

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO INGENIERIA CIVIL



**“Modelación Numérica Del Agrietamiento En
Prismas Y Muretes Conformados Por Bloques De
Hormigón”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el
Título de Ingeniero Civil

ALEXIS HERNÁNDEZ FRIZ

Prof. Guía: Alexander Opazo Vega

Concepción, Marzo del 2008

SUMARIO

Este trabajo tiene como objetivo general Modelar numéricamente el agrietamiento de prismas y muretes de bloques de hormigón, sometidos a compresión axial y diagonal, a través del método de los elementos finitos, utilizando para ello un software comercial llamado LUSAS Versión 14.0-3. En este programa vienen implementados dos modelos constitutivos para materiales isotrópicos “Damage Isotropic Model” y “Multi-Crack Model” que permitirán los análisis no lineales requeridos.

Para tales efectos se modelaron en total 345 prismas sometidos a compresión axial y 3 muretes a compresión diagonal, utilizando los modelos constitutivos, a fin de poder determinar en una primera etapa, cual de ambos se ajusta mejor a las capacidades de compresión axial, para ser implementado posteriormente en los casos de compresión diagonal.

Posterior a ello se validaron los ajustes de las curvas Tensión-Deformación, para una serie de prismas instrumentados para tal fin, obteniéndose en algunos casos una superposición de curvas teóricas y reales. Luego de lo cual se comparó la propagación de agrietamiento propuesta por el LUSAS y el agrietamiento real final. Además se obtuvieron una serie de expresiones empíricas que permitirán estimar de buena forma la capacidad última a compresión de la albañilería, hecha con morfologías tradicionales de bloques de hormigón. Al final se implementaron numéricamente las propuestas morfológicas estudiadas actualmente en fase investigativa por la Universidad del Bío-Bío, estimando curvas de Tensión- Deformación para diversas razones de modulo de elasticidad, y formulas que permitan predecir la resistencia prismática a compresión axial de los prismas hechos con bloques innovadores de hormigon.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS Y GRÁFICOS	ix
LISTA DE TABLAS	xiv

CAPÍTULO 1

CONTEXTUALIZACIÓN, OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

1.1	INTRODUCCIÓN	2
1.2	ANTECEDENTES GENERALES	2
1.3	JUSTIFICACIÓN DEL TEMA	5
1.4	OBJETIVOS	5
1.4.1	Objetivo General	5
1.4.2	Objetivos Específicos	6
1.5	ALCANCES DEL TRABAJO	6

CAPÍTULO 2

MECÁNICA DE LA FRACTURA

2.1	INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE LA FRACTURA	9
2.2	TEORÍA DE LA ELASTICIDAD	9
2.2.1	Criterios de Fallo	12
2.3	MECÁNICA DE FRACTURA	17
2.3.1	Comportamiento Mecánico a Tensión del Concreto	23
2.3.2	La Zona de Fallo	25
2.4	MODELOS DE AGRIETAMIENTO	26
2.4.1	Relación Adimensional	28
2.4.2	Expresión Para la Deformación Total	29

CAPÍTULO 3

RECOPIACIÓN MODELACIONES NUMÉRICA DEL AGRIETAMIENTO DE BLOQUES A NIVEL MUNDIAL, POR MEDIO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

3.1	INTRODUCCIÓN	31
3.2	RECOPIACIÓN MUNDIAL DE PUBLICACIONES	32

3.2.1	"Nonlinear Modeling of Concentrically Loaded Reinforced Blockwork Masonry Columns"	32
3.2.1.1	Modelos Constitutivos del Material	32
3.2.1.1.1	Modelo Elasto-Plástico	32
3.2.1.1.2	Modelo de Daño Isotrópico	33
3.2.2	"Compression Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Masonry Prisms"	36
3.2.3	" Resistencia a Compresao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Grauteados"	39

CAPÍTULO 4

ESTUDIO DE LAS TEORÍAS PARA MODELAR EL AGRIETAMIENTO Y COMPORTAMIENTO NO LINEAL

4.1	MÉTODO ELEMENTOS FINITOS	43
4.1.1	Introducción	43
4.1.2	Programación del Método	44
4.1.2.1	Metodología del Método en Aplicaciones Lineales	44
4.1.2.2	Flujo General en un Programa de E.F. Para Cálculo Cálculo Lineal	47
4.1.2.3	Metodología del Método en Aplicaciones No Lineales	49
4.2	MODELOS CONSTITUTIVOS	52
4.2.1	Modelo Constitutivo "Daño Isotrópico"	52
4.2.1.1	Consideraciones Generales	52
4.2.1.2	Condición de Daño	53
4.2.1.3	Regla de Daño	54
4.2.2	Modelo Constitutivo de "Agrietamiento Múltiple"	58
4.2.2.1	Transformación de Esfuerzos y Deformaciones Locales a Globales	58
4.2.2.2	Relaciones de Contacto de Daño Locales	60
4.2.2.3	Curva de Evolución del Daño Antes y Después del Punto Máximo	62
4.2.2.4	Las Implicancias de la Función de Daño Sobre la Consistencia del Algoritmo Tangente	65
4.2.2.5	Función de Generación de la Falla	66
4.2.2.6	Potencial Plástico y Regla de Flujo	67
4.2.2.7	Relación Endurecimiento/Ablandamiento	68

CAPÍTULO 5

IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA DE LOS ENSAYOS DE PRISMAS Y MURETES DE BLOQUES DE HORMIGÓN

5.1	INTRODUCCIÓN	71
5.2	JUSTIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS SELECCIONADOS	71
5.3	PROPIEDADES MECÁNICAS	72
5.3.1	Bloques	72
5.3.2	Mortero de Junta	73
5.3.3	Prismas	74
5.3.4	Morfologías Innovadoras	78
5.3.5	Muretes	79

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS

6.1	ERRORES MEDIOS DE LA RESISTENCIA PRISMÁTICA, PARA LOS MODELOS CONSTITUTIVOS	82
6.2	AJUSTE DE GRAFICAS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PRISMAS	84
6.2.1	Multi-Agrietamiento	85
6.2.2	Daño Isotrópico, caso a	87
6.2.3	Daño Isotrópico, caso b	89
6.3	MEJORES AJUSTES POR MODELO CONSTITUTIVO	94
6.3.1	Multi-Agrietamiento	94
6.3.2	Daño Isotrópico, caso a	94
6.3.3	Daño Isotrópico, caso b	95
6.4	RESULTADOS GRÁFICOS DEL AGRIETAMIENTO EN PRISMAS DE BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN (Modelo Multi-Agrietamiento)	97
6.5	GRAFICAS DE PREDICCIONES RESISTENCIA ULTIMA A LA COMPRESIÓN PARA PRISMAS	101
6.6	MODELACIÓN PRISMAS BLOQUES INNOVATIVOS	108
6.6.1	Curvas Tensión-Deformación Modelo Constitutivo Multi-Agrietamiento	108
6.6.2	Agrietamiento en Bloques Innovativos	111
6.6.3	Curvas de Predicción Resistencia Prismática	112

6.7	GRAFICAS ENSAYOS A COMPRESIÓN DIAGONAL SOBRE MURETES v/s MODELO MULTI-AGRIETAMIENTO	119
6.7.1	Agrietamiento Alcanzado por el Modelo Computacional	121

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

7.1	CONCLUSIONES	125
7.1.1	De La Modelación	125
7.1.2	De Los Resultados	126
7.2	RECOMENDACIONES	129

	BIBLIOGRAFÍA	130
	ANEXO A	133
	ANEXO B	136
	ANEXO C	140
	ANEXO D	142
	ANEXO E	148

LISTA DE FIGURAS Y GRÁFICOS

Figura 2.1: Representación de los criterios de Tresca y Mohr-Coulomb en el método gráfico de Mohr.	14
Figura 2.2: Criterios de fluencia y daños para materiales dúctiles, Tresca y Von Mises y para materiales frágiles, Mohr-Coulomb y Drucker-Prager en el espacio de tensiones principales.	16
Figura 2.3: Modos de propagación de una grieta, a) modo I o de apertura, b) modo II o deslizamiento y c) modo III o de rotura transversal.	18
Figura 2.4: Clasificación de los materiales de acuerdo a su respuesta.	21
Figura 2.5: Tipos de fracturamiento. Adaptado de Bazant y Planas	22
Figura 2.6: Curva esfuerzo-deformación de un espécimen de hormigón sometido a tensión.	24
Figura 2.7: Proceso de fractura en el hormigón. Adoptado por Fernández	25
Figura 2.8: Distribución de tensiones y tamaño de la zona de fallo para un material con plasticidad perfecta y con un material con ablandamiento.	25
Figura 2.9: Curva esfuerzo-abertura de grieta	28
Figura 3.1. Parámetro A del material, obtenido de las ecuaciones 3.4 y 3.5	34
Figura 3.2. Columna de bloques de albañilería probadas por Khalaf et al. (1993); (a) sección transversal, dimensiones y materiales, (b) discretización de elementos finitos, (c) altura de los especímenes.	35
Figura 3.3. Carga v/s Deformación vertical para la columna experimental A10	35
Figura 3.4. Carga v/s Deformación vertical para la columna experimental A14	36
Figura 3.5. Prisma formado por tres bloques y geometría de la sección transversal	37
Figura 3.6. Comparación gráfica entre los resultados del análisis de elementos finitos, experimentales y predicción de la ecuación (3.8)	38

Figura 3.7 Lectura de las deformaciones en los prismas con extensómetros mecánicos	40
Figura 3.8 Esquema de obtención de las deformaciones (medidas en mm)	41
Figura 4.1. Función de daño usando ecuación (4.29)	57
Figura 4.2. Función de daño usando ecuación (4.30)	57
Figura 4.3: POD. Sistema coordinado global y local	58
Figura 4.4 Estado de contacto local	61
Figura 4.5 Función de evolución de daño	63
Figura 4.6 Superficie de daño local	64
Figura 4.7: Función de generación del plano π	67
Figura 5.1. Disposición medición deformaciones en prismas Romagna.	76
Figura 5.2. Morfología 1	78
Figura 5.3. Morfología 2	78
Figura 5.4. Morfología 3	79
Figura 5.5. Morfología 4	79
Figura 5.6. Disposición ejes de medición deformaciones muretes.	80
Figura 6.29 – Propagación de agrietamiento en prisma B1-A1-S/G-AT	97
Figura 6.30 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A1-S/G-AT	98
Figura 6.31 – Propagación de agrietamiento en prisma B3-A1-S/G-AT	99
Figura 6.32 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A2-S/G-AT	99
Figura 6.33 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A2-S/G-AT	100
Figura 6.34 Modo ruptura prisma B3-A2-S/G-AT.	100

Figura 6.35 Fotos de fisuras internas.	101
Figura 6.34 – Propagación de agrietamiento en prisma Morfología 1	111
Figura 6.35 – Propagación de agrietamiento en prisma Morfología 3	111
Figura 6.31 – Agrietamiento final sobre murete, vista perfil	121
Figura 6.32 – Agrietamiento final sobre murete, vista superior	121
Figura 6.33 – Evolución del agrietamiento sobre murete.	122
Figura 6.33– Murete empresa Neira & Hermanos, luego de ser ensayado	123
Figura 6.34– Murete empresa Neira & Hermanos, siendo ensayado	123
Gráfico 6.1 – Errores medios resistencia prismática por caso	82
Gráfico 6.2 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Multi-Agrietamiento”	83
Gráfico 6.3 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Daño Isotrópico”	83
Gráfico 6.4 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Daño Isotrópico”	84
Gráfico 6.5 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT	85
Gráfico 6.6 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT	85
Gráfico 6.7 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT	85
Gráfico 6.8 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT	86
Gráfico 6.9 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT	86
Gráfico 6.10 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	86
Gráfico 6.11 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT	87
Gráfico 6.12 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT	87

Gráfico 6.13 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT	87
Gráfico 6.14 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT	88
Gráfico 6.15 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT	88
Gráfico 6.16 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	88
Gráfico 6.17 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT	89
Gráfico 6.18 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT	89
Gráfico 6.19 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT	89
Gráfico 6.20 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT	90
Gráfico 6.21 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT	90
Gráfico 6.22 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	90
Gráfico 6.23 – Razones de módulos de elasticidad, para las probetas usados en los distinto casos.	91
Gráfico 6.24 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	94
Gráfico 6.25 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT	94
Gráfico 6.26 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	95
Gráfico 6.27 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT	95
Gráfico 6.28 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT	96
Gráfico 6.29 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	102
Gráfico 6.30 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	102
Gráfico 6.31 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	103
Gráfico 6.32 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	103

Gráfico 6.33 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	104
Gráfico 6.34 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	104
Gráfico 6.35 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	105
Gráfico 6.36 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	105
Gráfico 6.37 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	106
Gráfico 6.38 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.	106
Gráfico 6.39 – Curva Tensión-Deformación morfología 1 para varias razones E_m/E_b .	109
Gráfico 6.40 – Curva Tensión-Deformación morfología 2 para varias razones E_m/E_b .	109
Gráfico 6.41 – Curva Tensión-Deformación morfología 3 para varias razones E_m/E_b .	110
Gráfico 6.42 – Curva Tensión-Deformación morfología 4 para varias razones E_m/E_b .	110
Gráfica 6.42 – Ajuste para la morfología 1, en función de E_m/E_b y f_m	112
Gráfica 6.43 – Ajuste para la morfología 1, en función de E_m/E_b y f_{bt}	113
Gráfica 6.44 – Ajuste para la morfología 2, en función de E_m/E_b y f_m	113
Gráfica 6.45 – Ajuste para la morfología 2, en función de E_m/E_b y f_{bt}	114
Gráfica 6.46 – Ajuste para la morfología 3, en función de E_m/E_b y f_m	114
Gráfica 6.47– Ajuste para la morfología 3, en función de E_m/E_b y f_{bt}	115
Gráfica 6.48 – Ajuste para la morfología 4, en función de E_m/E_b y f_m	115
Gráfica 6.49– Ajuste para la morfología 4, en función de E_m/E_b y f_{bt}	116
Gráfica 6.50 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-PR	119
Gráfica 6.51 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-AD	119
Gráfica 6.50 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-DR	120

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Parámetros de los materiales que conforman el prisma	38
Tabla 3.2. Resultados de las pruebas sobre prismas en compresión axial; Pruebas por Khalaf et al. (1994) (Khao) y Ramamurthy et al. (2000) (Ram.)	39
Tabla 5.1. Combinaciones para el modelo constitutivo Multi-agrietamiento	75
Tabla 5.2. Combinaciones modelo Daño Isotrópico.	76
Tabla 5.3. Dimensiones bloques y prismas modelados en la calibración.	77
Tabla 5.4. Dimensiones muretes DICTUC	80
Tabla 6.1. Características mecánicas a la compresión de los bloques y mortero, ensayos Romagna	84
Tabla 6.1 – Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.	92
Tabla 6.2 - Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.	93
Tabla 6.3 - Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.	93
Tabla 6.4 Valores de deformaciones, tensión básica de corte y módulo de corte al 45% de la carga de rotura para muretes fabricados con bloques de hormigón, Analítico	120
Tabla 6.5 Valores de deformaciones, tensión básica de corte y módulo de corte al 45% de la carga de rotura para muretes fabricados con bloques de hormigón, Experimental	120

Guardaré tu ley siempre, Para siempre y eternamente. Y andaré en libertad, Porque busqué tus mandamientos. Hablaré de tus testimonios delante de los reyes, Y no me avergonzaré; Y me regocijaré en tus mandamientos, Los cuales he amado. Alzaré asimismo mis manos a tus mandamientos que amé, Y meditaré en tus estatutos. Salmos 119:44-48

AGRADECIMIENTOS

En agradecimiento a mi Dios y Señor por mostrar su abundante riqueza de gracia en su bondad para conmigo en Cristo Jesús. Quien me dio vida, cuando estaba muerto en mis delitos y pecados. Porque por gracia soy salvo por medio de la fe; y esto no de mí, pues es don de Dios.

CAPÍTULO 1

CONTEXTUALIZACIÓN, OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN DEL TEMA.

Objetivo

El objetivo de este capítulo es el brindar el contexto de la elección del tema de tesis, presentando los antecedentes más influyentes en el, la descripción de los objetivos y el alcance del trabajo.

1.1 INTRODUCCIÓN

A partir del año 2007, la normativa Chilena concerniente a exigencias térmicas para bloques de hormigón sufrió una serie de modificaciones, lo cual se tradujo en un fuerte aumento en el requisito del parámetro de transmitancia térmica. Dicha modificación no resulta para nada menor, incluso pone en jaque a la industria de los bloques de hormigón, la cual no está preparada para afrontar dicho cambio.

Es por ello que la carrera de Ingeniería en Construcción de la Universidad del Bio-Bio, en colaboración con las carreras de Ingeniería Civil y Mecánica han desarrollado un trabajo investigativo, en torno a la innovación de nuevos bloques, tanto en su morfología como materiales que lo componen.

En lo concerniente a este trabajo, se abordará el fenómeno del agrietamiento producido sobre prismas y muretes conformados por bloques huecos de hormigón, ya que este proporciona medios que van en desmedro del cumplimiento normativo, al proporcionar las grietas superficies libres para la pérdida de energía térmica. Para ello se hará uso de un programa computacional denominado “*LUSAS Versión 14.0-3*” que implementa el método de los elementos finitos y además incorpora varios modelos para realizar los respectivos análisis no lineales del material.

1.2 ANTECEDENTES GENERALES.

Desde hace más de 25 años se han desarrollado numerosas investigaciones sobre la aplicación de elementos finitos para modelar el comportamiento del hormigón armado, investigaciones que se resumen en un informe del comité ASCE sobre análisis del Hormigón Armado por Elementos Finitos [8]. Para modelar la fisuración y la rigidización por tracción se han usado dos enfoques básicos, el enfoque de las grietas discretas y el enfoque de las grietas distribuidas (“*discrete crack approach*” y “*smearred crack approach*”)

En la actualidad, numerosas investigaciones enfocan sus esfuerzos en la comprensión del comportamiento mecánico de las estructuras y de los materiales. En las estructuras, el comportamiento mecánico está influenciado por los materiales empleados.

Los materiales cuasifrágiles (*e.g.* concreto, rocas), presentan una curva esfuerzo - deformación a tensión en la cual se observa un intervalo de ablandamiento por deformación después de alcanzar la carga máxima. Este intervalo se caracteriza por un decremento gradual en el nivel de esfuerzos al incrementarse las deformaciones, debido a la propagación inestable de agrietamientos en la estructura. El conocer este comportamiento permite determinar con precisión las condiciones necesarias para que se produzca la falla, así como sus mecanismos y la resistencia asociada a ésta.

El intervalo de ablandamiento por deformación es un proceso no lineal, debido a que su comportamiento se ve influenciado por factores originados durante la formación de la grieta, como por ejemplo los esfuerzos cohesivos. Para analizar el comportamiento de este intervalo y su evolución se han desarrollado diversos modelos numéricos y teorías de falla, algunas de las cuales se desarrollan dentro de la Mecánica de la Fractura. La Mecánica de la Fractura estudia la respuesta y falla de las estructuras como consecuencia del inicio y propagación de agrietamientos en éstas. La Mecánica de la Fractura identifica tres modos básicos de deformación en un cuerpo agrietado, los cuales están caracterizados por el movimiento relativo entre las superficies de la grieta. Estos modos se denominan como: Modo I (modo de abertura), Modo II (modo de deslizamiento o cortante en el plano) y Modo III (modo de deslizamiento o cortante fuera del plano), siendo el Modo I de falla el que típicamente se presenta en el agrietamiento del concreto.

