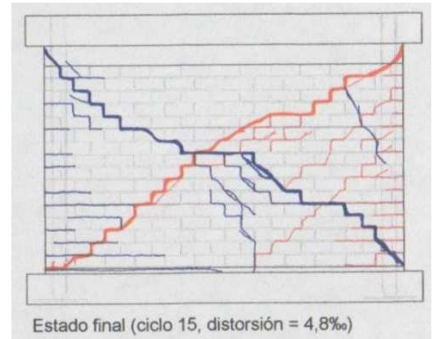


Figura A.50: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00vd-SA01”.

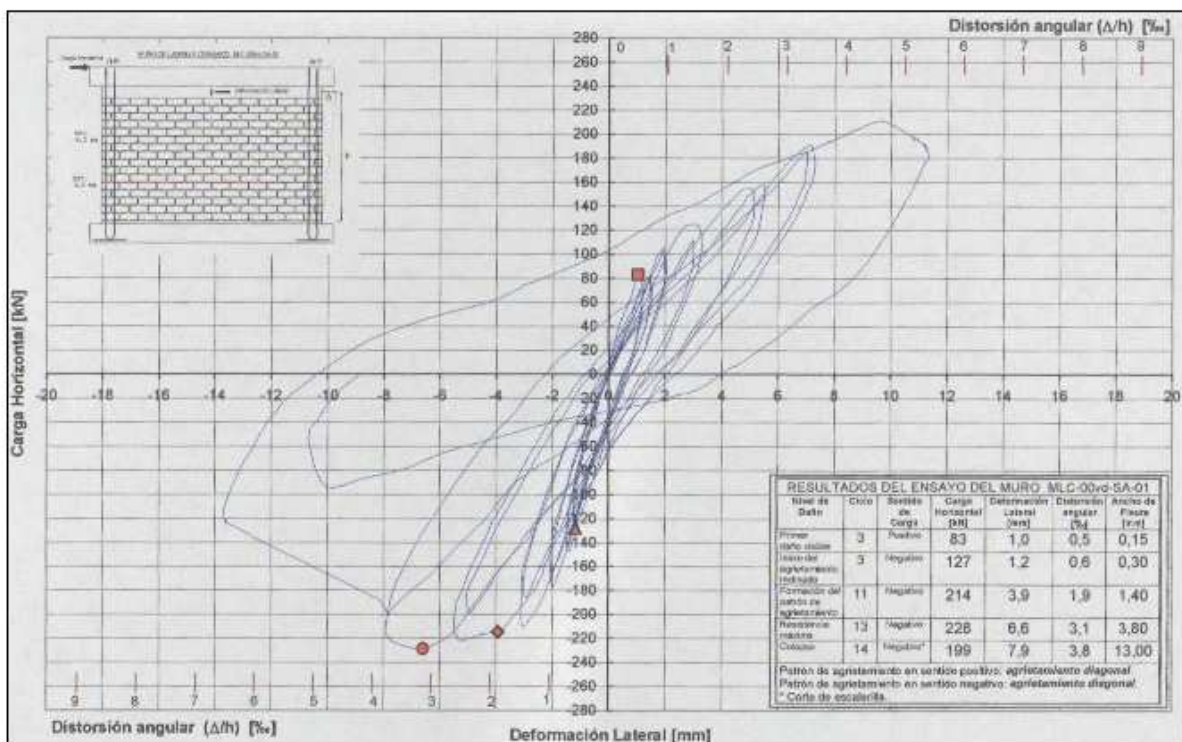


Figura A.51: “Curva de Histéresis del Muro MLC-00vd-SA01”.

MLC-00vd-SA-02

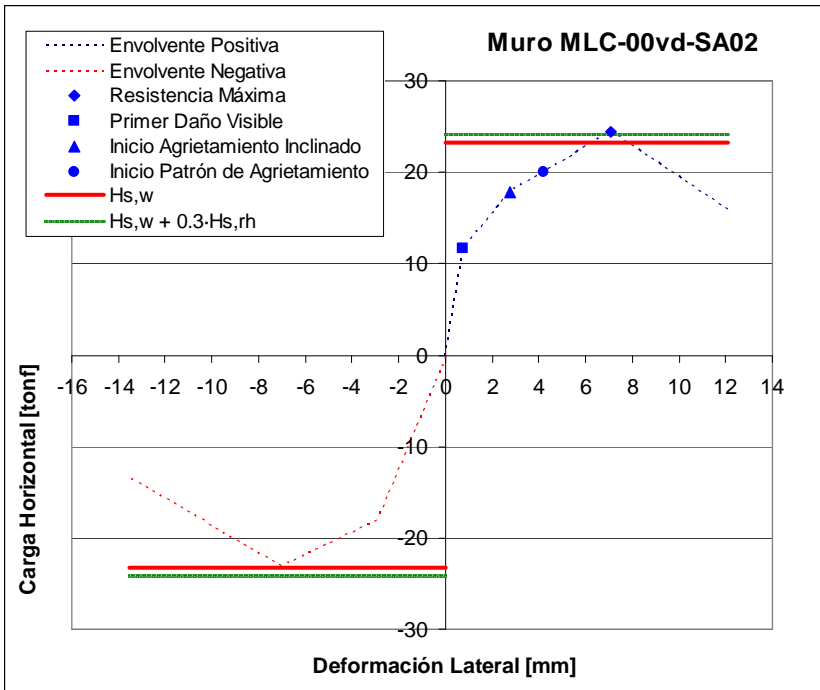
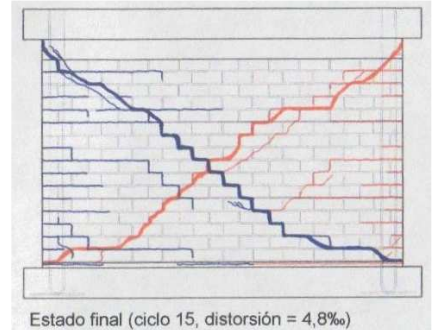