La aplicación de las teorías de la Mecánica de la Fractura es relativamente reciente, e incluso aún se están realizando estudios para determinar el comportamiento de algunos materiales nuevos o compuestos. Los códigos de construcción en la actualidad no consideran las teorías de la Mecánica de la Fractura, por lo que, aparentemente, un cambio parecería innecesario. Sin embargo, se reconoce la necesidad de emplear estas teorías no

sólo en el ámbito académico, sino también en el profesional. El Comité 446 del ACI establece cinco razones para la implementación de las teorías de la Mecánica de la Fractura:

1. Consideración del requerimiento energético para la propagación de la grieta. Se requiere un criterio energético para determinar la formación y propagación de grietas en el diseño.
2. Análisis estructural objetivo. El análisis numérico de la estructura debe ser independiente de aspectos tales como la elección del tamaño del elemento finito, de tal suerte que siempre se produzca la misma disipación de energía durante el proceso de agrietamiento.
3. El material no es plástico perfecto. Materiales como el concreto presentan un intervalo de ablandamiento por deformación, por lo que los análisis plásticos no son del todo adecuados debido a que se produce una sobreestimación de la capacidad de carga.
4. Capacidad de absorción de energía y ductilidad. En muchos problemas es necesario conocer la cantidad de energía absorbida por el proceso de agrietamiento, lo cual no es posible con un análisis plástico.
5. Efecto de tamaño. El esfuerzo nominal de falla disminuye con el incremento del tamaño de la estructura, por lo que este efecto debe ser tomado en cuenta en el diseño estructural.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO DE TESIS

La Universidad del Bio Bio en el mes de enero del año 2006 se adjudico el proyecto INNOVA BIO BIO titulado “Innovaciones en las albañilerías de bloques huecos de hormigón”.

El proyecto propone desarrollar tecnología constructiva para mejorar el comportamiento térmico de la construcción local en bloques huecos de hormigón. Busca crear las condiciones y desarrollar e introducir innovaciones al producto bloque y a los sistemas de construcción en bloques que viabilicen su utilización, en particular en toda la zona centro sur del país.

Todas las innovaciones propuestas para los bloques desde el punto de vista térmico, se deben validar estructuralmente, a través de simulaciones numéricas (por el método de los elementos finitos) de los ensayos experimentales de compresión axial en prismas y compresión diagonal en muretes; de manera de poder determinar con base analítica las propiedades mas relevantes para el diseño sísmico de estos muros.

He aquí la importancia del tema en estudio, ya que este une transversalmente los aspectos térmicos y estructurales, al ser el agrietamiento un medio indudable de la perdida de energía térmica, producido por los estados de carga a los cuales estará sujeta la albañilería.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General.

Modelar numéricamente el agrietamiento de prismas y muretes de bloques de hormigón, sometidos a compresión axial y diagonal, a través del método de los elementos finitos.

1.4.2 Objetivos Específicos.

Estudiar y comprender las teorías de modelación numérica del agrietamiento de bloques de hormigón en el rango no lineal.

Conocer y utilizar programas computacionales basados en el método de elementos finitos no lineales, para modelar numéricamente el agrietamiento en prismas y muretes de bloques de hormigón.

1.5 ALCANCES DEL TRABAJO

Los alcances de este trabajo se están organizando de la siguiente manera:

En el capítulo 2 se presentan brevemente algunos conceptos básicos de la Mecánica de la Fractura: modos de falla, tipos de agrietamiento, etc. Se hace énfasis en la Mecánica de la Fractura No Lineal, la cual es adecuada para modelar el proceso de agrietamiento en los materiales cuasifrágiles, y se presentan los modelos de agrietamiento cohesivos: (1) Modelo de la Grieta Ficticia y (2) Modelo de Banda de Agrietamiento.

El capítulo 3 aborda la búsqueda internacional de material académico relacionado con la modelación numérica por medio de elementos finitos, y expone brevemente cada uno de ellos y los aspectos más importantes que fueron recogidos para este trabajo de investigación.

El capítulo 4 trata sobre la teoría no lineal usada para modelar el agrietamiento y estados últimos no lineales, así como también muestra superficialmente el método en donde estas teorías son implementadas.

El capítulo 5 muestra la implementación numérica de las modelaciones para los prismas y muretes de bloques de hormigón. Muestra los criterios de selección de las distintas series de

ensayos escogidos para cada etapa de la investigación, describe los casos analizados, con sus variables estudiadas. Muestra las nuevas morfologías estudiadas dentro de la Universidad del Bío-Bío.

En el capítulo 6, se muestran los distintos resultados, para cada modelo constitutivo del material, graficas de ajustes de deformación axial de prismas, graficas de predicciones en base a ensayos reales, formas de agrietamiento alcanzadas, predicciones de capacidad axial a la compresión para las nuevas morfologías, graficas de deformación en tracción y compresión para los ensayos de compresión diagonal, realizados sobre los muretes.

El capítulo 7 muestra las conclusiones logradas, luego de estudiados los resultados en base a los objetivos planteados en un comienzo.

La bibliografía presenta todo el material de consulta utilizado en la redacción de esta tesis.

Los anexos respaldan todos los datos generados del procesamiento de la información para los modelos constitutivos del material. Presentan en mas detalle los datos recabados de otras investigaciones que fueron trascendentales para esta tesis.

CAPÍTULO 2

MECANICA DE LA FRACTURA

Objetivo

Este capítulo tiene por finalidad sentar las bases del marco teórico, en lo concerniente a la Mecánica de la Fractura, rama de la mecánica clásica que estudia el fenómeno de agrietamiento, desde una perspectiva lineal-elástico y también no lineal. Además se exponen los enfoques de las teorías de agrietamiento, con los modelos de cohesión.

2.1 INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE LA FRACTURA.

La Mecánica de la Fractura es el estudio de la respuesta y la falla de las estructuras como consecuencia de la aparición y propagación de agrietamientos en éstas. La aplicación de la Mecánica de la Fractura al análisis y diseño estructural es justificable por el hecho de que la falla en las estructuras de hormigón se debe principalmente al agrietamiento y pueden ocurrir de forma catastrófica. Ciertos aspectos de la falla no pueden ser predichas satisfactoriamente por relaciones empíricas obtenidas de pruebas de laboratorio pero pueden ser explicadas racionalmente a través de la Mecánica de la Fractura. El análisis estructural basado en los principios de la Mecánica de la Fractura puede conducir a estimar mejor el tamaño de grietas y las deformaciones bajo cargas de servicio, los factores de seguridad bajo cargas últimas y la respuesta después de la falla durante el colapso.

En los inicios del siglo XX los trabajos de Inglis, Griffith e Irwin sentaron las bases del estudio del fenómeno de la fractura. En especial, los desarrollos de Irwin fueron de suma importancia para la fundamentación teórica de la Mecánica de la Fractura Elástica Lineal (MFEL). La MFEL es altamente simplificada ya que asume que todo el cuerpo es elástico antes y después de la fractura; considera que el proceso de fractura (definido en la siguiente sección) ocurre en una pequeña zona en el extremo de la grieta, permitiendo que el estado de esfuerzos en torno a ésta sea elevado y acepta que debiese ocurrir un comportamiento no lineal, pero dado que ocurre en una zona pequeña, sus efectos son despreciables. Estas simplificaciones hacen que el rango de aplicación de la MFEL sea limitado y que se necesiten otras aproximaciones para el estudio de otros casos.

2.2 TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

El desarrollo de la teoría matemática de la elasticidad fue un paso esencial para la determinación del estado de tensiones y deformaciones a que se encuentran los distintos puntos de los sólidos sometidos a cargas externas. La teoría de la elasticidad en los medios

continuos explica todas las observaciones realizadas por Galileo. Su aparición data de la Francia post-revolucionaria, el profundo tratamiento matemático de los ingenieros y científicos de la “*École Polytechnique*” supuso un salto adelante en la ingeniería y en el tratamiento matemático de problemas complejos.

Poisson utilizó la vieja idea según la cual entre dos partículas actúan fuerzas que son de atracción o repulsión según la distancia en que estas se encuentren para solucionar la extensión de membrana. No obstante fue Navier quien desarrollo la teoría molecular de los cuerpos elásticos. Considerando que en cada partícula que componen los cuerpos sólidos actúan dos tipos de fuerzas ($\sum F$ y $\sum F_1$), las primeras son fuerzas que se balancean entre si representando las fuerzas entre las moléculas cuando no son aplicadas fuerzas externas, las otras balancean las fuerzas externas aplicadas como, por ejemplo, el peso. Navier asumió que la variación de las fuerzas son inversamente proporcionales a la variación de la distancia entre moléculas y actúan en la línea que une ambas. De este modo Navier desarrolló la teoría de la elasticidad de los cuerpos isótropos. Este modelo solo requiere un parámetro de ajuste resultando el coeficiente de Poisson fijado por la propia teoría.

Fue Cauchy quien introdujo el concepto de presión en un plano en la mecánica de los cuerpos sólidos. Conocedor del concepto gracias a la hidrodinámica consideró que, al contrario que en los fluidos, la presión en los sólidos no tiene porque ser normal al plano en que actúa. Relacionó el tensor de tensiones (σ), las tracciones en el plano (\mathbf{t}) y los cosenos directores normales al plano (\mathbf{n}) mediante:

$$\mathbf{t} = \sigma \cdot \mathbf{n} \quad (2.1)$$

dedujo la condición de equilibrio de un elemento diferencial:

$$\nabla \cdot \sigma + \rho b = 0 \quad (2.2)$$

donde σ es un tensor de segundo orden, ρ la densidad del material y \mathbf{b} el vector de las aceleraciones a que se encuentra sometido el material ya sea debido a una variación de la velocidad, al efecto de un campo gravitacional, magnético, etc.

Mediante la condición de equilibrio de momento interno también demostró la simetría del tensor de tensiones ($\sigma = \sigma^T$), es decir las igualdades:

$$\tau_{12} = \tau_{21} ; \tau_{13} = \tau_{31} ; \tau_{23} = \tau_{32} \quad (2.3)$$

Encontró un plano en donde las tensiones cortantes eran nulas, la orientación de este plano define las direcciones principales, por convenio se ordenan de mayor a menor: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, excepto en la mecánica de suelos, donde se ordenan de menor a mayor.

Determinó la cinemática en pequeñas deformaciones, llegando a las relaciones, hoy conocidas con su nombre:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11} &= \frac{\partial u_1}{\partial x_1} & ; & \varepsilon_{22} = \frac{\partial u_2}{\partial x_2} & ; & \varepsilon_{33} = \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \\ \gamma_{12} &= \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + \frac{\partial u_1}{\partial x_2} & ; & \gamma_{13} = \frac{\partial u_3}{\partial x_1} + \frac{\partial u_1}{\partial x_3} & ; & \gamma_{23} = \frac{\partial u_3}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \end{aligned} \quad (2.4)$$

Cauchy relacionó las componentes de las tensiones y las deformaciones linealmente mediante dos constantes, k y K.

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= k\varepsilon_{11} + K(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) & ; & \tau_{12} = \frac{k}{2}\gamma_{12} \\ \sigma_{22} &= k\varepsilon_{22} + K(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) & ; & \tau_{13} = \frac{k}{2}\gamma_{13} \\ \sigma_{33} &= k\varepsilon_{33} + K(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) & ; & \tau_{23} = \frac{k}{2}\gamma_{23} \end{aligned} \quad (2.5)$$

lo que resultó en la ley de Hooke generalizada para materiales isótropos:

$$\sigma = C : \varepsilon \quad (2.6)$$

A partir del trabajo de Cauchy la teoría de la Elasticidad para materiales isótropos bajo pequeñas deformaciones quedaba bien definida. Una vez establecida la teoría matemática de la elasticidad numerosos científicos y matemáticos, Euler y Saint-Venant entre otros, se dedicaron a la solución de distintos problemas. El problema restaba en solucionar una ecuación diferencial. En la mayoría de los casos se consideraba la ley de Hooke como ley constitutiva del material.

El desarrollo de la teoría de la elasticidad facilitó considerablemente el desarrollo de la resistencia de los materiales. Era un requisito poder determinar el campo de tensiones y deformaciones presentes en el material para poder definir el criterio de fallo de tensiones. Estos consideran que el material falla cuando las tensiones en un punto han alcanzado un valor umbral determinado que es propiedad del material.

2.2.1 CRITERIOS DE FALLO

La mayoría de información sobre la resistencia de materiales se obtiene de ensayos uniaxiales, ya sean a compresión o tracción. Es necesario definir una norma de tensiones, o deformaciones, que relacione estados de tensión o deformación multiaxiales a un estado uniaxial equivalente. Hasta la aparición de criterios de fallo complejos la práctica habitual era considerar la máxima tensión (Lamé, Ranking) o deformación (Poncelet, Saint-Venant) principalmente como criterio.

Coulomb consideró la resistencia a compresión axial a partir de asumir que la fractura se produce en un plano α que maximiza el cortante (figura 2.1) cuando este alcanza un valor crítico el material rompe. Es decir, todos los estados que cumplan $\tau_n(\alpha) \leq c$, $\forall \alpha$ siendo c la cohesión del material, son asumibles. En un ensayo uniaxial a compresión el plano de

fallo se produce a 45° de la dirección principal. Posteriormente consideró que la fricción entre los planos debe tenerse en cuenta, el criterio se reescribe como:

$$\tau_n(\alpha) - \eta \sigma_n(\alpha) \leq c \quad \forall \alpha \quad (2.7)$$

donde $\sigma_n(\alpha)$ es la tensión normal al plano α y η el coeficiente de fricción. Bajo un ensayo uniaxial a compresión la relación entre la carga aplicada σ y las tensiones normales y cortantes a un plano α se determinan mediante la transformación: $\tau_n(\alpha) = \sigma \cos(\alpha)\sin(\alpha)$ y $\sigma_n(\alpha) = \sigma \cos^2(\alpha)$. En el momento de fallo uniaxial a compresión la tensión aplicada equivale a $\sigma = f_c$ y el ángulo de fallo, $\alpha = \alpha_0$. Bajo estas circunstancias los parámetros de cohesión (c) y el coeficiente de fricción (η) pueden determinarse como:

$$\eta = \frac{-1}{\tan(2\alpha_0)} \quad c = f_c \frac{\cos^2(\alpha_0)}{\sin(2\alpha_0)} \quad (2.8)$$

Coulomb comprobó que este planteamiento daba buenos resultados con materiales frágiles.

Otto Mohr (1866) definió una representación gráfica de los estados de tensión en cada punto. Marcando las direcciones principales en el eje de ordenadas se podían dibujar tres círculos, el radio del círculo mayor (definido por $\sigma_1 - \sigma_3$) define el cortante máximo. Mohr utilizó su representación gráfica del estado tensional para revisar las teorías de fallo. Dibujando los distintos círculos en el que el material falla bajo distintos estados tensionales se podía determinar la envolvente de los distintos círculos y considerarlo como la superficie de fallo. Utilizando la tensión principal máxima y mínima el criterio de Mohr-Coulomb se puede escribir:

$$\sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin(\phi) - 2c \cos(\phi) \leq 0 \quad (2.9)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno $\eta = \tan(\phi)$ (figura 2.1)

Tresca (1868) asumió que el flujo plástico en materiales dúctiles se iniciaba cuando el cortante máximo alcanzaba un valor umbral. También constato que el flujo plástico no producía una variación de volumen. El criterio de Tresca puede ser expresado utilizando las tensiones principales como:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \leq \sigma_y \tag{2.10}$$

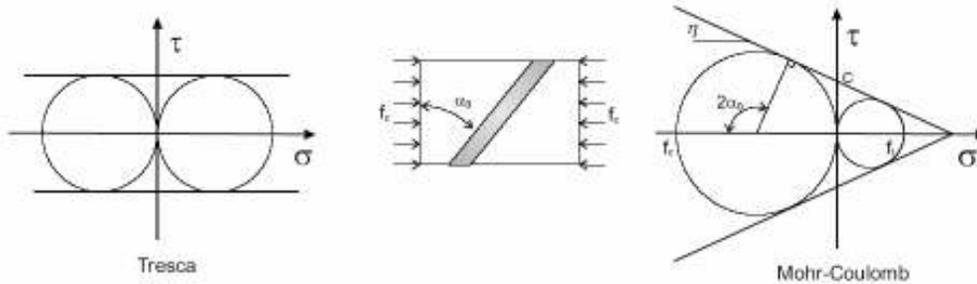


Figura 2.1: Representación de los criterios de Tresca y Mohr-Coulomb en el método grafico de Mohr. Los círculos pertenecen a un ensayo a tracción y compresión uniaxial.

Fuente: manual teoría LUSAS

donde σ_y es la tensión de fluencia en un ensayo uniaxial.

Maxwell notó que la densidad de energía elástica almacenada en el sólido podía descomponerse en una parte volumétrica y otra de distorsión. Maxwell sugirió, aunque no la desarrolló, que la cedencia se producía cuando la energía de distorsión alcanzaba un valor crítico. Beltrami (1885) desarrollo un criterio que consideraba el fallo cuando la máxima densidad de energía elástica almacenada en un punto alcanzaba un valor límite. Esta teoría no concuerda con los resultados experimentales debido a la gran energía elástica almacenada bajo cargas hidrostáticas. Fueron M.T. Huber, e independientemente R. Von Mises, quienes consideraron la energía de distorsión para determinar el fallo bajo cargas combinadas, esta puede escribirse en función de las tensiones principales y del módulo de rigidez cortante (G) como:

$$U = \frac{1}{12G} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \tag{2.11}$$

Cuando esta llegue al valor de un ensayo uniaxial: $U = \frac{\sigma_y^2}{6G}$ el material cede. El criterio de fallo puede escribirse en función de las tensiones principales como:

$$\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \leq \sqrt{2}\sigma_y \quad (2.12)$$

En 1952 Drucker y Prager desarrollaron un criterio de fallo como el Von Mises, pero que tenía en cuenta la presión hidrostática, este se puede escribir:

$$\frac{2 \sin(\phi)}{3 - \sin(\phi)} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} - \frac{6c \cos(\phi)}{3 - \sin(\phi)} \leq 0 \quad (2.13)$$

Los criterios de Tresca, ecuación (2.10), y Von Mises, ecuación (2.11), (o de máxima energía de distorsión) funciona en materiales dúctiles para determinar la tensión de inicio de flujo plástico, estos son insensibles al signo de las cargas. Los materiales frágiles se comportan de distinta manera según si las cargas son a tracción o a compresión. Los criterios de Mohr-Coulomb, ecuación (2.9), y de Drucker-Prager ecuación (2.13), ofrecen una buena aproximación. La geometría del criterio de Von Mises corresponde a un cilindro en el espacio de tensiones principales, el eje del cual es el hidrostático, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (figura 2.2). El criterio de Tresca es un cuerpo de sección hexagonal inscrito en el cilindro de Von Mises. La superficie de Drucker-Prager corresponde a un cono en el espacio de tensiones principales, su eje corresponde con la línea de tensiones hidrostáticas, en su vértice se encuentra el material traccionado y cumple $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \frac{c}{3 \tan(\phi)}$. El criterio de Mohr-Coulomb corresponde a un cono de sección hexagonal inscrito a la superficie de Drucker-Prager (figura 2.2).

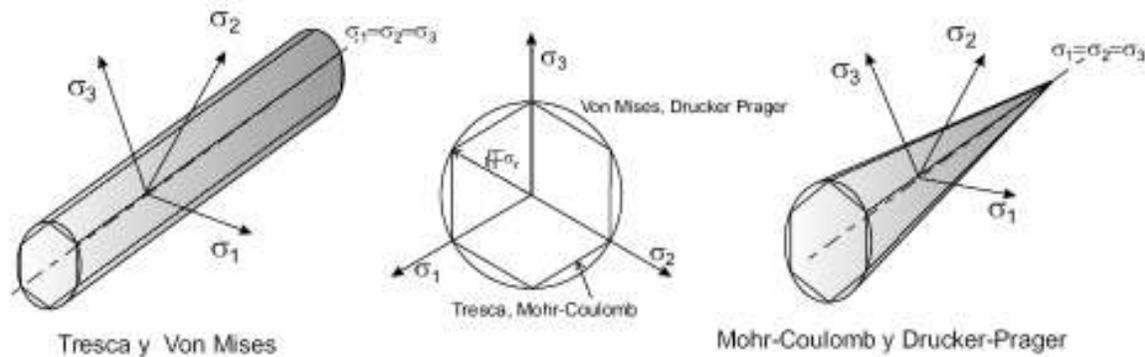


Figura 2.2: Criterios de fluencia y daños para materiales dúctiles, Tresca y Von Mises y para materiales frágiles, Mohr-Coulomb y Drucker-Prager en el espacio de tensiones principales.

Fuente: manual teoría LUSAS

Si la cohesión toma el valor de $c = \sigma_y/2$ $\phi = 0$ el criterio de Drucker-Prager coincide con el Von Mises y el Mohr-Coulomb con el Tresca. Las superficies de Von Mises y de Drucker-Prager ofrecen ventajas al ser implementadas en modelos computacionales de plasticidad o de daño debido a que su derivada no ofrece singularidades.

La aparición de la teoría de la elasticidad y la capacidad de determinar el campo de tensiones en las estructuras, en los casos complejos gracias a la ayuda de los métodos numéricos, ha capacitado el estudio y la determinación del límite de estabilidad de muchas estructuras, pero también ha sido el principal factor de muchos fracasos en la ingeniería. Es una hipótesis de cálculo habitual el considerar como límite de diseño la máxima tensión alcanzada en un punto, este procedimiento requiere la solución de un problema de elasticidad. Es común el diseño de estructuras de tal modo que no dejen de trabajar en su régimen elástico. En este caso un criterio en tensiones que defina el momento en que la respuesta deje de ser lineal es suficiente. El diseño de estructuras para que estas trabajen en régimen lineal elástico solo requiere un análisis de tensiones. No obstante la estabilidad de una estructura dañada por sobrecargas, defectos, impactos, estructuras sometidas a sismos, etc. es un tema que requiere ser incluido en los criterios de diseño y su tratamiento mediante la elasticidad no es suficiente.

Otro tema importante que requiere un análisis más allá del tradicional es el resultado de ensayos experimentales sobre modelos a escala, si se ensaya una estructura fabricada a escala y sometidas a unas cargas que producen unas tensiones σ , en un punto de referencia, la carga de fallo de la estructura real no será cuando el mismo punto este cargado a la misma tensión σ , sino antes. Este hecho conocido como ley de escala no es explicado por las observaciones de Galileo, ni por la teoría de la elasticidad con un límite de tensiones. Este debe ser estudiado con análisis energéticos.

2.3 MECÁNICA DE FRACTURA.

Mediante la teoría continua de la elasticidad, Inglis (1913) resolvió la distribución de tensiones de un cuerpo infinito con un agujero en forma elíptica, observando que cuando la elipse se aplana las tensiones tienden a infinito. Griffith (1921, 1924) notó que en estos casos un criterio de fallo en tensiones no tenía sentido pues el resultado era que cualquier cuerpo con una discontinuidad rompía por pequeñas que fueran las cargas, por solventar esta inconsistencia introdujo un criterio energético. Este puede resumirse como:

“Una grieta progresará si la energía elástica que se descarga en el sólido es superior a la energía necesaria para separar la estructura atómica del material”.

El trabajo original de Griffith consideraba la propagación de la grieta en materiales muy frágiles y homogéneos (vidrio) con lo que una buena medida de la energía necesaria para el avance de una grieta es la energía superficial γ_0 .

No obstante en materiales heterogéneos con una macrogrieta avanzada presenta una zona de fallo distribuida avanzando con ella, esta se conoce como la zona de proceso de fallo (FPZ, de su acrónimo inglés). El tamaño de esta zona acostumbra a considerarse una propiedad del material y la energía necesaria para que evolucione, la energía crítica de

fractura (G_c). La mecánica de la fractura, también la no lineal, parte de la consideración que el tamaño de la zona de fallo es pequeña comparada con el tamaño de la estructura.

La mecánica de la fractura considera que una grieta puede avanzar de tres modos básicos en que puede producirse el agrietamiento y que describe tres movimientos cinemáticas independientes, llamados modo I, II, III. El primer modo es de apertura, en donde las caras de la grieta se separan entre sí en dirección normal a éstas y se desarrollan estos esfuerzos de tensión, el segundo es de deslizamiento, donde las caras de la grieta se deslizan una sobre otras, este modo se desarrolla ante esfuerzos por cortante y el tercer modo de torsión o rasgado, las caras de la grieta se deslizan lateralmente una con respecto a la otra y se desarrolla ante esfuerzos por cortante como se esquematizan en la figura 2.3, se supone que cada uno tiene su energía crítica de avance llamados: G_{Ic} , G_{IIc} y G_{IIIc} respectivamente. Cuando una grieta avanza por combinación de los distintos modos se dice que esta avanzando en modo mixto. Experimentalmente el modo I de fractura es el que ha sido más estudiado y que ha producido resultados satisfactorios, además de que es el modo predominante en la propagación del agrietamiento en el concreto.

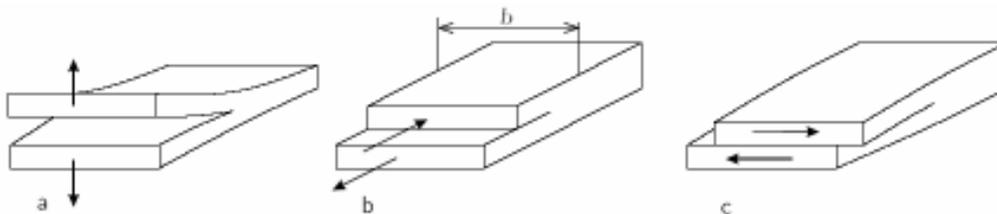


Figura 2.3: Modos de propagación de una grieta, a) modo I o de apertura, b) modo II o deslizamiento y c) modo III o de rotura transversal.

Fuente: análisis por modelación numérica del efecto de tamaño en la fractura de elementos de concreto simple

Consideremos el siguiente equilibrio energético, dado un cuerpo con una energía elástica almacenada (U_e), a la que se aplica un incremento casi estático de energía externa (δW), ocasionando una variación de la energía elástica almacenada (δU_e). La diferencia entre la energía exterior aportada y la variación de la energía elástica es la energía que se encuentra

disponible para la fractura. En el caso que esta tenga un crecimiento inestable el cuerpo experimentara una aceleración que se convertirá en energía cinética (δK).

$$\delta W - \delta U_e = G_c \delta A + \delta K \quad (2.14)$$

donde δA es el incremento de área fracturada.

Según el criterio de propagación de Griffith la ecuación (2.14) puede tener estos casos:

- Si $\delta W - \delta U_e < G_c \delta A + \delta K$ luego $\delta A=0$ y $\delta K=0$ No hay crecimiento
- Si $\delta W - \delta U_e = G_c \delta A + \delta K$ luego $\delta A>0$ y $\delta K=0$ Hay crecimiento estable
- Si $\delta W - \delta U_e > G_c \delta A + \delta K$ luego $\delta A>0$ y $\delta K>0$ Hay crecimiento inestable

donde $\delta W - \delta U_e$ es la energía disponible para la fractura. Si se da el primer caso, el de no crecimiento de la grieta debe garantizarse la ecuación de equilibrio (2.14), la energía exterior aportada se transforma en energía elástica, esto es: $\delta W - \delta U_e=0$.

Consideremos, ahora, los casos extremos y habitualmente de interés, la energía exterior viene gobernada por una fuerza o por un desplazamiento prescrito.

Si describimos la energía elástica del material con una expresión $U_e(A,u)$ donde solo u y A pueden variar, la energía disponible para la fractura se escribe:

$$\delta W - \delta U_e = \left(P - \frac{\partial U_e(A,u)}{\partial u} \right) \delta u - \frac{\partial U_e(A,u)}{\partial A} \delta A = - \frac{\partial U_e(A,u)}{\partial A} \delta A \quad (2.15)$$

si se mantiene constante el área fracturada resulta el segundo teorema de Castigliano $P = \partial U_e(A,u) / \partial u$. Ésta es la energía disponible para la fractura bajo desplazamiento prescrito. Si se determina la energía completaría mediante $U_e(A,u) = Pu - U_e^*(A,P)$ se deriva

$$\delta U_e(A, u) = \delta(Pu) - \delta U_e^*(A, P) = u\delta P + P\delta u - \left(\frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial u} \right) \delta A - \left(\frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial P} \right) \delta P \quad \text{y se}$$

substituye resulta la energía disponible para la fractura con fuerzas controladas:

$$\delta W - \delta U_e = \left(-u + \frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial P} \right) \delta P + \frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial A} \delta A = \frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial A} \delta A \quad (2.16)$$

Entre paréntesis el primer teorema de Castigliano $u = \partial U_e^*(A, P) / \partial P$. Una grieta progresa si:

$$G = \frac{\partial U_e^*(A, P)}{\partial A} = - \frac{\partial U_e(A, u)}{\partial A} \geq G_c \quad (2.17)$$

donde G se conoce como la energía disponible para la fractura.

Irwin relaciono la energía de fractura con el factor de intensidad de tensiones crítico (K_c) mediante la expresión:

$$K_c = \sqrt{E'G_c} \quad \begin{cases} E' = E & \text{Tension plana} \\ E' = E / (1 - \nu^2) & \text{Deformacion plana} \end{cases} \quad (2.18)$$

Para cada energía crítica, en modo I, II, III, le corresponde un factor de intensidad de tensiones crítico. El criterio de evolución de una grieta puede expresarse mediante el factor de intensidades de tensiones, cuando este es igual a su valor critico la grieta avanza. En problemas elásticos el factor de intensidad de tensiones esta relacionado con el campo de tensiones alrededor de una grieta.

La energía de fractura y el factor de intensidad de tensiones críticos representan una propiedad del material. Esta puede depender de la temperatura, humedad o modificarse mediante el trabajo. Por ejemplo un metal sometido previamente a fatiga aumenta su fragilidad.

La mayoría de los materiales empleados en la ingeniería pueden clasificarse en tres grupos, con base en su respuesta “esfuerzo–deformación” a tensión (figura 2.4):

- Frágiles. Estos materiales se caracterizan por una rápida disminución de los esfuerzos cuando el material se ha fracturado.
- Dúctil. Estos materiales se caracterizan porque, una vez que se ha alcanzado el nivel de esfuerzo de fluencia, los esfuerzos se mantienen constantes o se incrementan gradualmente cuando la deformación aumenta.
- Cuasi-frágil. Estos materiales se caracterizan porque, después de que el material alcanza su máximo nivel de esfuerzo, se presenta una disminución gradual de los esfuerzos.



Figura 2.4: Clasificación de los materiales de acuerdo a su respuesta. Adaptado de Shah et al., 1995

Fuente: análisis por modelación numérica del efecto de tamaño en la fractura de elementos de concreto simple

La distribución de esfuerzos en torno a la punta de la grieta se caracteriza por el tipo de comportamiento del material. En esta distribución pueden identificarse tres zonas: (1) zona de proceso de fractura, (2) zona plástica y (3) zona elástica. La zona de proceso de fractura es donde se lleva a cabo el proceso de agrietamiento y se caracteriza por un ablandamiento progresivo para el cual el nivel de esfuerzos va decreciendo conforme aumenta la deformación. Esta zona se encuentra rodeada por una zona plástica en la que se puede

presentar plasticidad perfecta o endurecimiento por deformación. El material que se encuentra fuera de ambas zonas se considera elástico lineal. De acuerdo al tamaño relativo de estas tres zonas se identifican tres tipos de fracturamiento que se muestran esquemáticamente en la figura 2.5 :

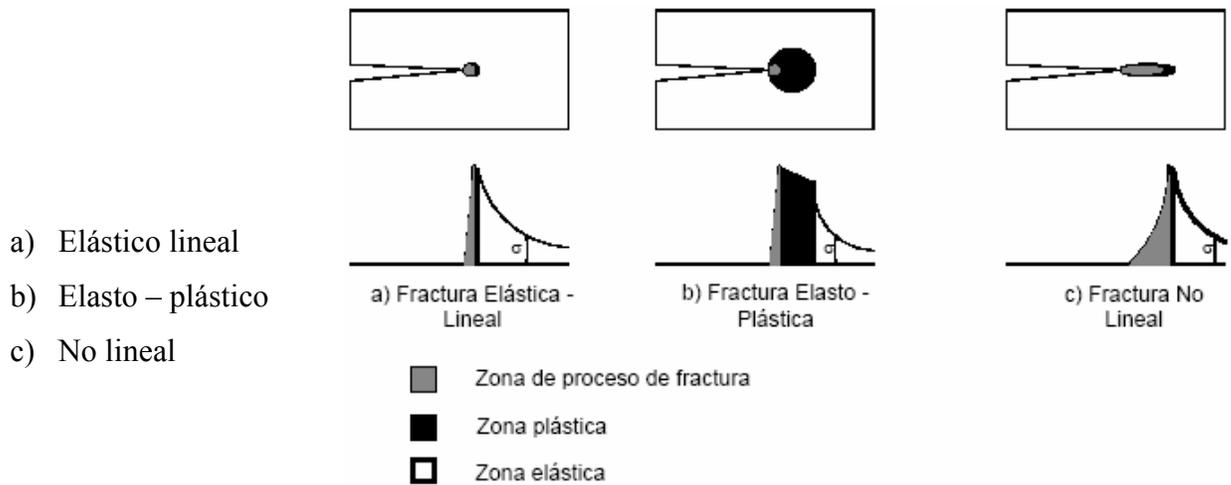


Figura 2.5: Tipos de fracturamiento. Adaptado de Bazant y Planas, 1998

En el tipo de fractura elástica lineal, el tamaño de las zonas de proceso de fractura y plástica son muy pequeñas con respecto al tamaño de la estructura, por lo que puede considerarse que el proceso de fracturamiento ocurre únicamente en la punta de la grieta. En consecuencia, la totalidad de la estructura tiene un comportamiento elástico y puede analizarse bajo los conceptos de la MFEL. Esto ocurre en general en los materiales frágiles o en aquellas estructuras de dimensiones considerables. La MFEL no es aplicable cuando el tamaño de la zona plástica, o bien del de la zona proceso de fractura (correspondientes a los casos b y c respectivamente), es relativamente grande. Para el caso b se emplea la aproximación de la Mecánica de la Fractura Elasto – Plástica en la cual se mantiene pequeña la zona de proceso de fractura pero la zona plástica es relativamente grande. Este tipo de aproximación es adecuada para los materiales dúctiles.

En el tercer tipo de fracturamiento la zona de proceso de fractura es grande y la zona plástica es pequeña en relación a la primera. Este tipo de comportamiento se presenta en los materiales cuasi-frágiles (concreto, hielo, materiales cerámicos, etc.).

2.3.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO A TENSIÓN DEL CONCRETO.

Los materiales cuasi-frágiles presentan un comportamiento altamente no lineal después de que alcanzan el nivel de esfuerzo máximo a tensión. El concreto, por ejemplo, se caracteriza por tener una curva esfuerzo – deformación a tensión como se muestra en la figura 2.6. En ésta puede observarse que el comportamiento esfuerzo –deformación del concreto se caracteriza por tener varios intervalos. El primer intervalo ocurre antes del punto A, el cual representa aproximadamente el 30 % del esfuerzo máximo a tensión. En este intervalo el comienzo de formación de grietas es despreciable. El segundo intervalo está comprendido entre los puntos A y B, que representa aproximadamente el 80 % del esfuerzo máximo a tensión. En este intervalo se inicia la formación y propagación de las grietas internas, que se distribuyen en forma aleatoria en todo el espécimen de prueba propagándose en la dirección perpendicular al de la aplicación de la carga. El tercer intervalo se encuentra entre los puntos B y C; en ésta las grietas internas comienzan a conformar una grieta mayor, que crece conforme la carga va incrementándose. Este fenómeno se conoce como localización del daño o localización de deformaciones. La propagación de la grieta es estable hasta antes de presentarse el esfuerzo máximo, es decir, la grieta se propaga solamente si la carga se incrementa. El cuarto intervalo ocurre después del esfuerzo máximo; la grieta principal continua propagándose aún si se disminuye la carga; en este intervalo se produce un incremento de las deformaciones en la zona de localización, mientras que fuera de ella ocurre una descarga. Este último intervalo se conoce como ablandamiento por deformación.

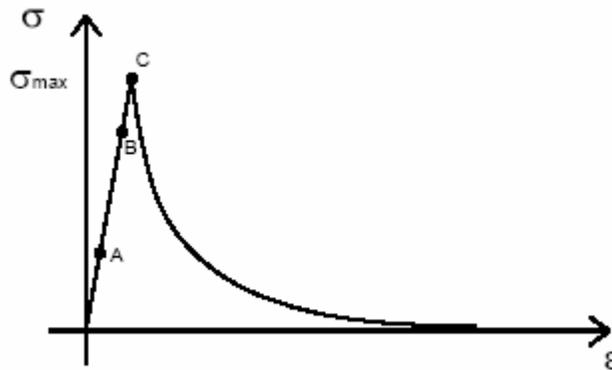


Figura 2.6: Curva esfuerzo-deformación de un espécimen de hormigón sometido a tensión.
Fuente: elaboración propia

En el intervalo de ablandamiento por deformación, la no linealidad se debe a que en la zona de proceso de fractura pueden presentarse esfuerzos que se oponen a la abertura y propagación de la grieta. Dichos esfuerzos se deben a diversos fenómenos, de entre los cuales destaca el puenteo de agregados, en el cual la propagación de la grieta es frenada debido a que durante su trayecto se encuentra con una partícula relativamente fuerte (granos de arena o grava) y para continuar propagándose la grieta debe rodear a la partícula. Si la partícula no es rota o se desprende de una de las caras, ésta es capaz de mantener continuidad en el material y transmitir esfuerzos tal y como se muestra en la figura 2.7. Adicionalmente, la fricción de las caras de la grieta y los agregados también contribuyen a la no linealidad del proceso de fractura, ya que también se oponen a la abertura de la grieta. En conjunto, el puenteo de agregados y la fricción interna generan lo que se conoce como esfuerzos cohesivos, los cuales, como ya se había mencionado antes, se oponen a la abertura y propagación de la grieta.