Figura A.52: “Curva Envolvente del Muro MLC-00vd-SA02”.



Estado final (ciclo 15, distorsión = 4,8‰)
Figura A.53: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-00vd-SA02”.

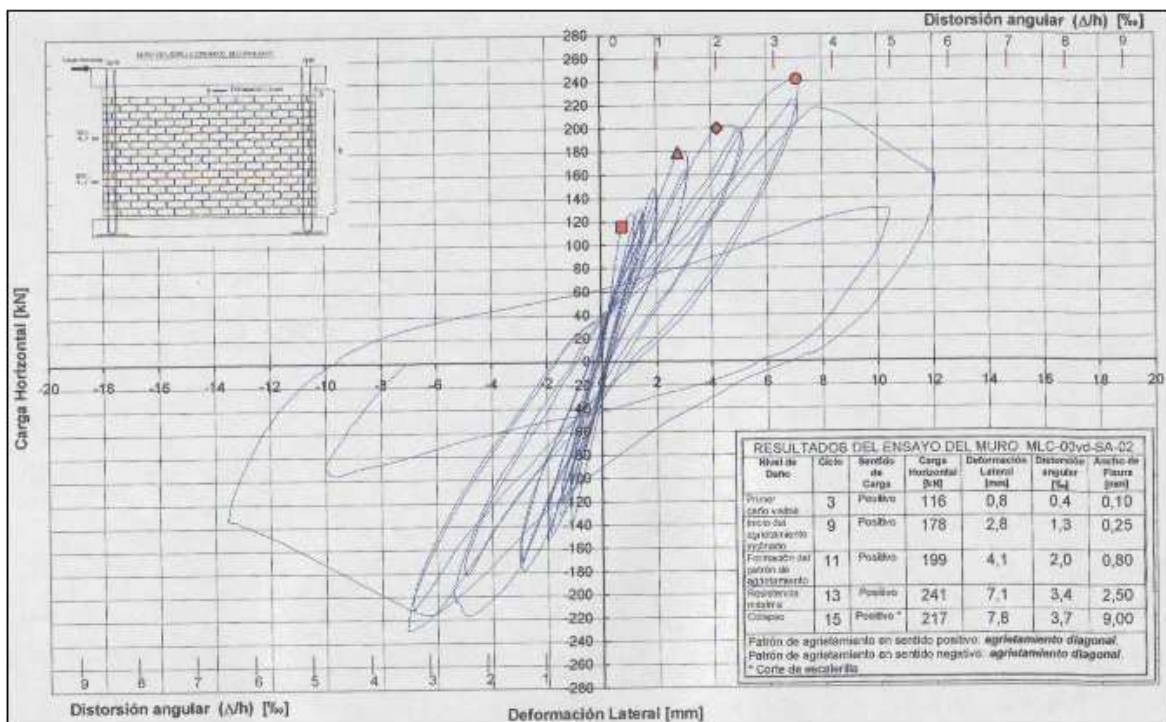


Figura A.54: “Curva de Histéresis del Muro MLC-00vd-SA02”.

MLC-01vd-SA-01

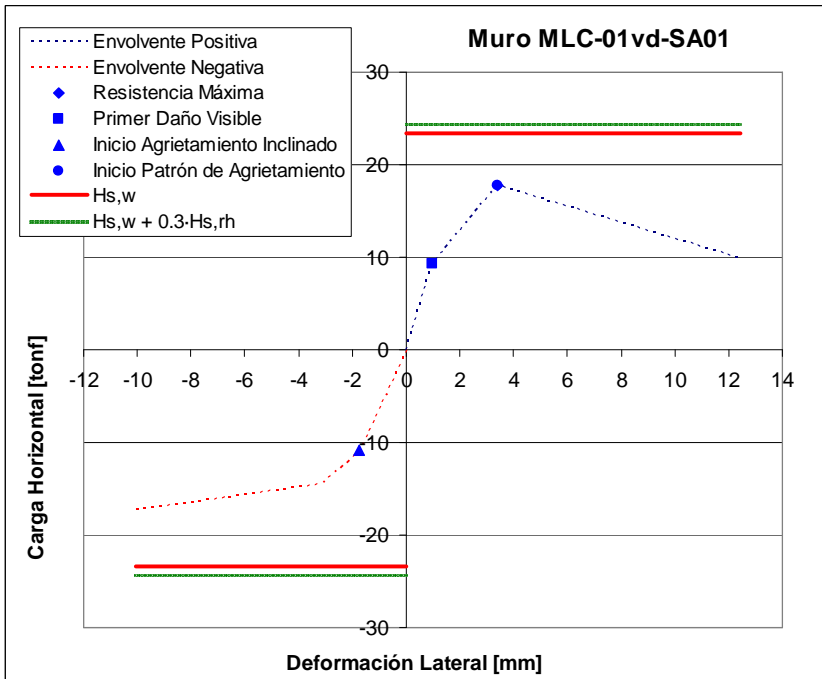


Figura A.55: “Curva Envolverte del Muro MLC-01vd-SA01”.