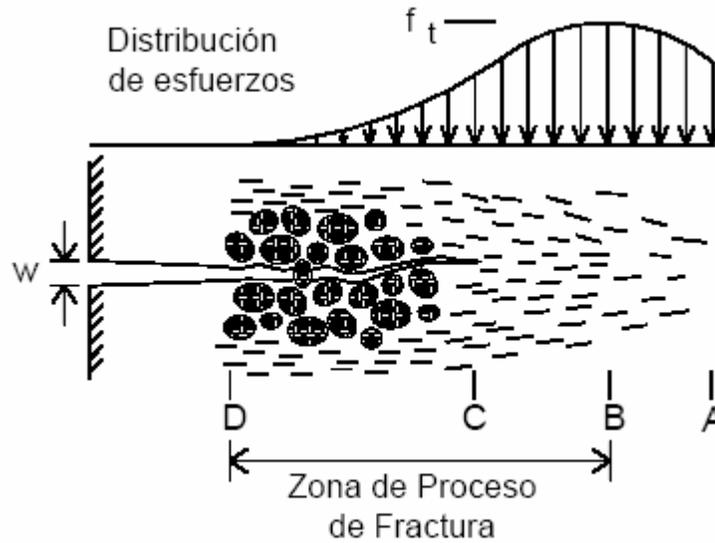


Figura 2.7: Proceso de fractura en el hormigón. Adoptado por Fernández, 2002
 Fuente: análisis por modelación numérica del efecto de tamaño en la fractura de elementos de concreto simple

2.3.2. LA ZONA DE FALLO

La mecánica de la fractura lineal asume que el material se comporta de manera elástica y solo tiene la presencia de una grieta consumiéndose energía en su avance. No obstante en el extremo de la grieta el comportamiento del material es claramente no lineal. La mecánica de la fractura no lineal fue iniciada por Irwin al añadir plasticidad perfecta en el comportamiento del material.

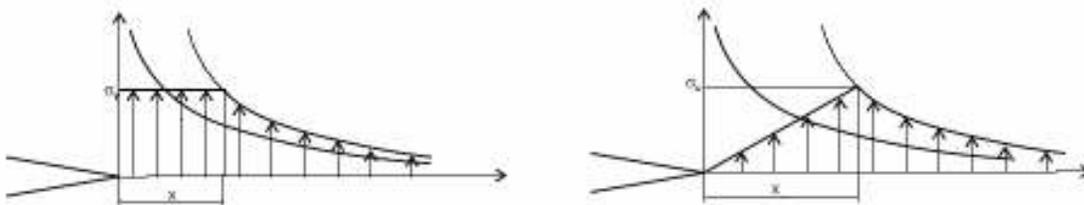


Figura 2.8: Distribución de tensiones y tamaño de la zona de fallo para un material con plasticidad perfecta y con un material con ablandamiento.

Fuente: análisis por modelación numérica del efecto de tamaño en la fractura de elementos de concreto simple

En 1964 Irwin añade plasticidad en la formulación de la mecánica de la fractura, su planteamiento se basa en considerar una ley de plasticidad perfecta en el material a partir de superar la tensión de fluencia, σ_y . Este considera que el campo de tensiones solo se ve modificado en la zona adyacente al extremo de la grieta pareciéndose mucho a la respuesta lineal a cierta distancia, según el principio de Saint-Venant. Esta suposición implica que los resultados serán aceptables cuando la zona de fallo sea pequeña en comparación con el tamaño de la estructura. Irwin determina, aproximadamente, la región sometida a plasticidad perfecta considerando (figura 2.8.Izquierda) que en el extremo de la grieta la tensión equivale a la de fluencia y la longitud al extremo de la grieta sometida a la tensión de fluencia la determina igualando la fuerza resultante. Bajo estas consideraciones la distancia de la zona plástica x puede determinarse:

$$x = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K_{Ic}}{\sigma_y} \right)^2 \quad (2.19)$$

Los materiales conocidos como cuasi-frágiles, hormigón, compuestos, etc. presentan una zona de fallo de daño relativamente grande donde el material primero experimenta un endurecimiento y luego un ablandamiento. Cuanto menor sea la pendiente de ablandamiento del material mayor será la zona de fallo en la dirección de la grieta. Bazant determinó el tamaño de la zona de fallo considerando la distribución con ablandamiento de la figura 2.9 resultando una longitud doble que en el caso de la plasticidad perfecta.

2.4. MODELOS DE AGRIETAMIENTO.

La Mecánica de la Fractura utiliza como parámetro la tasa de energía liberada para describir el proceso de fractura del material. En el caso de los materiales cuasi-frágiles, esta tasa de energía se divide en dos partes: (1) la tasa de energía consumida en la creación de las caras de la grieta y (2) la tasa de energía proveniente de la acción de los esfuerzos cohesivos que se oponen a la abertura de la grieta. Dentro de los modelos desarrollados en la Mecánica de

la Fractura No Lineal, los modelos de agrietamiento cohesivos son los que mejor reproducen el proceso de formación de la grieta en el concreto. En los modelos de agrietamiento cohesivos se asume que la tasa de energía consumida en la creación de las caras de la grieta es menor que la necesaria para separarlos y vencer los esfuerzos cohesivos, por lo que únicamente se considera la contribución de éstos en la tasa de energía liberada. En estos modelos se identifican dos grandes grupos: (1) modelo de grieta ficticia y (2) modelo de banda de agrietamiento.

Los primeros en proponer un modelo de grieta ficticia fueron Hillerborg y sus colaboradores, en 1976, como resultado de su análisis del proceso de fractura en una placa de concreto sujeta a tensión uniaxial. Ellos observaron que en la placa primero se presenta un comportamiento casi lineal antes de que se alcancen los esfuerzos máximos; posteriormente, se forma una pequeña zona de agrietamiento donde se produce una concentración de deformaciones, mientras que fuera de esta zona el cuerpo se descarga casi elásticamente. Para caracterizar el comportamiento de ablandamiento del material en la zona de agrietamiento se propuso emplear un modelo esfuerzo - abertura de grieta ($\sigma - w$). En este modelo se considera que el material es elástico lineal hasta antes de la formación de la grieta, la cual se produce cuando el esfuerzo principal máximo alcanza un cierto valor, propagándose perpendicularmente a la dirección del esfuerzo principal máximo. Después de la formación de la grieta, se introduce un comportamiento de ablandamiento en la zona de proceso de fractura, el cual se caracteriza por tres parámetros esenciales: (1) la resistencia máxima a tensión f_t , (2) la energía de fractura G_f y (3) la abertura de grieta crítica w_c . Estos parámetros están definidos en una curva esfuerzo – abertura de grieta (figura 2.10). El valor de G_f se define como el área bajo la curva esfuerzo – abertura de grieta por lo que puede calcularse como:

$$G_f = \int_0^{w_0} \sigma(w) dw \quad (2.20)$$

Los parámetros G_c y f_t son medibles experimentalmente sin hacer hipótesis explícitas acerca de la forma de la curva de ablandamiento.

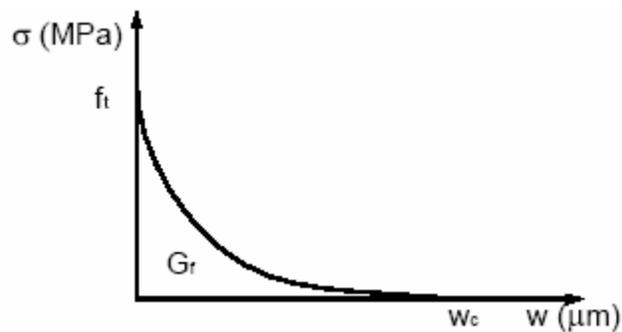


Figura 2.9: Curva esfuerzo-abertura de grieta
Fuente: elaboración propia

La abertura de grieta crítica w_c representa la abertura de grieta para la cual la transferencia de esfuerzos llega a ser nula. Sin embargo este parámetro resulta difícil de determinar experimentalmente a diferencia de f_t y G_c .

2.4.1 RELACIÓN ADIMENSIONAL

Estos modelos se clasifican en dos tipos: (1) Lineales y (2) No Lineales. Entre los modelos lineales presentados en la literatura se encuentran: modelo lineal, modelo bilineal y modelo trilineal. Entre los modelos no lineales destacan: Modelo exponencial, modelo de Hordijk, modelo de Moelands – Reinhardt.

El proceso de agrietamiento en el concreto no ocurre a lo largo de una línea (para un problema definido en dos dimensiones), como se asume en el modelo de grieta ficticia, sino que ocurre en una zona o banda de agrietamiento donde se presenta un microagrietamiento debido al puenteo de los agregados y a la ramificación de las grietas. Esto llevó a Bazant y Oh en 1983 a formular el modelo de banda de agrietamiento, el cual asume que el proceso de fractura ocurre en una banda de ancho k donde se concentra de manera uniforme el microagrietamiento. El ancho de banda de agrietamiento k se considera una propiedad del material; en el caso del concreto, k es entre tres y cinco veces el tamaño máximo del agregado. En el modelo de banda de agrietamiento, se considera que un cuerpo tiene un

comportamiento elástico lineal hasta que los esfuerzos principales alcanzan el valor del esfuerzo resistente a tensión. Posteriormente, se forma una banda de agrietamiento en la cual el material tiene un comportamiento inelástico, mientras que fuera de esta banda el material es elástico lineal.

2.4.2 EXPRESIÓN PARA LA DEFORMACIÓN TOTAL

Donde ϵ_e es la deformación elástica que se presenta en todo el cuerpo y ϵ_f es la deformación inelástica de fractura generada por el microagrietamiento. La densidad de energía de fractura γ_f es el trabajo por unidad de volumen necesario para formar una grieta completamente abierta y se calcula como:

$$\gamma_f = \int_0^{\infty} \sigma d\epsilon^f \quad (2.21)$$

Las aproximaciones de Hillerborg y Bazant desde el punto de vista ingenieril pueden considerarse equivalentes sobretodo si k es muy pequeña comparada con las dimensiones del elemento que se analiza. La abertura de grieta w del modelo de grieta ficticia se relaciona con la deformación inelástica ϵ^f del modelo de Banda de agrietamiento como:

$$k \epsilon^f = w \quad (2.22)$$

La energía de fractura G_f y la densidad de energía de fractura γ_f se relacionan a través de la siguiente expresión:

$$G_f = k \gamma_f \quad (2.23)$$

Con base en las ecuaciones 2.22 y 2.23 se pueden relacionar los modelos de grieta ficticia y de banda de agrietamiento, dado el establecimiento del ancho de la zona de agrietamiento k . En particular la ecuación 2.23 abre la posibilidad de emplear en el modelo de banda de agrietamiento los mismos modelos analíticos de la curva esfuerzo – abertura de grieta desarrollados para la aproximación de la grieta ficticia.

CAPÍTULO 3

RECOPIACION MODELACIONES NUMERICAS DEL AGRIETAMIENTO DE BLOQUES A NIVEL MUNDIAL, POR MEDIO DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS

Objetivo

Presentar la búsqueda de material académico trascendental para el desarrollo de este trabajo.

3.1 INTRODUCCION

En el mundo son muchos los trabajos que tratan el tema de la albañilería, incluso la de bloques huecos de hormigón, estos pueden ir desde simple caracterizaciones físicas y mecánicas de los bloques mismos y del mortero usado en las uniones, pasando por la instrumentación, análisis y la posterior inferencia estadística de los resultados de ensayos efectuados a prismas y muretes para ser plasmadas en expresiones útiles para el posterior diseño, hasta avanzadas investigaciones que consideran la incursión del material en rangos no lineales, valiéndose para ello de sofisticados instrumentos de medición y programas computacionales para modelar los mas diversos escenarios.

Dentro de todo este amplio mundo de información destacan los que a juicio del autor, resultan los trabajos mas interesantes por cuanto a la calidad de la información presentada y en la utilización del Método de los Elementos Finitos para rangos del material no lineales, los cuales son: “Nonlinear modeling of concentrically loaded reinforced blockwork masonry columns” [11], “Compression behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms” [12].

El trabajo de Romson Heleo Romagna, “Resistencia a compressao de prismas de blocos de concreto grauteados e nao grauteados” [19] merece una consideración aparte, ya que como objetivo principal planteaba estudiar las propiedades mecánicas y el modo de ruptura de prismas de bloques de hormigón grauteados y no grauteados sometidos a compresión axial. Pero lo que la convierte altamente atractiva es el registro de las mediciones de deformación en los prismas, esta información resultara trascendente en la validación de los métodos que se quieren emplear para las modelaciones de agrietamiento.

A continuación se expondrán los aspectos teóricos y prácticos más relevantes, de los dos primeros trabajos para el desarrollo de esta tesis, dejando para capítulos posteriores el último trabajo presentado.

3.2 RECOPIACION MUNDIAL DE PUBLICACIONES

3.2.1 “NONLINEAR MODELING OF CONCENTRICALLY LOADED REINFORCED BLOCKWORK MASONRY COLUMNS”

Esta publicación fue presentada el año 2004 en el congreso canadiense de ingeniería civil “Canadienne de Génie Civil” por los señores Hasan Orhun Koksall, Bilge Doran, Ayse Elif Ozsoy, y Sema Noyan Alacali. Trata sobre el estudio de columnas formadas por 6 bloques de hormigón reforzadas con armadura para tomar las solicitaciones de corte y flexión. Para esto se dispuso de un conjunto de 33 ensayos con sus principales parámetros resistentes como resistencia a la compresión y modulo de elasticidad, y la modelación individual de cada uno de ellos en el programa de elementos finitos LUSAS.

Dentro de este programa a su vez fueron utilizados dos modelos constitutivos de los materiales que formaban parte de estas columnas, uno de ellos es un modelo elasto-plástico que adopta el criterio de Drucker-Prager y otro de daño isotrópico a fin de simular el comportamiento no lineal de los bloques, grout definido por el ACI como *lechada de relleno*, mortero de junta y el refuerzo de acero.

3.2.1.1 MODELOS CONSTITUTIVOS DEL MATERIAL

3.2.1.1.1 MODELO ELASTO-PLASTICO

La respuesta del material de grout, mortero y bloques es numéricamente simulada usando los conceptos de la teoría de elasto-plasticidad y los enfoques previos de mecanismos de daño para prismas de albañilería (Koksall et al. 2003, 2004; Karakoc et al 2003). El criterio de falla de Drucker-Prager posee dos parámetros que definen el modelo, la cohesión, c , y el ángulo de fricción interna, ϕ . El ángulo de fricción interna puede variar desde 30° a 35° para el hormigón (Karakoc and Koksall 1997; Oller et al. 1990; Doran et al. 1998).

La cohesión de los bloques, c_{bl} , es adoptada de Chen (1982) y verificada por análisis de elementos finitos no lineales como:

$$c_{bl} = \frac{f_{bl}}{4} \quad (3.1)$$

Donde f_{bl} es el esfuerzo en compresión de un bloque. Las siguientes ecuaciones han sido previstas y propuestas por Koksál et al.(2003) para la cohesión y el ángulo de fricción interna del mortero, c_{mr} y ϕ_{mr} , respectivamente como

$$\begin{aligned} c_{mr} &= 0,129 f_{mr} + 1.85 \\ \phi_{mr} &= 1.519 f_{mr} \end{aligned} \quad (3.2)$$

donde f_{mr} es la resistencia a compresión del mortero

3.2.1.1.2 MODELO DE DAÑO ISOTROPICO

El modelo de daño de Oliver (Oliver et al. 1990) inicialmente desarrollado para elementos de hormigón y ahora disponible en el programa LUSAS, corresponde a un tipo de modelo de daño basado en esfuerzos elasticos, en el que los daños se determinan por una norma de energía elástica complementaria. Esta teoría será presentada en los capítulos siguientes en detalle.

Una de las contribuciones de este artículo al actual trabajo fue la incorporación de expresiones analíticas y empíricas para el parámetro A del material, utilizado por Oliver en el desarrollo de su teoría de daño y necesario para el modelo constitutivo del programa LUSAS Versión 14.0-3 y la energía de agrietamiento G_f respectivamente.

$$G_f = 15,48 d_{\max} \frac{f_t^2}{E_0} \quad (3.3)$$

$$A = \left[15,48 \frac{d_{\text{máx.}}}{h} - \frac{1}{2} \right]^2 \tag{3.4}$$

Pero sin embargo lo que se presenta como un mayor avance es la expresión final de A luego de aplicar una serie de reducciones, con lo cual se llega

$$A = \frac{h}{310} \tag{3.5}$$

Lo conveniente de estas expresiones es la dependencia solo de características físicas y no mecánicas de los materiales, como por ejemplo en la ecuación 3.4, A depende del diámetro mayor del agregado y de la longitud característica del elemento finito; en el caso de la expresión 3.5 esto es aun mucho mas simple por depender solo del grado de discretización del modelo, lo cual es tremendamente provechoso. En la figura 3.1 se muestran cuatro curvas parametrizadas para diferente tamaño de agregado y para la aproximación de A.

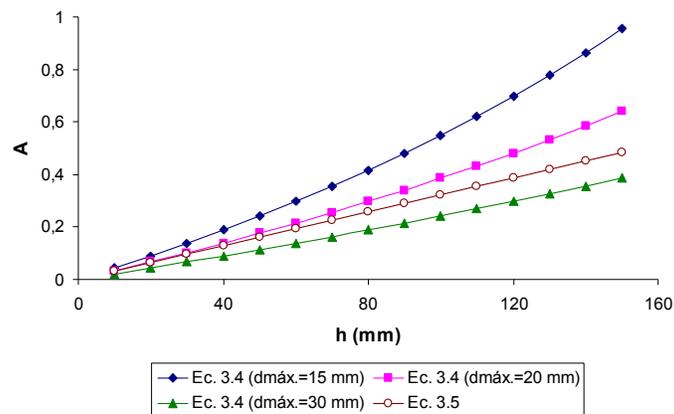


Figura 3.1. Parámetro A del material, obtenido de las ecuaciones 3.4 y 3.5

Fuente: elaboración propia

Las figuras 3.2 a-b-c muestran la sección transversal de los bloques con las disposiciones de la enfierradura, y la adopción de la simetría usada en los modelos numéricos. Esto

resulta de gran ayuda en el procesamiento de los modelos reduciendo los tiempos de cálculo y la memoria necesaria en el PC y finalmente la disposición de los bloques en altura respectivamente.

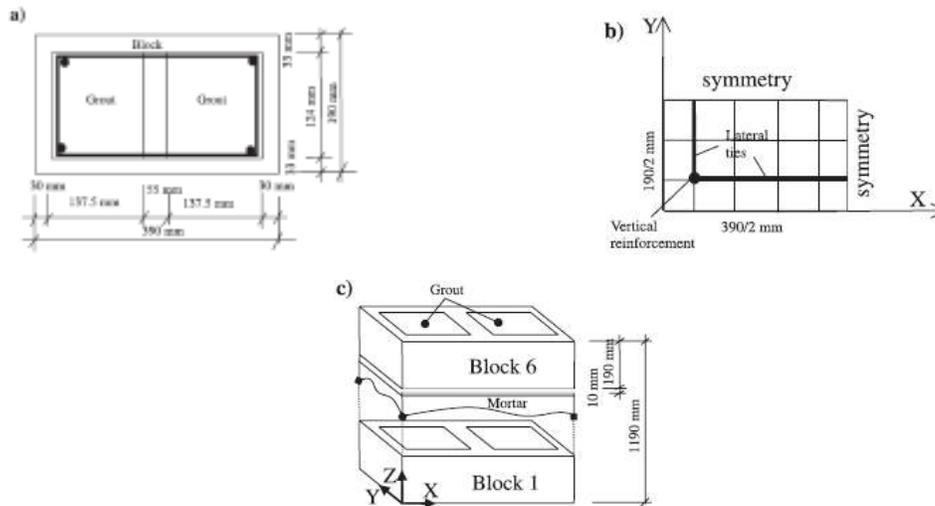


Figura 3.2. Columna de bloques de albañilería probadas por Khalaf et al. (1993); (a) sección transversal, dimensiones y materiales, (b) discretización de elementos finitos, (c) altura de los especímenes.

Fuente: Nonlinear modeling of concentrically loaded reinforced blockwork masonry columns

Finalmente se muestran las curvas de dos casos modelados numéricamente en el LUSAS, haciendo la comparación entre las mediciones reales y las arrojadas por el programa usando ambos modelos constitutivos, figuras 3.3 y 3.4

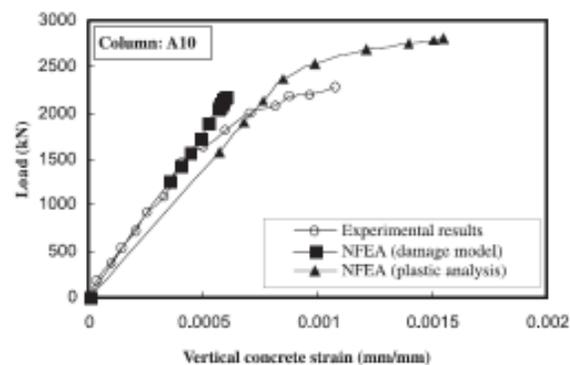


Figura 3.3. Carga v/s Deformación vertical para la columna experimental A10
Fuente: Nonlinear modeling of concentrically loaded reinforced blockwork masonry columns

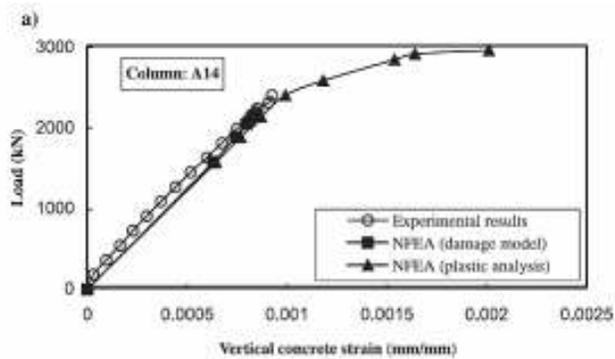


Figura 3.4. Carga v/s Deformación vertical para la columna experimental A14
Fuente: Nonlinear modeling of concentrically loaded reinforced blockwork masonry columns

3.2.2 “COMPRESSION BEHAVIOR AND FAILURE MECHANISMS OF CONCRETE MASONRY PRISMS”

Este artículo fue publicado en el año 2005 en la revista “Journal of materials in civil engineering © ASCE”, escrito por los señores Hasan Orhun Koxsal; Cengiz Karakoc y Hakki Yildirim. El principal objetivo de este estudio es dar una mejor descripción de la instancia última del comportamiento y el mecanismo de falla de tres bloques, formando un prisma de mampostería, en virtud de la compresión axial utilizando un elemento finito tridimensional no lineal. Los modelos generados en esta investigación fueron desarrollados en LUSAS, utilizando los mismos modelos constitutivos que el caso anterior, salvo que en este caso la expresión de la energía de agrietamiento, difiere de la ecuación 3.3.

$$G_f = 30.5 + 6.64 f_t^2 \tag{3.6}$$

Llegando a deducir una expresión similar a la ecuación (3.5)

$$A \approx \frac{h}{371} \tag{3.7}$$

Además plantean una serie de aproximaciones para la resistencia a la tracción, f_t , modulo de elasticidad inicial E_0 , modulo de poisson igual a 0.2, tanto para los bloques y mortero de junta.

$$f_t = \frac{f_c}{10} \qquad E_0 = 1000 f_c$$

El análisis realizado de los elementos finitos tridimensionales en este estudio, predice una buena concordancia con los resultados experimentales de Ramamurthy et al. (2000), Khalaf et al. (1994) y Hamid y Drysdale (1976). Con base en los resultados de los análisis de la no linealidad, el estudio concluye con la propuesta de simples relaciones para la predicción de fuerzas de compresión sobre los prismas. La figura 3.5 muestra un esquema de los prismas y la sección transversal asumida, valiéndose de criterios de simetría, para reducir al igual que en el caso anterior, la cantidad de elementos finitos.

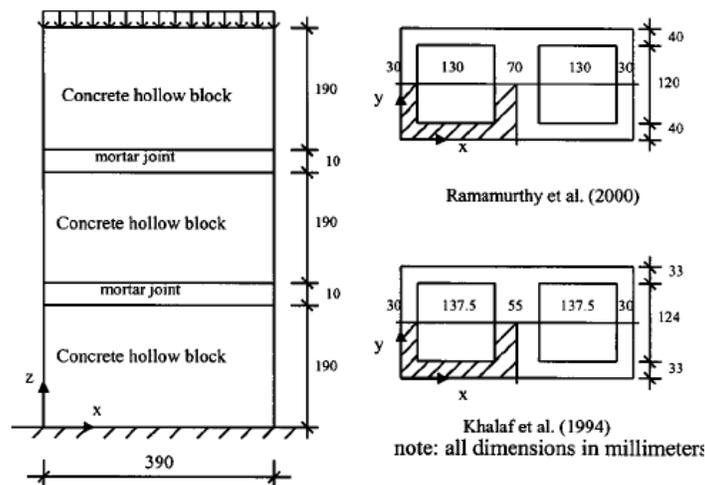


Figura 3.5. Prisma formado por tres bloques y geometría de la sección transversal.
Fuente: Compression behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms

En la serie de prismas ensayados por Khalaf et al. 1994 y Ramamurthy et al. 2000, se usaron bloques de mismas propiedades resistentes, para un conjunto de morteros de calidad inferior al hormigón de los bloques, los parámetros de los materiales y valores de resistencia a la compresión axial de los elementos del prisma, obtenidos de los análisis se

presentan en la tabla 3.1 y en la tabla 3.2 los resultados de los elementos finitos tridimensionales, en la figura 3.6 se hace una comparación grafica de los resultados de los prismas. La siguiente ecuación ha sido propuesta para la resistencia a la compresión de prismas de mampostería de bloques huecos (Koksai et al. 2003)

$$f_m' = 1.57 \ln(f_{mr}) + 0.75 f_{bl} \tag{3.8}$$

Tabla 3.1. Parámetros de los materiales que conforman el prisma

Specimen no.	Mortar		
	f_{mr} (Mpa)	c_{mr} MPa	ϕ_{mr}
$f_{bl}=19.44$ MPa; $E_b=19,440$ MPa; $c_{bl}=4.86$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Kha.1	7.36	2.80	11.18
Kha.2	12.32	3.44	18.71
Kha.3	21.20	4.58	32.20
$f_{bl}=19.75$ MPa; $E_b=19,750$ MPa; $c_{bl}=4.93$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Ram.1	15.60	3.86	23.70
Ram.2	12.15	3.42	18.45
Ram.3	5.00	2.50	7.60
Ram.4	4.27	2.40	6.49
$f_{bl}=17.56$ MPa; $E_b=17,560$ MPa; $c_{bl}=4.39$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Ram.5	15.60	3.86	23.70
Ram.6	12.15	3.42	18.45
Ram.7	5.00	2.50	7.60
Ram.8	4.27	2.40	6.49
$f_{bl}=13.48$ MPa; $E_b=13,480$ MPa; $c_{bl}=3.37$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Ram.9	12.15	3.42	18.45
Ram.10	5.00	2.50	7.60
Ram.11	4.27	2.40	6.49
$f_{bl}=10.93$ MPa; $E_b=10,930$ MPa; $c_{bl}=2.73$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Ram.12	5.00	2.50	7.60
Ram.13	4.27	2.40	6.49
$f_{bl}=6.74$ MPa; $E_b=6,740$ MPa; $c_{bl}=1.69$ MPa; $\phi_{bl}=33.50^\circ$			
Ram.14	4.27	2.40	6.49

Note: Kha=Khalaf—Khalaf's experiments (Khalaf et al. 1994) and Ram.=Ramamurthy—Ramamurthy's experiments (Ramamurthy et al. 2000).

Fuente: Compresión behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms

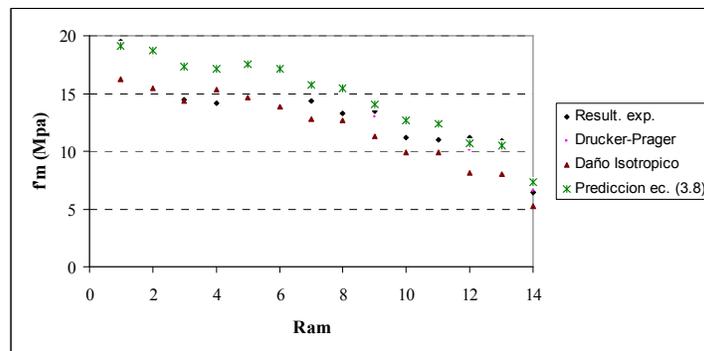


Figura 3.6. Comparación grafica entre los resultados del análisis de elementos finitos, experimentales y predicción de la ecuación (3.8)

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.2. Resultados de las pruebas sobre prismas en compresión axial; Pruebas por Khalaf et al. (1994) (Kha) y Ramamurthy et al. (2000) (Ram.)

Specimen no.	Eq. (3.8) (MPa)	Experimental results (MPa)	FEA results	
			Drucker-Prager (MPa)	Isotropic damage (MPa)
Kha.1	17.71	17.80	17.96	14.20
Kha.2	18.52	17.40	18.87	14.89
Kha.3	19.37	21.40	19.64	16.24
Ram.1	19.12	19.49	19.10	16.27
Ram.2	18.73	18.41	18.70	15.42
Ram.3	17.34	14.42	17.52	14.31
Ram.4	17.09	14.11	17.46	15.38
Ram.5	17.48	17.36	17.03	14.67
Ram.6	17.09	16.90	16.73	13.89
Ram.7	15.70	14.39	15.65	12.77
Ram.8	15.45	13.31	15.52	12.70
Ram.9	14.03	13.48	12.99	11.24
Ram.10	12.64	11.21	12.29	9.94
Ram.11	12.39	11.00	12.16	9.87
Ram.12	10.73	11.14	10.07	8.14
Ram.13	10.48	10.86	10.01	8.01
Ram.14	7.33	6.43	6.52	5.27

Note: FEA=finite element analysis.

Fuente: Compresión behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms

3.2.3 “RESISTENCIA A COMPRESSAO DE PRISMAS DE BLOCOS DE CONCRETO GRAUTEADOS E NAO GRAUTEADOS”

Este trabajo corresponde a una tesis para optar al grado de maestro en ingeniería por el señor Romson Heleo Romagna [19], publicado en la Universidad Federal de Santa Catalina, Florianópolis. En el se abordan los objetivos de estudiar las propiedades mecánicas y el modo de ruptura de prismas de bloques de hormigón con grout y sin grout sometidos a compresión axial. Fueron modelados 60 tipos de prismas, con tres bloques de diferentes resistencias a compresión y dos tipos de mortero de junta (1:1:6) y (1:0,5:4,5).

Fueron realizados varios ensayos a los componentes de los prismas, los bloques fueron caracterizados por sus dimensiones, resistencia a compresión, resistencia a tracción,

absorción y módulo de elasticidad. Las deformaciones de los prismas fueron monitoreadas a través de “demec gauges” durante los ensayos a los prismas.

Para realizar los ensayos de deformación, fueron colocados en 12 prismas “demec-points”, durante 24 horas previas al ensayo, para que las deformaciones longitudinales fueran monitoreadas a través de extensómetros mecánicos, “demec-grauge”, como se muestra en la figura 3.7



Figura 3.7 Lectura de las deformaciones en los prismas con extensómetros mecánicos
Fuente: Resistencia a compressao de prismas de blocos de concreto grauteados e nao grauteados.

Las lecturas de deformación eran leídas cada 25 KN (2500 Kgf), hasta el 60% de la carga de ruptura. Posterior al 60%, las lecturas eran leídas cada 50 KN. Cabe resaltar que las mediciones fueron realizadas por un solo operador en todos los ensayos durante todo el estudio. La figura 3.8 muestra el esquema de las posiciones de los extensómetros para realizar las mediciones de deformación longitudinal.

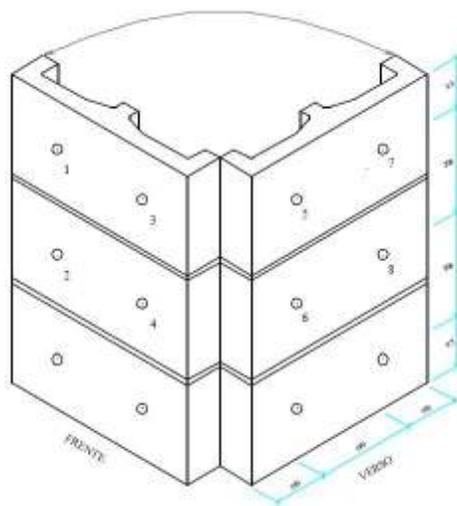


Figura 3.8 Esquema de obtención de las deformaciones (medidas en mm)

Fuente: Resistencia a compressao de prismas de blocos de concreto grauteados e nao grauteados.

Dentro de la implementación de este trabajo solo fueron consideradas las mediciones de los puntos 1, 7, 2 y 8, por quedar estos dentro de la geometría modela de los prismas en el LUSAS Versión 14.0-3

Aunque este trabajo fue desarrollado desde un enfoque más experimental, no considerando el uso del método de los elementos finitos, los resultados logrados son importantes en la etapa de validación de las curvas de deformación de esta investigación.

CAPÍTULO 4

ESTUDIO DE LAS TEORIAS PARA MODELAR EL AGRIETAMIENTO Y COMPORTAMIENTO NO LINEAL

Objetivo

Se presenta el Método de los Elementos Finitos, abordando los principales tópicos en aplicaciones lineales y no lineales, la metodología de convergencia en los casos no lineales y ambos modelos constitutivos que se utilizaran en las modelaciones de prismas y muretes.

4.1 METODO ELEMENTOS FINITOS (MEF)

4.1.1 INTRODUCCION

Los métodos de elementos finitos constituyen hoy en día el procedimiento habitual de cálculo en Mecánica Estructural y Mecánica de Sólidos en general. Su uso está también muy extendido en la resolución de problemas de Transferencia de Calor, y empieza a cobrar importancia en otras áreas, como la Mecánica de Fluidos o el Electromagnetismo.

El conocimiento de estas técnicas numéricas resulta actualmente casi imprescindible para aquellos que se desenvuelven en el ámbito de la Ingeniería Civil y la Ingeniería Mecánica, ya que la mayor parte de los análisis de tensiones que se llevan a cabo en la industria están basados en ellas.

Hoy en día la aplicación industrial mayoritaria del MEF es el cálculo de tensiones en sólidos y estructuras. Para problemas más concretos, tales como los relacionados con dominios infinitos (acústica, suelos) o el estudio de fractura, es posible que en un futuro el Método de los Elementos de Contorno (MEC) pueda desplazar al MEF, por ser intrínsecamente más adecuado. Sin embargo, el conocimiento y el uso del MEC, no ya en la industria, sino incluso dentro de los ambientes docentes, son mínimos.

Dentro del cálculo de tensiones hay que distinguir entre dos tipos generales de aplicaciones: el cálculo lineal y el no lineal. La gran mayoría de los usuarios del MEF en la actualidad, en torno al 80%, realiza cálculos lineales. Las técnicas de cálculo lineal están lo suficientemente maduras y probadas como para que puedan emplearse de modo generalizado sin apenas incertidumbres en cuanto a los recursos necesarios para llegar al resultado.

El cálculo no lineal de tensiones comienza a tener un peso específico grande dentro de las aplicaciones prácticas del MEF. La industria ha impulsado mucho la investigación en esta línea con el objetivo de que, a medio plazo, se puedan llegar a eliminar las incertidumbres

que afectan hoy en día a los cálculos no lineales. Aunque se ha avanzado bastante en la última década, todavía existen áreas en las que abordar un cálculo no lineal tiene una cierta componente de investigación, ya que no se conocen a priori los recursos que serán necesarios para alcanzar el resultado.

4.1.2 PROGRAMACIÓN DEL METODO

Lo innovador del MEF es la forma sistemática y general que se da a estos procedimientos numéricos, de manera que resulta fácilmente automatizable.

El uso del MEF es impensable sin la ayuda de los computadores. Todos los desarrollos teóricos y sus justificaciones matemáticas acaban convertidos en líneas de un programa de computador. Una de las mejores formas de estudiar MEF es analizar y tratar de entender la estructura interna de un programa de cálculo basado en el mismo.

4.1.2.1 METODOLOGIA DEL METODO EN APLICACIONES LINEALES

Se dice que un problema es *lineal* cuando existe proporcionalidad entre las acciones y las respuestas, es decir, si la respuesta es una función lineal de las acciones. Un problema es *no lineal* en cualquier otro caso.

La metodología básica o receta del MEF se explica utilizando como vehículo el problema elástico definido a continuación.