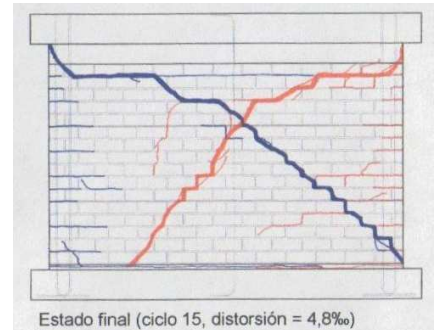


Figura A.56: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-01vd-SA01”.

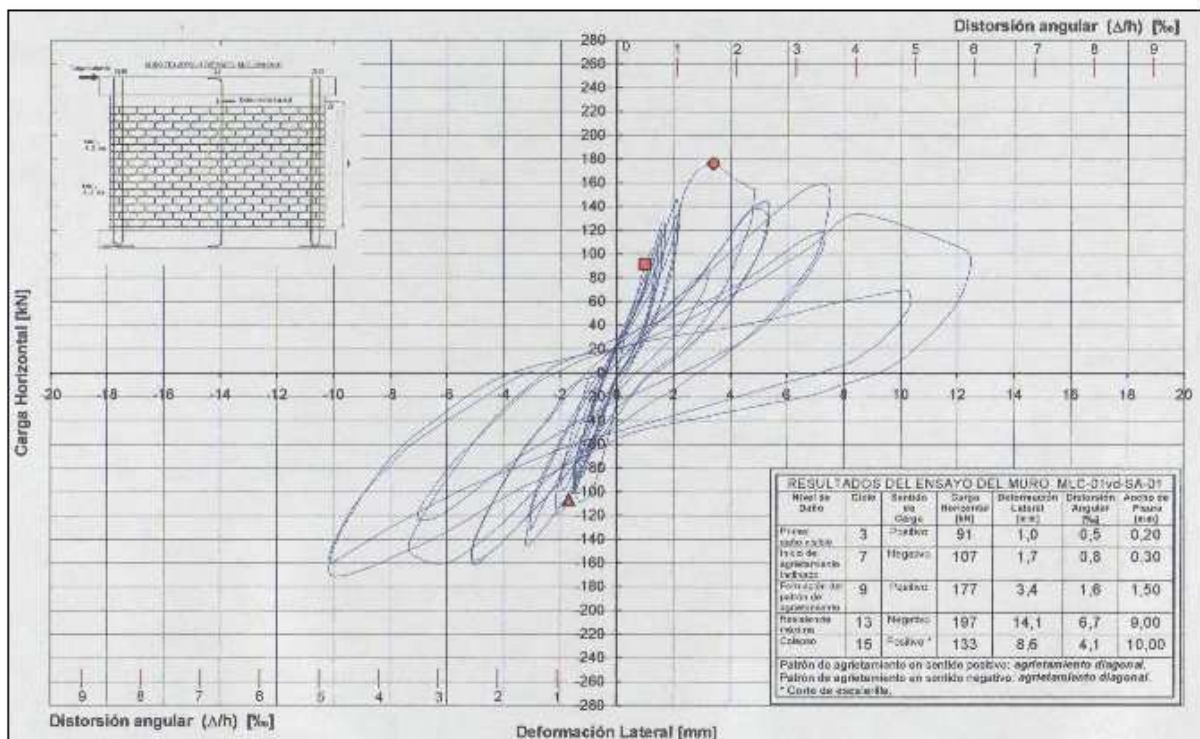


Figura A.57: “Curva de Histéresis del Muro MLC-01vd-SA01”.