El problema elástico se plantea de forma débil como encontrar una función $\mathbf{u} \in \mathcal{S}$ de manera que:

$$\left(\mathbf{s}^{\mathbf{u}}, \mathbf{e}^{\delta \mathbf{u}} \right)_{\Omega} = \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right)_{\Omega} + \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right]_{S_t} \quad \forall \delta \tilde{\mathbf{u}} \in \mathbf{v} \quad (4.1)$$

Siendo:

$$\mathcal{S} = \left\{ \tilde{\mathbf{u}} \in H^1 \mid \tilde{\mathbf{u}} = \bar{\mathbf{d}} \text{ en } S_d \right\}$$

y

$$\mathcal{V} = \left\{ \delta \tilde{\mathbf{u}} \in H^1 \mid \delta \tilde{\mathbf{u}} = 0 \text{ en } S_d \right\}$$

La receta es la siguiente:

1. Dividir el dominio de cálculo Ω en subdominios o *elementos*:

$$\Omega = \bigcup_i \Omega_i \quad \bigcap_i \Omega_i = \emptyset$$

2. Dentro de cada elemento Ω_i , aproximar los campos incógnita que intervienen en la ecuación 4.1:

$$\begin{aligned} \tilde{\mathbf{u}} &= \mathbf{N} \mathbf{a}_e \\ \delta \tilde{\mathbf{u}} &= \mathbf{N} \delta \mathbf{a}_e \\ \mathbf{e}^{\delta u} &= \mathbf{L} \mathbf{N} \delta \mathbf{a}_e = \mathbf{B} \delta \mathbf{a}_e \\ \mathbf{e}^u &= \mathbf{L} \mathbf{N} \mathbf{a}_e = \mathbf{B} \mathbf{a}_e \\ \mathbf{s}^u &= \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{a}_e \end{aligned} \tag{4.2}$$

3. Las integrales que aparecen en 4.1 se hacen sumando las contribuciones de los distintos elementos, es decir, $\forall \delta \tilde{\mathbf{u}} \in \mathcal{V}$:

$$0 = \left(\mathbf{s}^u, \mathbf{e}^{\delta u} \right)_\Omega - \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right)_\Omega - \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right]_{s_t} = \sum_i \left\{ \left(\mathbf{s}^u, \mathbf{e}^{\delta u} \right)_{\Omega_i} - \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right)_{\Omega_i} - \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right]_{s_{t_i}} \right\}$$

4. La contribución de cada elemento a la suma anterior es, sustituyendo 4.2:

$$\delta \mathbf{a}_{e_i}^t \left(\mathbf{B}^t \mathbf{D} \mathbf{B} \right)_{\Omega_i} \mathbf{a}_{e_i} - \delta \mathbf{a}_{e_i}^t \left(\mathbf{N}^t \mathbf{b} \right)_{\Omega_i} - \delta \mathbf{a}_{e_i}^t \left[\mathbf{N}^t \bar{\mathbf{t}} \right]_{s_{t_i}} = \delta \mathbf{a}_{e_i}^t \left(\mathbf{K}_{e_i} \mathbf{a}_{e_i} - \mathbf{f}_{e_i} \right)$$

Donde $\mathbf{K}_{e_i} \equiv \left(\mathbf{B}^t \mathbf{D} \mathbf{B} \right)_{\Omega_i}$ es la *matriz de rigidez* del elemento i ; y $\mathbf{f}_{e_i} \equiv \left(\mathbf{N}^t \mathbf{b} \right)_{\Omega_i} + \left[\mathbf{N}^t \bar{\mathbf{t}} \right]_{s_{t_i}}$ es el *vector de cargas* del elemento i .

5. La suma de las contribuciones de los distintos elementos se hace a través del llamado proceso de *ensamblaje*.

Nótese que alguno de los coeficientes incógnita a_e definidos a nivel de cada elemento serán normalmente compartidos por los elementos adyacentes, ya que existirán nodos comunes.

El proceso de ensamblaje consiste en ir acumulando las contribuciones de cada elemento en matrices y vectores de carácter global, esto es, ordenados según la numeración global de grados de libertad. La forma discreta de 4.1 queda:

$$\sum_{\text{elementos}} \delta a_{e_i}^t (K_{e_i} a_{e_i} - f_{e_i}) \equiv \delta a^t (K a - f) = 0 \quad \forall \delta a \quad (4.3)$$

donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez global y \mathbf{f} es el vector global de cargas.

6. Como la relación anterior ha de cumplirse $\forall \delta a$, se llega finalmente al sistema de ecuaciones lineales:

$$K a - f = 0$$

lo cual permite determinar los coeficientes incógnita \mathbf{a} . El número de componentes de \mathbf{a} es el número total de grados de libertad del problema.

7. De acuerdo con el paso 2, los coeficientes \mathbf{a} definen la solución dentro de todos los dominios elementales y, por agregación, definen la solución buscada en todo el dominio de cálculo Ω .

4.1.2.2 FLUJO GENERAL EN UN PROGRAMA DE EF PARA CÁLCULO LINEAL

Para llegar desde los datos básicos a los resultados básicos descritos en la sección anterior, se pasa por el proceso principal del programa de cálculo. En un cálculo de naturaleza lineal, como el explicado anteriormente, el problema de obtener la solución se reduce a resolver un sistema de ecuaciones lineales. Entonces, lo que debe hacer el programa de cálculo es, a partir de los datos, montar la matriz de coeficientes del sistema y su vector de términos independientes (esto es, la matriz de rigidez global y el vector global de cargas), resolver el sistema de ecuaciones y, finalmente, obtener los resultados necesarios a partir de la solución del sistema de ecuaciones.

El flujo general de un programa de EF para cálculo lineal podría ser el siguiente:

1. Entrada de datos

En esta etapa se realiza la lectura y/o generación de los datos y su acoplamiento dentro de la estructura de datos de programa.

2. Tareas preliminares

En esta fase realizan las labores previas al ensamblaje del sistema global de ecuaciones. Por ejemplo, las comprobaciones de que se dispone de espacio suficiente (memoria, disco).

3. Construcción de la matriz e rigidez global **K** y del vector de cargas **f**

El proceso puede estructurarse en dos etapas: un bucle que recorre los elementos y, luego, la imposición de las acciones nodales directas:

- Para cada elemento
 - a) Calcular matriz de rigidez elemental y vector elemental de cargas.

b) Ensamblar los elementos de la matriz y del vector en los lugares correspondientes de la matriz de rigidez global y del vector global de cargas.

- Inclusión en el vector global de cargas de las acciones (cargas) nodales introducidas directamente.

4. Resolver el sistema $\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f}$

5. Salida de resultados nodales: \mathbf{a}

6. Elaboración y salida de resultados elementales

Esta etapa se organiza también mediante un bucle que recorre los elementos:

Para cada elemento:

a) Recuperar resultados nodales correspondientes a sus nodos \mathbf{a}_e .

b) Calcular resultados elementales a partir de los resultados nodales:

$$\mathbf{S}^u = \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{a}_e$$

c) Salida de resultados elementales.

La aplicación del MEF a problemas no lineales es una generalización de las ideas desarrolladas para obtener problemas lineales. El principio básico de discretización del dominio de cálculo es el mismo, aunque la naturaleza de los problemas da lugar ahora a sistemas discretos no lineales, mas difíciles de tratar numéricamente y para los cuales se han ido desarrollando algoritmos y procedimientos de cálculo mucho más complejos que los utilizados en problemas lineales.

4.1.2.3 METODOLOGÍA DEL MÉTODO EN APLICACIONES NO LINEALES

La sistemática del MEF en problemas no lineales sigue las mismas etapas que la presentada para los lineales.

En el caso de problemas de Mecánica de Sólidos, el punto de partida puede ser el principio de los trabajos virtuales, enunciado como:

Dados los espacios \mathcal{S} (desplazamientos admisibles) y \mathcal{V} (variaciones o velocidades virtuales):

$$\mathcal{S} = \left\{ \tilde{\mathbf{u}} \in H^1(\Omega) \mid \tilde{\mathbf{u}} = \bar{\mathbf{d}} \text{ en } S_d \right\}$$

$$\mathcal{V} = \left\{ \delta \tilde{\mathbf{v}} \in H^1(\Omega) \mid \delta \tilde{\mathbf{v}} = 0 \text{ en } S_d \right\}$$

Encontrar $\mathbf{u} \in \mathcal{S}$, de manera que:

$$\left(\sigma^{\mathbf{u}}, D^{\delta \mathbf{u}} \right)_{\Omega} = \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right)_{\Omega} + \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right]_{S_t} \quad \forall \delta \tilde{\mathbf{u}} \in \mathcal{V} \quad (4.4)$$

A partir de esta forma débil de las condiciones de equilibrio, la receta del MEF es la siguiente:

1. Dividir el dominio de cálculo Ω en subdominios o *elementos*:

$$\Omega = \bigcup_i \Omega_i \quad \bigcap_i \Omega_i = \emptyset$$

2. Dentro de cada elemento Ω_i , aproximar los campos incógnita que intervienen en la ecuación integral 4.4:

$$\begin{aligned}\tilde{\mathbf{u}} &= \mathbf{N} \mathbf{a}_e \\ \tilde{\delta \mathbf{v}} &= \mathbf{N} \delta \mathbf{a}_e \\ \mathbf{D}^{\delta u} &= \boldsymbol{\beta} \delta \mathbf{a}_e \\ \sigma^u &= \text{función no lineal de } \tilde{\mathbf{u}} = f(\mathbf{a}_e)\end{aligned}$$

donde \mathbf{N} es la matriz de funciones de forma; $\delta \mathbf{a}_e$ y \mathbf{a}_e son vectores de coeficientes incógnita, cuyo valor se hace coincidir normalmente con el valor de los desplazamientos o velocidades de los nodos; \mathbf{D} es un vector que almacena las componentes del tensor velocidad de deformación y $\boldsymbol{\beta}$ es una matriz de funciones.

3. Las integrales que aparecen en 4.4 se hacen sumando las contribuciones de los distintos elementos, es decir, $\forall \delta \tilde{\mathbf{v}} \in \mathcal{V}$:

$$0 = \left(\sigma^u, \mathbf{D}^{\delta u} \right)_{\Omega} - \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{v}} \right)_{\Omega} - \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{v}} \right]_{s_i} = \sum_i \left\{ \left(\sigma^u, \mathbf{D}^{\delta u} \right)_{\Omega_i} - \left(\mathbf{b}, \delta \tilde{\mathbf{u}} \right)_{\Omega_i} - \left[\bar{\mathbf{t}}, \delta \tilde{\mathbf{v}} \right]_{s_{i_i}} \right\}$$

4. La contribución de cada elemento a la suma anterior es, sustituyendo las aproximaciones del paso 2:

$$\left(\sigma^{u^t} \boldsymbol{\beta} \right)_{\Omega_i} \delta \mathbf{a}_{e_i} - \left(\mathbf{b}^t \mathbf{N} \right)_{\Omega_i} \delta \mathbf{a}_{e_i} - \left[\bar{\mathbf{t}}^t \mathbf{N} \right]_{s_{i_i}} \delta \mathbf{a}_{e_i}$$

Nótese que las tensiones σ no puede ser linealizadas en función de los desplazamientos nodales \mathbf{a}_{e_i} , como ocurría en los problemas de elasticidad lineal. El primer sumando corresponde a las *fuerzas interiores* del elemento

y los dos últimos sumandos, a las *fuerzas exteriores* aplicadas sobre el elemento.

5. La suma de las contribuciones de los distintos elementos se hace a través del proceso de ensamblaje.

El proceso de ensamblaje consiste en este caso en ir acumulando las contribuciones de cada elemento al vector global de las fuerzas interiores $\mathbf{F}_{\text{int}}(\mathbf{a})$ y al vector global de fuerzas exteriores $\mathbf{F}_{\text{ext}}(\mathbf{a})$. Como resultado del ensamblaje, se llega a la forma discreta de 4.4:

$$\delta \mathbf{a}^t \{ \mathbf{F}_{\text{int}}(\mathbf{a}) - \mathbf{F}_{\text{ext}}(\mathbf{a}) \} \equiv \delta \mathbf{a}^t \mathbf{G}(\mathbf{a}) = 0 \quad \forall \delta \mathbf{a}$$

6. Como la relación anterior ha de cumplirse $\forall \delta \mathbf{a}$, se llega finalmente al sistema global de ecuaciones no lineales:

$$\mathbf{G}(\mathbf{a}) \equiv \mathbf{F}_{\text{int}}(\mathbf{a}) - \mathbf{F}_{\text{ext}}(\mathbf{a}) = 0 \quad (4.5)$$

El cual debe permitir determinar los coeficientes incógnita \mathbf{a} .

7. De acuerdo con el paso 2, los coeficientes \mathbf{a} definen la solución dentro de todos los dominios elementales y, por agregación, definen la solución buscada en todo el dominio de cálculo Ω .

Las ecuaciones que definen el problema discreto no son lineales. Para resolverlas existen en la práctica dos grandes familias de procedimientos, los procedimientos *implícitos*, basados en el **método de Newton-Raphson** y sus variantes, y los procedimientos *explícitos*, que son una generalización de los algoritmos de integración explícita.

4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Para el estudio del agrietamiento se modelaran los materiales que componen los prismas y muretes, es decir, los bloques de hormigón y el mortero de pega, con dos modelos constitutivos implementados en el programa LUSAS. Estos son los siguientes:

- a. Modelo de Daño Isotrópico
- b. Modelo de Grietas Múltiples

4.2.1 MODELO CONSTITUTIVO “DAÑO ISOTROPICO

El análisis de daño continuo se basa en la termodinámica de un proceso irreversible. Los modelos disponibles de daño dentro de LUSAS Versión 14.0-3 corresponden a un tipo de modelo de daño basado en esfuerzo elástico, en el que los daños se determinan por una norma de energía elástica complementaria. Estos son

- Modelo de Daño Simo
- Modelo de Daño Oliver

El modelo de Simo permite que se produzcan daños en pie de igualdad en tracción y compresión, pero la diferencia entre daños a la resistencia a la tracción y compresión puede explicarse en el modelo de Oliver

4.2.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Tanto el modelo de Simo y Oliver se basan en el complemento libre de potencial de las ecuaciones de equilibrio de la termodinámica y da lugar a una adición de dos vectores, elástico e inelástico que forman el vector de deformación.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^i \quad (4.6)$$

con el vector de deformación elástica definido como

$$\underline{\varepsilon}^e = \mathbf{d}_\sigma \frac{\partial \Lambda^\circ}{\partial \underline{\sigma}} \quad (4.7)$$

La variable de daño d_σ se define en términos de la principal variable de daño d , como

$$d_\sigma = \frac{1}{1-d} \quad (4.8)$$

Para el material con comportamiento lineal elástico la energía elástica complementaria puede escribirse

$$\Lambda^o(\underline{\sigma}) = \frac{1}{2} \underline{\sigma}^T \underline{\underline{D}}_e^{-1} \underline{\sigma} \quad (4.9)$$

Entonces el vector de deformación elástica tendrá la forma

$$\underline{\varepsilon}^e = d_\sigma \underline{\underline{D}}_e^{-1} \underline{\sigma} \quad (4.10)$$

Las formulaciones se derivan de los siguientes requisitos

- una condición de daño específica al inicio de la deformación de daño,
- una nueva regla para definir el flujo de daño para el ablandamiento

4.2.1.2 CONDICIÓN DE DAÑO.

La función daño $g(\bar{\tau}, r)$ define el limite de la región de respuesta sin daños y esta en función de un tiempo t

$${}^t(g(\bar{\tau}, r)) = {}^t(\bar{\tau}) - {}^t(r) \leq 0 \quad (4.11)$$

donde la norma de energía intacta complementaria es definida como

$${}^t(\bar{\tau}) = \gamma \sqrt{2\Lambda^o({}^t(\underline{\sigma}))} \quad (4.12)$$

Para el modelo de daño de Simo $\gamma=1$, mientras que para el modelo de Oliver resulta

$$\gamma = \left(\theta + \frac{1-\theta}{n} \right) \tag{4.13}$$

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \sigma^i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\sigma^i|} \tag{4.14}$$

$$n = \frac{\sigma_d^c}{\sigma_d^t} \tag{4.15}$$

Con σ_d^t y σ_d^c como los primeros daños fuertes en tracción y compresión. σ^i ($i=1, 2, 3$) son los esfuerzos principales sin daño y

$$\langle \sigma^i \rangle = \begin{cases} \sigma^i & \text{si } \sigma^i \geq 0 \\ 0 & \text{de otro modo} \end{cases} \tag{4.16}$$

$\tau(r)$ en la función de daño (4.11) es el esfuerzo actual de daño medido con una norma de energía y se puede expresar como

$$\tau(r) = \max \left\{ \tau^0(r), \tau(\bar{\tau}) \right\} \tag{4.17}$$

donde $\tau^0(r)$ denota el umbral inicial de daños del material.

4.2.1.3 REGLA DE DAÑO

La regla del flujo de daño define los mismos por ablandamiento y esta dada por

$$\dot{d} = \dot{\mu} \frac{\partial \left(\tau G(\bar{\tau}, d) \right)}{\partial \tau} \tag{4.18}$$

Donde $\dot{\mu} \geq 0$ es el parámetro de consistencia de daño definido de acuerdo a las condiciones de carga/descarga acordadas por las relaciones de Kuhn-Tucker

$$\dot{\mu} \geq 0, \quad g(\bar{\tau}, r) \leq 0, \quad \dot{\mu} g(\bar{\tau}, r) = 0 \quad (4.19)$$

Además, para simplificar los cálculos en el análisis de los daños, el daño multiplicador de $\dot{\mu}$ se define de manera que

$$\dot{\mu} = \dot{r} \quad (4.20)$$

A partir de la consistencia de los daños en la condición (4.12) y las relaciones del criterio de Hoffman se obtiene como resultado

$$\dot{\tau} = \dot{r} = \dot{\mu} \quad (4.21)$$

Según (4.11), la definición (4.12) y la forma de Λ^0 en (4.9), tenemos

$$\dot{\mu} = \frac{\gamma^2}{2} \underline{\underline{\sigma}}^T \underline{\underline{D}}_e^{-1} \dot{\underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.22)$$

${}^t(\partial G / \partial \bar{\tau})$ define la relación de daño en lo que concierne a la norma intacta elástica complementaria. Si la función de potencial de daño G es asumida para ser independiente de d, sustitución de (4.21) en (4.18) conducirá

$$d = G \quad (4.23)$$

con la condición intacta siendo hecha cumplir de modo que

$$\left\{ G({}^t r) \Big|_{{}^t r = {}^0 r} \right\} = 0 \quad (4.24)$$

Simo sugiere la siguiente función escalar de daño para materiales tales como el hormigón

$$G({}^t r) = 1 - \frac{{}^0 r (1 - A)}{{}^t r} - A \exp[B({}^0 r) - {}^t r] \quad (4.25)$$

donde A y B son parámetros característicos del material y $\sigma_0(r)$ denota el umbral de daño inicial. Alternativamente Oliver propuso la función de acumulación de daño G con la siguiente forma

$$G(\sigma(r)) = 1 - \frac{\sigma_0(r)}{\sigma(r)} \exp \left[A \left(1 - \frac{\sigma(r)}{\sigma_0(r)} \right) \right] \quad (4.26)$$

donde el umbral inicial de daño, $\sigma_0(r)$, es similar a la función de generación de tensión en un análisis elasto-plástico, con la siguiente aproximación $\frac{f_t}{E_0}$, con E_0 igual al modulo de elasticidad inicial.

Para la teoría de grieta el enfoque de Bazant y Oh (1983), el modelo de daño del material en (4.26) esta basado en forma indirecto, en un factor dependiente del tamaño de los elementos usados en la discretización del modelo (Oliver et al. 1990) de forma que

$$A = \left(\frac{G_f E_0}{h f_t^2} - \frac{1}{2} \right)^{-1} \geq 0 \quad (4.27)$$

Utilizando una relación, derivada de la semi-teoría propuesta en un estudio hecho por Koxsal y Karakoc en 1999, para la energía de fractura del hormigón y mortero se tiene

$$G_f = 15,48 d_{\text{máx.}} \frac{f_t^2}{E_0} \quad (4.28)$$

En donde $d_{\text{máx.}}$ es el máximo tamaño del agregado del hormigón, por lo tanto al reemplazar (4.28) en (4.27), se obtiene finalmente

$$A = \left[15,48 \frac{d_{\text{máx.}}}{h} - \frac{1}{2} \right]^{-1} \quad (4.29)$$

En la ecuación (4.29) se observa que el parámetro de daño no es dependiente de las tensiones de tracción ni de la energía de fractura. Paralelamente si se considera un tamaño máximo del agregado de 20 mm, una longitud característica del elemento finito inferior a 100 mm y si finalmente despreciamos el termino $\frac{1}{2}$, resulta

$$A = \frac{h}{310} \tag{4.30}$$

En las figuras 4.1 y 4.2 se observa el comportamiento de la función de daño en un espécimen de prisma para las expresiones (4.29) y (4.30) del parámetro A, respectivamente

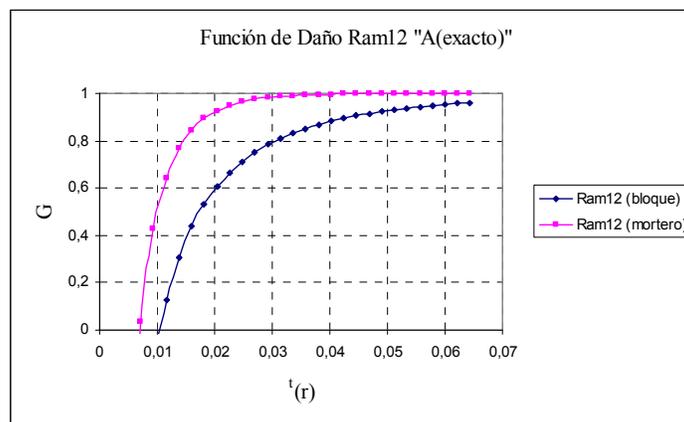


Figura 4.1. Función de daño usando ecuación (4.29)
Fuente: elaboración propia

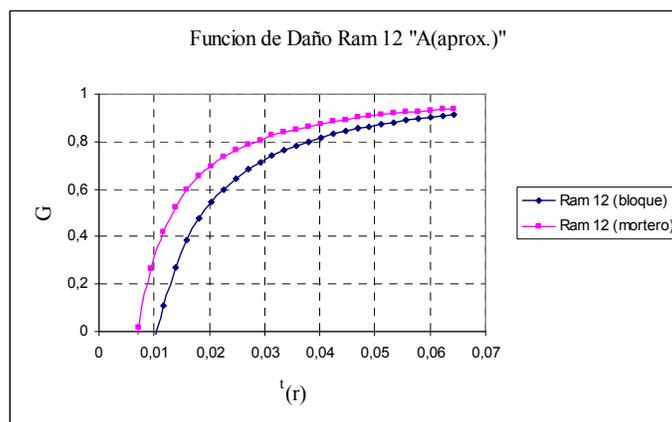


Figura 4.2. Función de daño usando ecuación (4.30)
Fuente: elaboración propia

4.2.2 MODELO CONSTITUTIVO DE AGRIETAMIENTO MÚLTIPLE

4.2.2.1 TRANSFORMACIÓN DE ESFUERZO Y DEFORMACIONES LOCALES A GLOBALES.

La relación global esfuerzo-deformación es dada por

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}_e \left((\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) - \sum_{j=1}^{n_p} \underline{\underline{N}}_j^T (\underline{\underline{I}} - \underline{\underline{M}}_{xj}) \underline{\underline{e}}_j \right) \quad (4.31)$$

en el cual $\underline{\underline{D}}_e$ es el tensor elástico, $\underline{\underline{\sigma}}$ el vector de esfuerzo, $\underline{\underline{\varepsilon}}$ vector de deformación y $\underline{\underline{\varepsilon}}_p$ el vector de deformación plástica, n_p es el número de planos de daño, $\underline{\underline{M}}_x$ es una matriz local de daño de contacto, y $\underline{\underline{e}}$ la deformación efectiva.

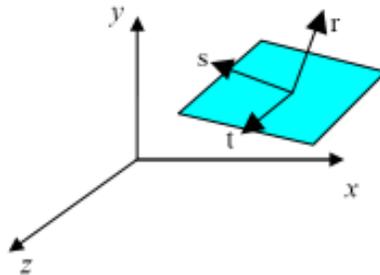


Figura 4.3: POD. Sistema coordenado global y local

Fuente: Manual teoría LUSAS

El plano de degradación POD, con sus sistemas definidos de coordenadas locales y globales

Para transformar los esfuerzos locales ($\underline{\underline{S}}$) a las relaciones globales de esfuerzos ($\underline{\underline{\sigma}}$) se realiza por la siguiente expresión;

$$\underline{\underline{S}}_i = \underline{\underline{N}}_i \underline{\underline{\sigma}} \quad (4.32)$$

Donde el subíndice i representa el número de POD

$$\underline{\underline{S}} = [\underline{S}_r, \underline{S}_s, \underline{S}_t]^T \quad \underline{\underline{\sigma}} = [\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}]$$

$$\underline{\underline{N}} = \begin{bmatrix} r_1^2 & r_2^2 & r_3^2 & 2r_1 r_2 & 2r_2 r_3 & 2r_1 r_3 \\ s_1^2 & s_2^2 & s_3^2 & 2s_1 s_2 & 2s_2 s_3 & 2s_1 s_3 \\ t_1^2 & t_2^2 & t_3^2 & 2t_1 t_2 & 2t_2 t_3 & 2t_1 t_3 \end{bmatrix} \quad (4.33 \text{ a-c})$$

r_1, r_2, r_3 corresponden a las componentes x, y, z del vector unitario \underline{r}_d , normal a la superficie de POD, similar para \underline{s}_d y \underline{t}_d , los que forman un conjunto ortogonal en el plano. \underline{S}_d es generado en el misma dirección de corte para los micro-planos, en los cuales las direcciones son escogidas ortogonales a \underline{r}_d y a cada uno de los ejes de referencia en turno.

Los esfuerzos locales son relacionados con los esfuerzos de corte normales y principales sobre el POD como sigue,

$$\sigma_n = s_r \quad y \quad \tau = \sqrt{s_s^2 + s_t^2} \quad (4.34 \text{ a-b})$$

Los vectores, deformación total global y local efectiva, son los siguientes

$$\underline{\underline{e}} = [\underline{e}_r, \underline{e}_s, \underline{e}_t]^T \quad y \quad \underline{\underline{\varepsilon}} = [\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}]^T \quad (4.35 \text{ a-b})$$

La relación entre los esfuerzos globales elásticos y las deformaciones, es la siguiente

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}_e \underline{\underline{\varepsilon}}_e \quad (4.36)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_e = \underline{\underline{C}}_e \underline{\underline{\sigma}} \quad (4.37)$$

En la cual $\underline{\underline{D}}_e$ y $\underline{\underline{C}}_e$ son matrices estándares de orden 6 de las constantes elásticas y de rigidez respectivamente.

Las relaciones elásticas locales son

$$\underline{\underline{s}} = \underline{\underline{D}}_L \underline{\underline{e}}_e \quad \text{y} \quad \underline{\underline{e}}_e = \underline{\underline{C}}_L \underline{\underline{s}} \quad (4.38)$$

Con

$$\underline{\underline{D}}_L = \begin{bmatrix} E_n & 0 & 0 \\ 0 & E_\tau & 0 \\ 0 & 0 & E_\tau \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad \underline{\underline{C}}_L = \begin{bmatrix} 1/E_n & 0 & 0 \\ 0 & 1/E_\tau & 0 \\ 0 & 0 & 1/E_\tau \end{bmatrix}$$

La relación entre las deformaciones efectivas locales $\underline{\underline{e}}$ y los esfuerzos locales están dadas por

$$\underline{\underline{s}}_i = \underline{\underline{D}}_L \underline{\underline{M}}_{X_i} \underline{\underline{e}}_i = \underline{\underline{D}}_{Ls_i} \underline{\underline{e}}_i \quad (4.39)$$

en la cual $\underline{\underline{M}}_{X_i}$ es una matriz de contacto de daño local.

La componente de la fractura de la deformación local se obtiene como

$$\underline{\underline{e}}_{fi} = \left(\underline{\underline{M}}_{X_i}^{-1} - \underline{\underline{I}} \right) \underline{\underline{C}}_L \underline{\underline{s}}_i = \left(\underline{\underline{I}} - \underline{\underline{M}}_{X_i} \right) \underline{\underline{e}}_i = \underline{\underline{C}}_{Lsf_i} \underline{\underline{s}}_i \quad (4.40)$$

4.2.2.2 RELACIONES DE CONTACTO DE DAÑO LOCALES.

Existen tres estados de contacto que son definidos para un plano de agrietamiento que son llamados apertura, deslizamiento y cerrado o transversal. Estos son ilustrados en la Figura 4.7-1 en el espacio de deformación local. Pruebas experimentales sugieren que una vez que una grieta se haya abierto sobre un plano, el contacto puede ser recuperado por corte, así

como normal, el movimiento y la superficie de contacto puede ser razonablemente simulada con una función lineal en el espacio de deformación, mostrado en la Figura 4.7-1.

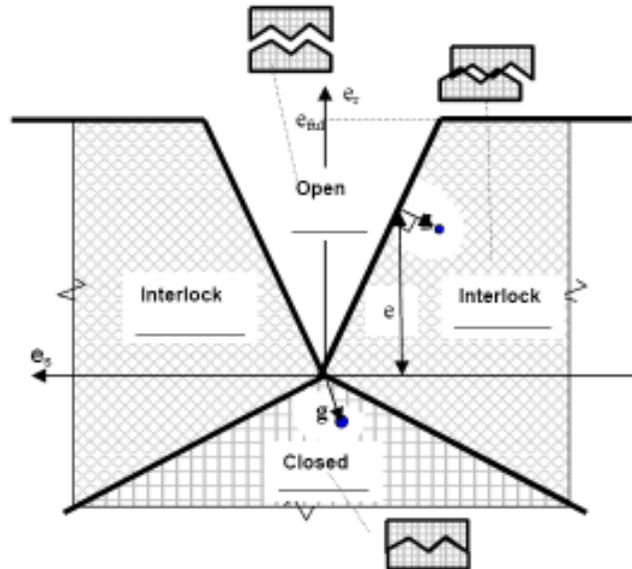


Figura 4.4 Estado de contacto local
Fuente: Manual de teoría LUSAS

En el estado de apertura la tensión en el componente es asumida como cero. En el estado deslizamiento la tensión es obtenida de una ley de contacto en la cual la tensión es asumida dependiendo de la distancia (en términos de deformaciones locales) a la superficie de contacto que es denotada por el vector \underline{g} . En el estado cerrado, \underline{g} es igual al vector de deformaciones locales ya que el punto de contacto coincide con el origen del espacio de deformación local. Las funciones de deslizamiento y transversales usadas para identificar cual estado es activo, son

$$\varphi_{int}(\underline{e}) = m_g e_r - \sqrt{e_s^2 + e_t^2} \tag{4.41}$$

$$\varphi_{cl}(\underline{e}) = e_r + m_g \sqrt{e_s^2 + e_t^2} \tag{4.42}$$

Si $\varphi_{cl}(\underline{e}) \leq 0$, estado = cerrado.

Si $\varphi_{cl}(\underline{e}) \geq 0$, y $\varphi_{int}(\underline{e}) < 0$ y $e_r < e_{ful}$, estado = deslizamiento.

Si $\varphi_{\text{int}}(\underline{e}) \geq 0$ o $e_r \geq e_{\text{ful}}$, estado = abierto.

La constante m_g puede ser obtenida de datos experimentales de pruebas en las cuales es aplicado un esfuerzo de corte para producir una grieta abierta. El valor de m_g es tomado como 0.425 pero es considerado en una gama razonable para fuerzas normales en el hormigón desde 0.3 a 0.6. Se descubrió que un valor bajo de 0.3 podría conducir a segundas grietas que se forman en ángulos bajo el primero, debido al desarrollo de fuerzas transversales relativamente grandes.

Se parte del supuesto de que hay una grieta más allá de la apertura de nuevos contactos, que no puede tener lugar por corte y se denota e_{ful} . En la implementación del modelo, e_{ful} es hecho un múltiplo de ε_0 , es decir $e_{\text{ful}} = m_{\text{ful}} \varepsilon_0$. Las pruebas sugieren que cuando el hormigón contiene relativamente importantes cantidades de agregado grueso, es decir, de 20 a 30 mm, un apropiado valor de m_{ful} varía en del rango de 10 a 20, mientras que para agregados relativamente pequeños, 5 a 8 mm, un valor bajo es apropiado, en el rango de 3 a 5. Esta variación es necesaria debido a que el desplazamiento relativo al final de una curva de tensión-ablandamiento (relacionadas a través de la dimensión característica ε_0) no está en proporción directa con el tamaño de agregado grueso, Mientras que el desplazamiento libre es aproximadamente proporcional al tamaño del agregado. Así e_{ful} no tiene una relación fija con ε_0 .

4.2.2.3 CURVA DE EVOLUCIÓN DEL DAÑO ANTES Y DESPUÉS DEL PUNTO MÁXIMO

La función de evolución de daño empleada aquí es diseñada para mejorar el funcionamiento numérico del modelo, y por esta razón se considera una curva de ablandamiento exponencial completamente continua, que tiene una transición limpia desde estados sin daños hasta los dañados y desde la región anterior y posterior al esfuerzo

C_1 y p ambos son asumidos con un valor igual a 5. Las constantes a , b , c y m son determinadas por las siguientes cuatro condiciones;

$$f_s = f_{ii} \quad \text{con} \quad \eta = 0 \tag{4.46}$$

$$\frac{\partial f_s}{\partial \zeta} = E \quad \text{con} \quad \eta = 0 \tag{4.47}$$

$$f_s = f_t \quad \text{con} \quad \eta = \eta_k \tag{4.48}$$

$$\frac{\partial f_s}{\partial \eta} = 0 \quad \text{con} \quad \eta = \eta_k \tag{4.49}$$

en donde E es el modulo de Young's y η_k es η con $\zeta = \zeta_k$.

Un POD es formado cuando la tensión principal alcanza la tensión de fractura (f_t); el POD es formado normal al eje principal mayor. A partir de entonces, es asumido que el daño sobre el plano puede ocurrir tanto por esfuerzos de corte como de tensiones normales. La superficie de daño, mostrado en la figura 4.7-3.

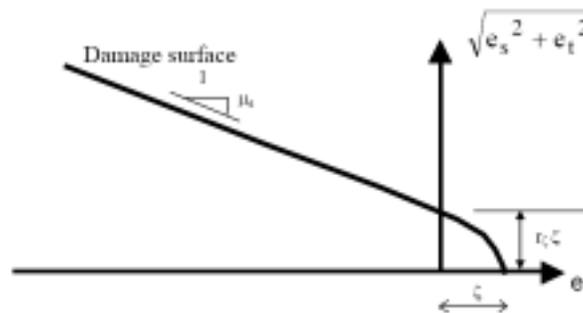


Figura 4.6 Superficie de daño local
Fuente: Manual teoría LUSAS

La superficie de daño esta dada por la expresión

$$\varphi(\underline{e}, \zeta) = \frac{e_r}{2} \left[1 + \left(\frac{\mu_\varepsilon}{r_\zeta} \right)^2 \right] + \frac{1}{2r_\zeta^2} \sqrt{(r_\zeta^2 - \mu_\varepsilon^2)e_r^2 + 4r_\zeta^2(e_s^2 + e_t^2)} - \zeta \tag{4.50}$$

La constante del material r_ζ y μ_ε son las deformaciones equivalentes de la intercepción de relación de esfuerzo de corte $r_\sigma = c/f_t$ y el factor de fricción asintótico μ , observar que c es

la intercepción de esfuerzo de corte. Estas, proporciones de tensiones, son consideradas a 0.8 y 0.5 respectivamente.

4.2.2.4 LAS IMPLICACIONES DE LA FUNCIÓN DE DAÑO SOBRE LA CONSISTENCIA DEL ALGORITMO TANGENTE.

El primer plano dañado en cualquier punto de integración numérica ocurre cuando la tensión principal mayor excede la tensión de iniciación del daño f_{ti} . Este mismo criterio puede ser usado para formar el segundo plano y subsiguiente. Este criterio presenta un problema para la formación del segundo plano y subsecuente, cuando un plano de daño permanente está ya presente, y si la función de evolución de daño tiene un pre-pico. Esto porque la tensión principal mayor esta en (o cerca de) la dirección del primer plano. Asumiendo que un límite inferior es aplicado a la proximidad de la dirección de los planos adyacentes, entonces la situación puede surgir cuando la tensión normal sobre un segundo plano supuesto excede el límite de formación, pero la tensión principal mayor está muy cerca del primer plano. Una alternativa, cuando la tensión principal mayor excede f_{ti} , pero la dirección principal asociada está muy cerca al primer plano, debe formar un segundo plano cuando la función de daño sobre el plano permitido más cercano al primero es excedida. El mismo procedimiento puede ser aplicado a planos subsecuentes. Esto sin embargo crea un futuro problema en la consistencia requerida del algoritmo para la formación de los planos en las direcciones principales, ya que la tasa de cambio de las direcciones principales es tenida en cuenta en la matriz consistente tangencial.

Si $\underline{\sigma}_1$ es el tensor de tensiones en el cual la dirección de agrietamiento esta basada, entonces es necesaria la derivación de la matriz de transformación de esfuerzos respecto a $\underline{\sigma}_1$, es

decir $\frac{\partial \underline{N}_i}{\partial \underline{\sigma}_1}$. Esto es calculado usando la regla de diferenciación en cadena, tal que si un

nuevo plano es asociado con el valor de la tensión principal mayor σ_1 de $\underline{\sigma}_1$, siendo los vectores unitarios de los planos normales y de corte \underline{r}_d , \underline{s}_d y \underline{t}_d . Entonces $\frac{\partial N_{\underline{i}}}{\partial \underline{\sigma}_1}$ da

$$\frac{\partial N_{\underline{i}}}{\partial \underline{\sigma}_1} = \left(\frac{\partial N_{\underline{i}}}{\partial r_d} \frac{\partial r_d}{\partial \underline{\sigma}_1} + \frac{\partial N_{\underline{i}}}{\partial s_d} \frac{\partial s_d}{\partial \underline{\sigma}_1} + \frac{\partial N_{\underline{i}}}{\partial t_d} \frac{\partial t_d}{\partial \underline{\sigma}_1} \right) \frac{\partial \underline{\sigma}_1}{\partial \underline{\sigma}_1} \quad (4.51)$$

4.2.2.5 FUNCIÓN DE GENERACIÓN DE LA FALLA

La función generadora de la falla adopta los mismos meridianos, en el espacio de tensión octaédrico, como aquellos usados en la parte compresiva del modelo de lubliner sin embargo, para no tener discontinuidades en el plano π , como en la superficie, la función de suavizado de Jefferson es empleada. Esta función de suavizado simplifica bastante el parámetro de excentricidad (ρ) ya que es supuesto un valor constante igual a $\frac{1}{\sqrt{2}}$. La función resultante es la siguiente

$$F(\underline{\sigma}, Z(\kappa)) = \sqrt{J_2} \cdot A_r(\theta) + \left(\alpha + \frac{\gamma}{3} \right) \cdot I_1 \cdot Z - f_c \cdot Z \cdot (1 - \alpha) \quad (4.52)$$

donde

$$A_r(\theta) = \rho_c \left(\frac{2 \cos(\theta)^2 + b^2}{\cos(\theta) + b \sqrt{2 \cos(\theta)^2 + c}} \right) \quad (4.53)$$

y $I_1=1^{st}$ variante de esfuerzos, $J_2=2^{nd}$ desviador de variante de esfuerzo, θ es el ángulo beta (en un rango de 0 a 60°) y Z es un factor de endurecimiento por fricción, que es función a su vez de un parámetro k . Z varía de un posible valor 0, en el cual la superficie de falla degenera a una línea sobre el eje hidrostático, hasta 1 en la posición de máxima superficie. La posición inicial de la superficie de falla se rige por el valor inicial de $Z=Z_0$. Para la mayoría de las situaciones en las que el grado de confinamiento triaxial es relativamente

bajo, un valor entre 0.5 y 0.6 se considera adecuado para Z_0 sin embargo, para un mejor confinamiento un menor valor de 0.25 es mejor.