MLC-01vd-SA-02

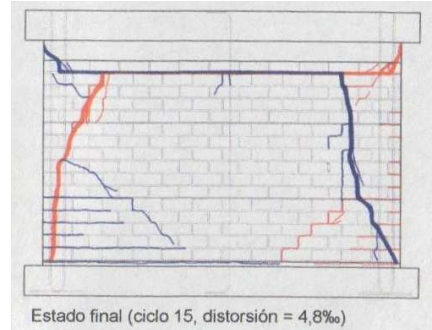
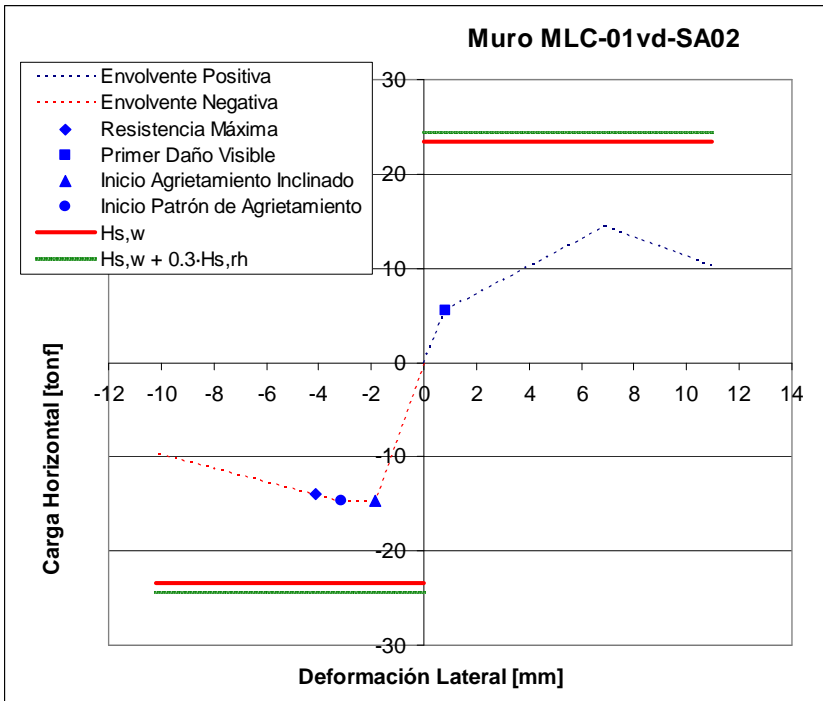


Figura A.59: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-01vd-SA02”.

Figura A.58: “Curva Envoltente del Muro MLC-02vd-SA02”.

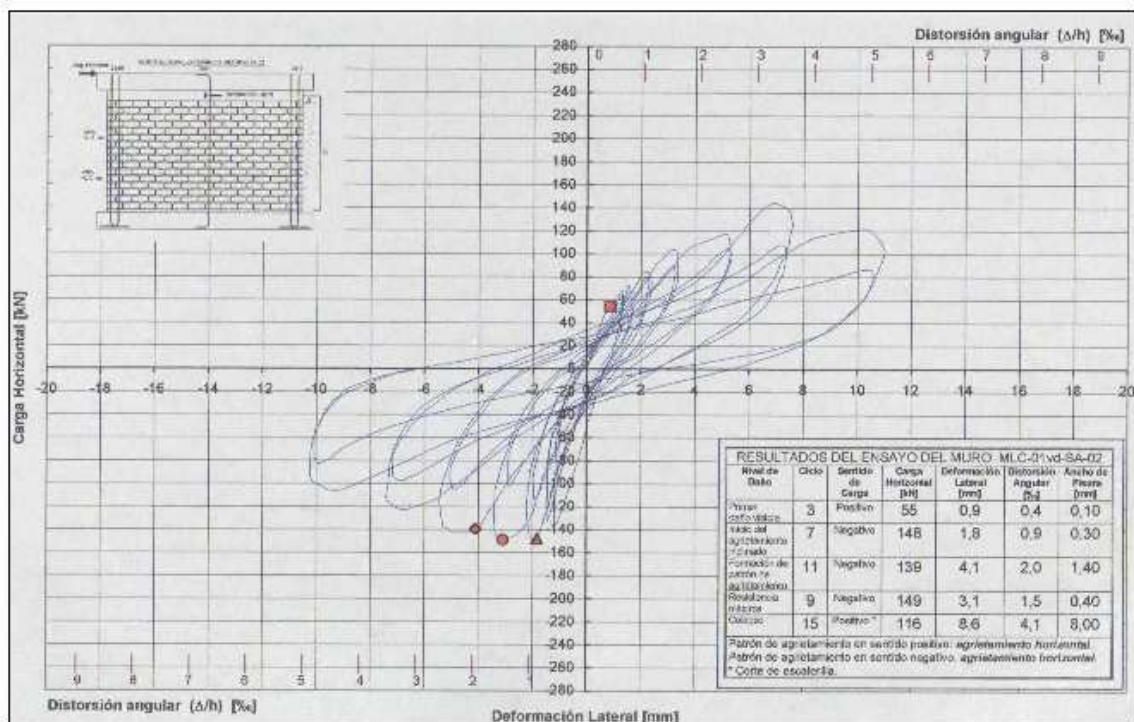


Figura A.60: “Curva de Histéresis del Muro MLC-02vd-SA02”.

MLC-02vd-SA-01

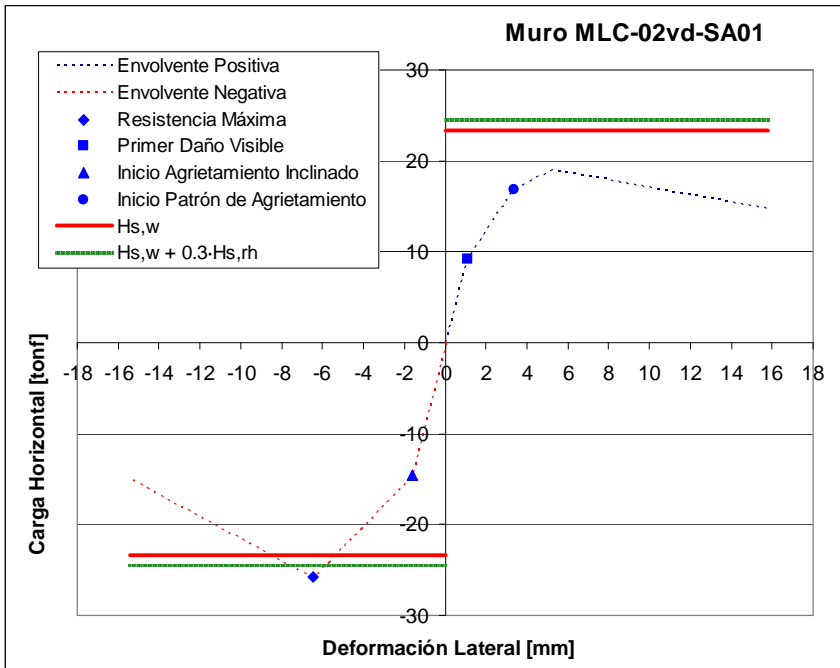


Figura A.61: “Curva Envolvente del Muro MLC-02vd-SA01”.

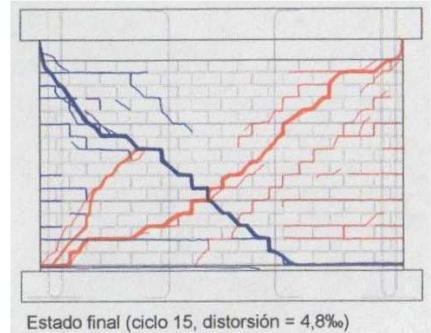


Figura A.62: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02vd-SA01”.

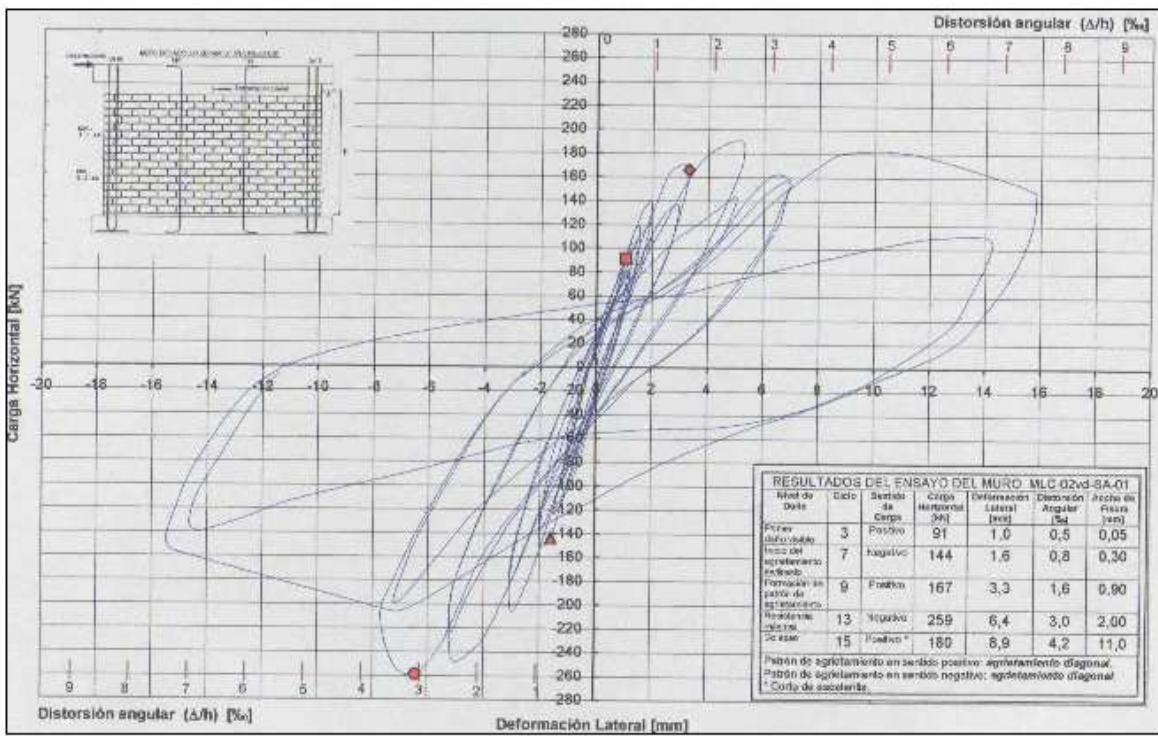


Figura A.63: “Curva de Histéresis del Muro MLC-02vd-SA01”.

MLC-02vd-SA-02

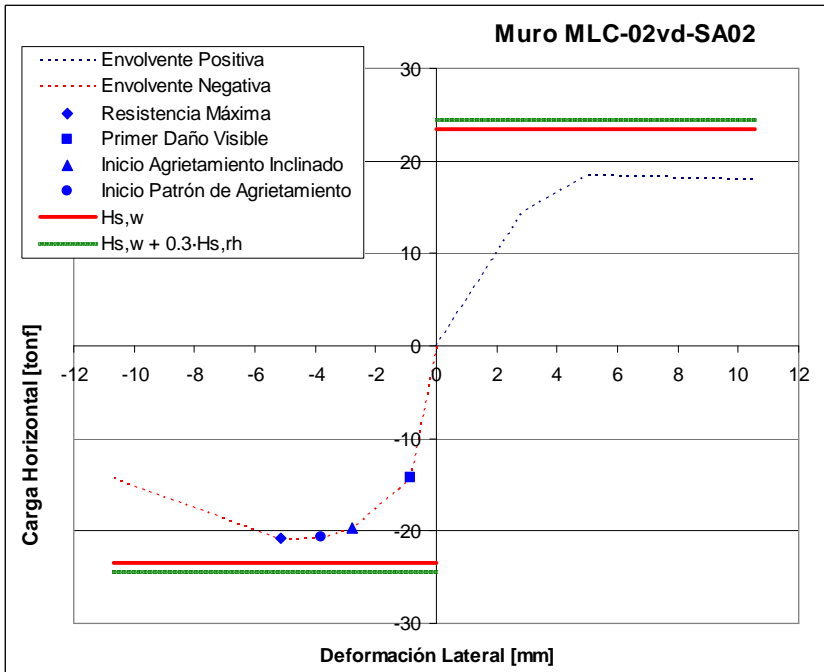


Figura A.64: "Curva Envoltente del Muro MLC-02vd-SA02".

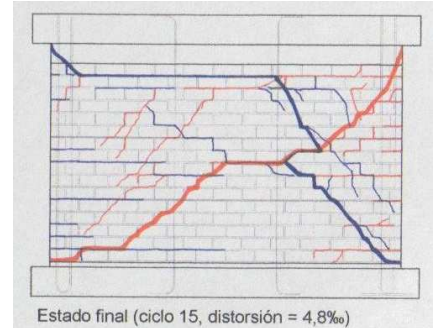


Figura A.65: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-02vd-SA02".

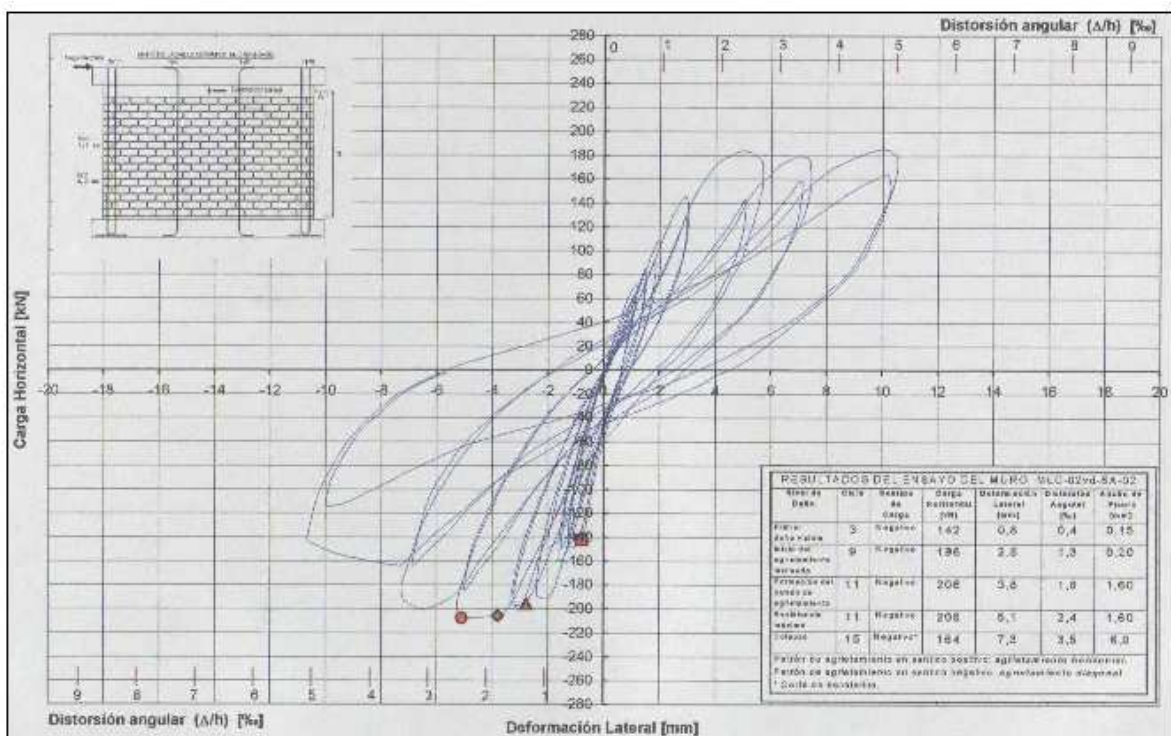


Figura A.66: "Curva de Histéresis del Muro MLC-02vd-SA02".

MLC-03vd-SA-01

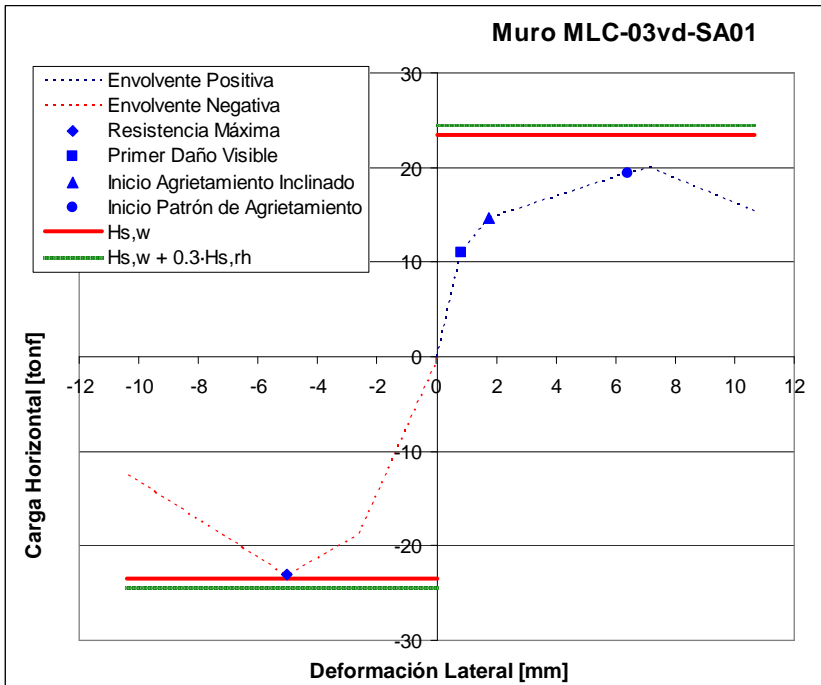


Figura A.67: “Curva Envolvente del Muro MLC-03vd-SA01”.

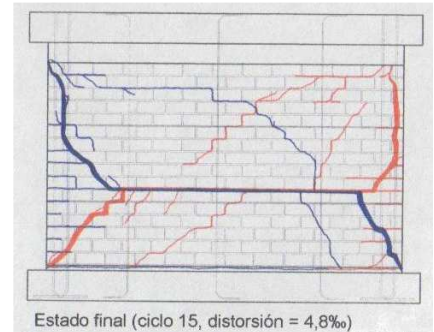


Figura A.68: “Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03vd-SA01”.

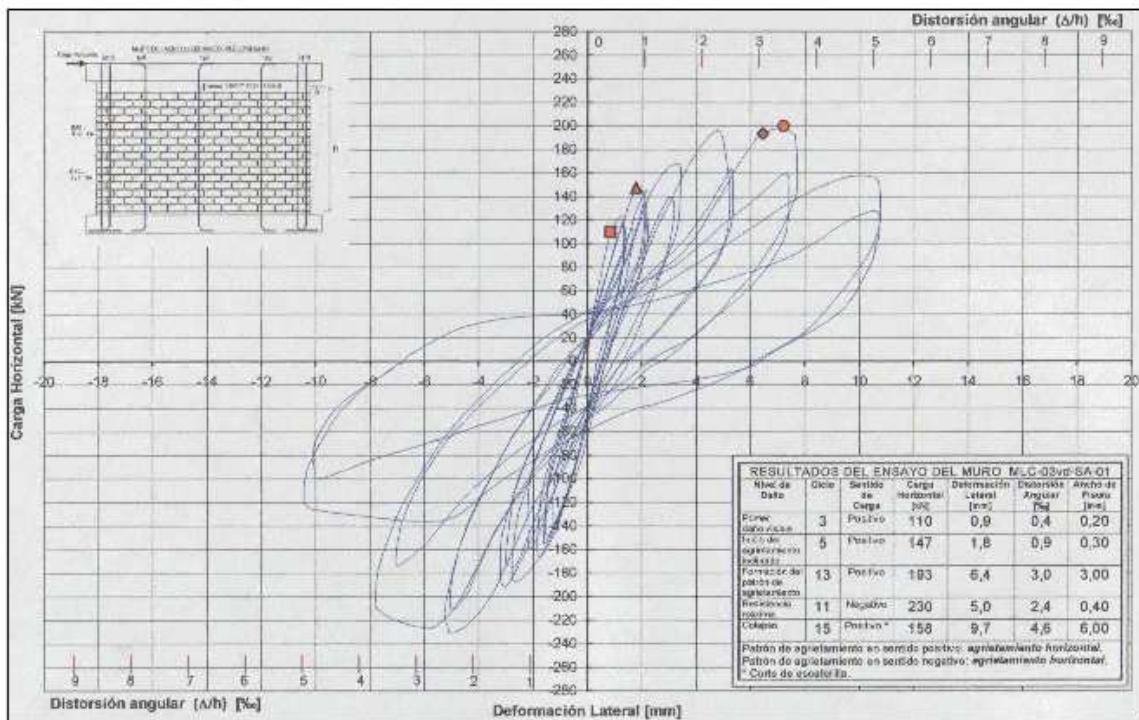


Figura A.69: “Curva de Histéresis del Muro MLC-03vd-SA01”.

MLC-03vd-SA-02

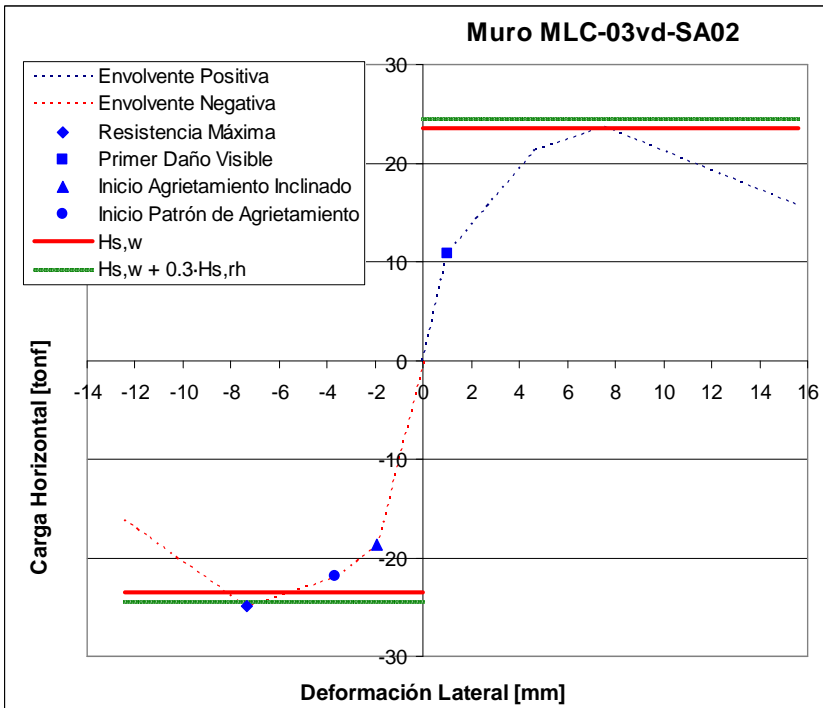


Figura A.70: "Curva Envolvente del Muro MLC-03vd-SA02".

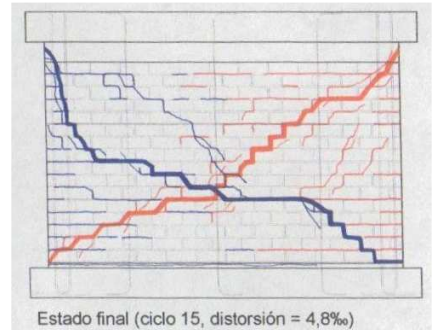


Figura A.71: "Patrón de Agrietamiento al Alcanzar la Resistencia Máxima del Muro MLC-03vd-SA02".

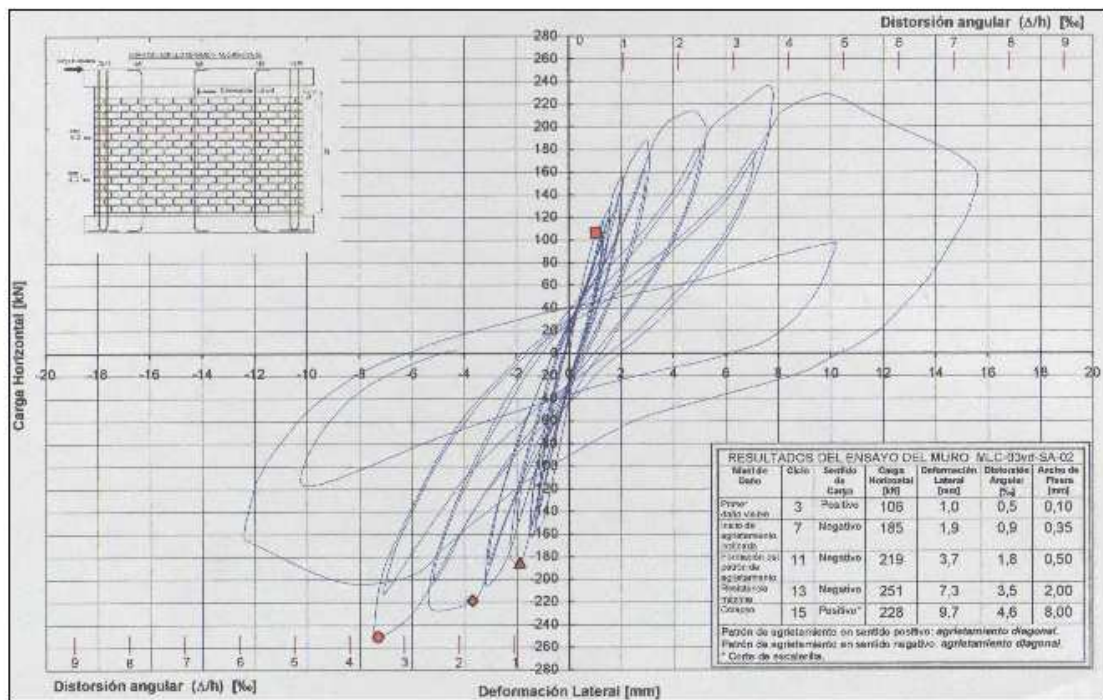


Figura A.72: "Curva de Histéresis del Muro MLC-03vd-SA02".