Los parámetros requeridos de los materiales para definir las constantes son la resistencia a la compresión uniaxial f_c y la relación entre la fuerza biaxial y uniaxial b_r , que varía generalmente en la gama de 1.05 a 1.3. Las constantes en (4.53) se obtendrán, en la forma descrita por [17], utilizando las siguientes expresiones.

$$\alpha = \frac{b_r - 1}{2b_r - 1}, \quad b = \sqrt{2} - 1, \quad c = \frac{5}{2} - 2\sqrt{2}, \quad \rho = \frac{1}{\sqrt{2}}, \quad \gamma = \frac{3(1-\rho)}{2\rho - 1}, \quad \rho_c = \sqrt{3} + \frac{\gamma}{\sqrt{3}} \quad (4.53)$$

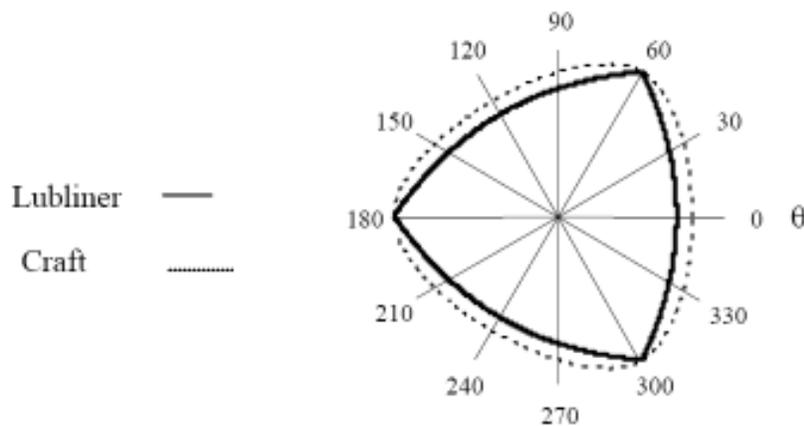


Figura 4.7: Función de generación del plano π
Fuente: Manual teoría LUSAS

4.2.2.6 POTENCIAL PLÁSTICO Y REGLA DE FLUJO.

La función de potencial plástico, dada abajo, es obtenida directamente de (4.53), pero adicionando un parámetro (ψ) para controlar el grado de dilatación. El flujo asociado se alcanza si $\psi = 1$, pero se descubrió que los valores de ψ en el rango -0.1 a -0.3 hacen coincidir los datos experimentales. En general ψ se fija en -0.1, pero por los altos grados de confinamiento triaxial, -0.3 proporciona un mejor ajuste a los datos experimentales.

$$G(\underline{\sigma}, Z(\kappa)) = \sqrt{J_2} A_r(\theta) + \left(\alpha + \frac{\gamma}{3} \right) I_1 Z \psi - f_c Z \psi (1 - \alpha) \quad (4.54)$$

La regla de flujo es derivada del potencial plástico del modo estándar, así

$$\dot{\underline{\varepsilon}}_p = \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \dot{\lambda} \quad (4.55)$$

λ es el multiplicador plástico, que obedece a la condición $\dot{\lambda} \geq 0$.

La restricción de ψ puede expresarse como

$$\underline{\sigma}^T \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \geq 0 \quad (4.56)$$

Y si esta satisface $\psi \geq -1$.

4.2.2.7 RELACIÓN ENDURECIMIENTO/ABLANDAMIENTO

Una hipótesis del trabajo por endurecimiento es hecho para el modelo presente, y es asumido que la cantidad de trabajo para alcanzar el máximo pico de esfuerzo aumenta con la tensión, de acuerdo a un parámetro X . este parámetro realiza esencialmente la misma función que el parámetro de ductilidad. El parámetro de trabajo por endurecimiento, es expresado en la siguiente relación.

$$\dot{\kappa} = X(\underline{\sigma}) \underline{\sigma}^T \dot{\underline{\varepsilon}}_p \quad (4.57)$$

Una sola función de fricción endurecimiento/ablandamiento para Z ha sido adoptada en la transición de comportamiento antes y después del peak de tensión, y esta dada por:

$$Z = Z_0 + \frac{(1 - Z_0)}{a_c} e^{-c_1 \eta} (1 - e^{-c_2 \eta}) \quad (4.58)$$

con $\eta = \frac{\kappa}{\kappa_p}$, κ_p =valor de κ en el peak de producción de superficie.

Para asegurarse de que el peak se produzca a $Z=1$, de las constantes (4.58) deberán cumplir las siguientes relaciones $C_{c1} = \frac{C_{c2} e^{-C_{c2}}}{1 - e^{-C_{c2}}}$ y $a_c = e^{-C_{c1}} (1 - e^{-C_{c2}})$. Los valores reales usados son $C_{c2} = 5$, $C_{c1} = 0.0339182745$ y $a_c = 0.9601372615$.

La siguiente expresión para κ_p se obtuvo mediante la integración sobre una curva en compresión uniaxial tensión-deformación y , a continuación, quitando el componente elástico, usando datos típicos para el hormigón estructural.

$$\kappa_p = f_c \left(0.72 \varepsilon_c - \frac{f_c}{2E} \right) \quad (4.59)$$

En la que ε_c es la deformación por compresión uniaxial en el peak del esfuerzo compresivo (f_c).

La expresión usada para la mejora del factor es la siguiente:

$$X = e^\chi + e^{\chi-1} + X_1 \quad (4.60)$$

con $\chi = \frac{I_1}{0.9f_c} + 0.55$ y $X_1 = 0.0022$

El factor de mejora nunca será necesario para los estados de estrés que I_1 es positivo, es decir la resistencia a la tracción.

CAPÍTULO 5

IMPLEMENTACIÓN NUMÉRICA DE LOS ENSAYOS DE PRISMAS Y MURETES DE BLOQUES DE HORMIGÓN

Objetivo

El objetivo principal de este capítulo es sentar las bases de las modelaciones numéricas en prismas y muretes conformados por bloques huecos de hormigón. Exponiendo los criterios usados en la generación de los datos necesarios por los diferentes modelos constitutivos de los materiales.

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describirán y justificaran los conjuntos de ensayos seleccionados para validar los modelos constitutivos del programa computacional LUSAS, este programa trabaja bajo el método de los elementos finitos, incorporando entre los modelos constitutivos para los materiales uno de daño isotrópico [10] y otro de multi-agrietamiento basado en el modelo de A. D. Jefferson [1] [2].

Aunque este trabajo se centra en el objetivo de lograr modelar numéricamente el agrietamiento ocurrido sobre prismas y muretes de bloques huecos de hormigón, será necesario calibrar previamente la resistencia última a compresión axial de los prismas y compresión diagonal en el caso de los muretes, con el fin de validar mas precisamente los estados de agrietamiento logrados.

5.2 JUSTIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS SELECCIONADOS

El primer grupo de ensayos seleccionados fueron los realizados por Ramamurthy et al 2000 [19] y publicados en “*Compression Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Masonry Prisms*” ya que estos también fueron modelados en el LUSAS usando el modelo de daño isotrópico, para estudios de capacidad a la compresión de la albañilería. Es por esta razón que fueron seleccionados tempranamente para comenzar a calibrar los modelos.

Un segundo grupo corresponden a los ensayos efectuados en la Universidad del Bio-Bio, que fueron registrados por el alumno Carlos Huaiquin Cárdenas en el proyecto de título “*Modelación Experimental de Prismas y Muretes de Bloques Huecos de hormigón*”. Bajo el amparo del mismo proyecto innovativo, en el cual se encuentra esta investigación. Es por tal motivo que estos ensayos fueron incluidos.

El tercer grupo fue tomado de la tesis de maestría de la Universidad Federal de Santa Catalina “*Resistencia a Compressao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Grauteaos*” desarrollada por el Ingeniero Civil Romson Heleo Romagna [19]. Esta tesis es muy importante dentro de esta investigación, ya que con las mediciones de deformación en los prismas se pretende validar las curvas de deformación axial.

El último grupo fue tomado de un informe hecho por el laboratorio de ingeniería DICTUC a petición del Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile, el año 2002 en donde se ensayaron muretes a compresión diagonal, instrumentados para medir las deformaciones.

5.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

5.3.1 BLOQUES

Aunque no existe un ensayo normalizado para determinar el modulo de elasticidad de bloques de hormigón, para densidades normales entre 1442 a 2483 kg/m³ el código ACI-Building Code 318 propone la ecuación (5.1)

$$E_b = 0,0428 \cdot f_b^{1/2} \cdot w_b^{1,5} \quad (5.1)$$

donde

E_b = módulo de elasticidad del bloque en Mpa

f_b = resistencia a compresión del bloque en Mpa

w_b = densidad del bloque en kg/m³

Alternativamente también se determinara a través del CEB-FIB Mode Code (1990), como se muestra en la ecuación (5.2)

$$E_b = 2,5 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{f_b}{10} \right)^{1/3} \quad (5.2)$$

donde

E_b = módulo de elasticidad del bloque en Mpa

f_b = resistencia a compresión del bloque en Mpa

y como aproximación

$$E_b = 1000 \cdot f_b \quad (5.3)$$

Para la resistencia a tracción se empleó la ecuación (5.4) y alternativamente la ecuación (5.5) como aproximación, propuesta por Cheema y Klingner [6] y Hasan Orhun [12] respectivamente.

$$f_{tb} = 0,41 \sqrt{f_b} \quad (5.4)$$

$$f_{tb} = \frac{f_b}{10} \quad (5.5)$$

donde:

f_b = Resistencia a compresión del bloque, en Mpa

f_{tb} = Resistencia a la tracción del bloque, en Mpa

El módulo de poisson se consideró 0,2 en todos los casos. (Hamid y Chuckwunenye 1986)

5.3.2 MORTERO DE JUNTA

El modulo de elasticidad se considero según Cheema y Klinger (1986) y Maher y Darwin (1982), según

$$E_m = 1000 f_m \quad (5.6)$$

donde

E_m = módulo de elasticidad del mortero en Mpa

f_m = resistencia a la compresión del mortero en Mpa

La resistencia a la tracción según las ecuaciones (5.7) y (5.8);

$$f_{tm} = 0,41 \sqrt{f_m} \quad (5.7)$$

$$f_{tm} = \frac{f_m}{10} \quad (5.8)$$

donde:

f_m = Resistencia a compresión del mortero, en Mpa

f_{tm} = Resistencia a la tracción del mortero, en Mpa

para el modulo de poisson se consideraron dos valores posibles en base a las propuestas de Hamid y Chuckwunenye 1986 quienes lo fijan en 0,2 tanto para los bloques de hormigón, mortero y grout; y 0,12 ya que este fue medido experimentalmente en los ensayos de Romson Heleo Romagna [19]

5.3.3 PRISMAS

Corresponden a probetas formadas por tres bloques unidos con mortero de junta en toda la sección transversal de los bloques.

Se cuentan con tres series que forman un universo total de 23 ensayos efectuados, catorce realizados por Ramamurthy et al 2000, seis en el desarrollo de la tesis “*Resistencia a Compresão de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Grauteaos*” y tres efectuados en las dependencias de la Universidad del Bío-Bío.

Cada uno de los 23 ensayos se modelaran en el LUSAS V14.0 utilizando elementos finitos no lineales, para esto se emplearan los modelos constitutivos para materiales isotrópicos, es decir, el de Daño Isotrópico y el de multi-agrietamiento, ambos presentados en el capítulo anterior, además se probarán distintas combinaciones de datos de entrada, generando para tal fin 5 casos en donde se usan distintas expresiones para los módulos de elasticidad, resistencia a la tracción, distintos valores del modulo de poisson etc; las que se sintetizan en la tabla 5.1 para el modelo constitutivo de “multi-agrietamiento” resultando en la modelación de 115 prismas. En la tabla 5.2 se presentan las combinaciones del modelo de “Daño Isotrópico” en este caso el numero de modelos analizados fue el doble del anterior, es decir 230, esto porque en este modelo además de realizar las mismas combinaciones de datos de entrada, se probó también la influencia del parámetro A del material, utilizando para ello su valor exacto, ecuación (4.30) y aproximado, ecuación (4.31), designados por las letras a y b respectivamente.

Tabla 5.1. Combinaciones para el modelo constitutivo Multi-agrietamiento

	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5
BLOQUE					
E_b ecuacion (5.1)					
E_b ecuacion (5.2)					
E_b ecuacion (5.3)					
f_{tb} ecuacion (5.4)					
f_{tb} ecuacion (5.5)					
ν	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
MORTERO					
E_m ecuacion (5.6)					
f_{tb} ecuacion (5.4)					
f_{tb} ecuacion (5.5)					
ν	0,12	0,2	0,12	0,2	0,2

Fuente: elaboración propia

Tabla 5.2. Combinaciones modelo Daño Isotrópico.

	caso 1		caso 2		caso 3		caso 4		caso 5	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
BLOQUE										
E_b ecuacion (5.1)										
E_b ecuacion (5.2)										
E_b ecuacion (5.3)										
f_{tb} ecuacion (5.4)										
f_{tb} ecuacion (5.5)										
ν	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
MORTERO										
E_m ecuacion (5.6)										
f_{tb} ecuacion (5.4)										
f_{tb} ecuacion (5.5)										
ν	0,12	0,12	0,2	0,2	0,12	0,12	0,2	0,2	0,2	0,2

Fuente: elaboración propia

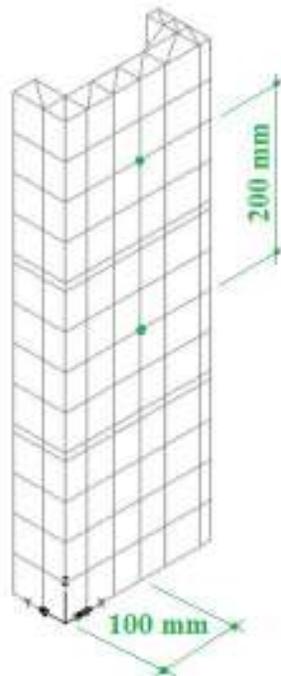


Figura 5.1. Disposición medición deformaciones en prismas Romagna.

Fuente. Elaboración propia

Tabla 5.3. Dimensiones bloques y prismas modelados en la calibración.

Designación probeta	Dimensiones Bloques (mm)			Dimensiones Prismas (mm)			f_b	f_m
	Largo	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Mpa	Mpa
Ram 1	390	200	190	390	200	590	19,75	15,60
Ram 2	390	200	190	390	200	590	19,75	12,15
Ram 3	390	200	190	390	200	590	19,75	5,00
Ram 4	390	200	190	390	200	590	19,75	4,27
Ram 5	390	200	190	390	200	590	17,56	15,60
Ram 6	390	200	190	390	200	590	17,56	12,15
Ram 7	390	200	190	390	200	590	17,56	5,00
Ram 8	390	200	190	390	200	590	17,56	4,27
Ram 9	390	200	190	390	200	590	13,48	12,15
Ram 10	390	200	190	390	200	590	13,48	5,00
Ram 11	390	200	190	390	200	590	13,48	4,27
Ram 12	390	200	190	390	200	590	10,93	5,00
Ram 13	390	200	190	390	200	590	10,93	4,27
Ram 14	390	200	190	390	200	590	6,74	4,27
B1-A1-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	17,68	3,90
B2-A1-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	27,42	5,57
B3-A1-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	28,98	3,80
B1-A2-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	12,50	7,68
B2-A2-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	24,06	7,39
B3-A2-S/G-AT	390	140	190	390	140	590	33,52	7,81
SERCOF	391	141	192	391	141	596	19,49	14,12
TOIGSEP	394	141	180	394	141	560	16,84	14,12
NEIRA & HNOS.	402	151	197	402	151	611	16,22	14,12

Fuente: elaboración propia

5.3.4 MORFOLOGÍAS INNOVADORAS (UBB)

Se presentan las cuatro morfologías propuestas en las figuras 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 a ser ensayadas en prismas de tres bloques de altura unidos por un mortero de pega de 1 cm de espesor.

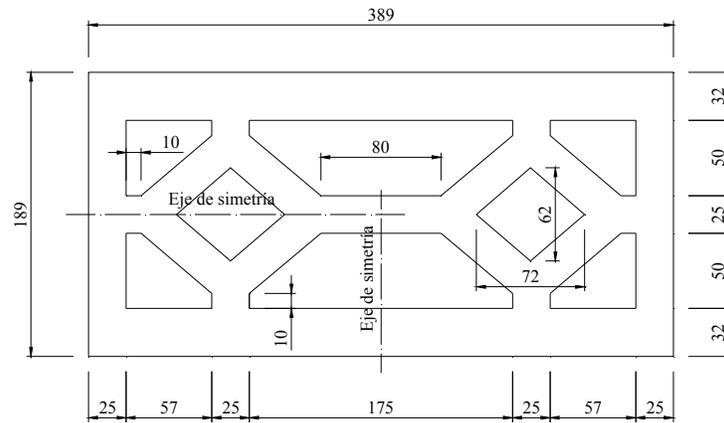


Figura 5.2. Morfología 1
Fuente: elaboración propia

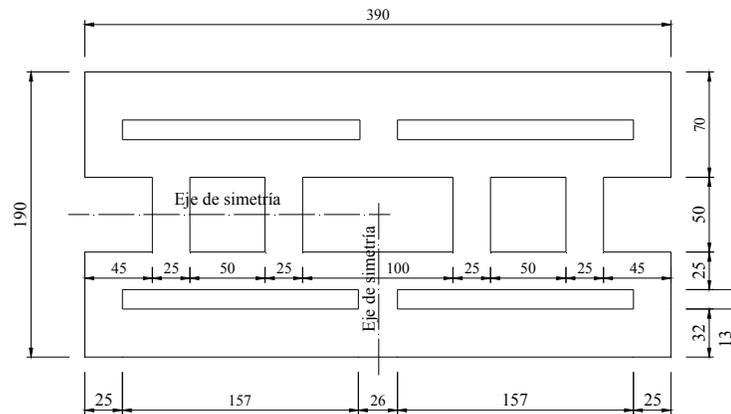


Figura 5.3. Morfología 2
Fuente: elaboración propia

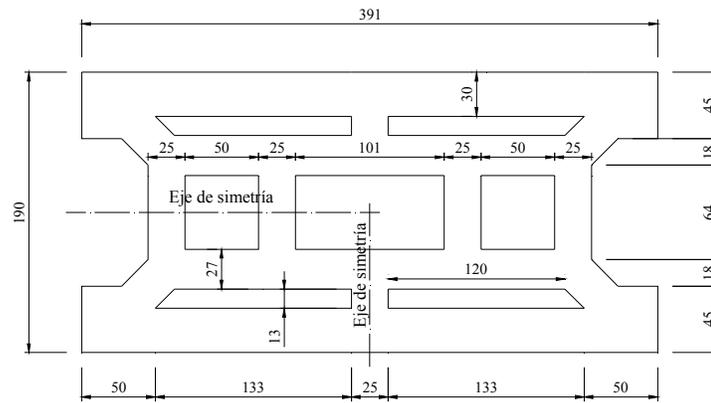


Figura 5.4. Morfología 3
Fuente: elaboración propia

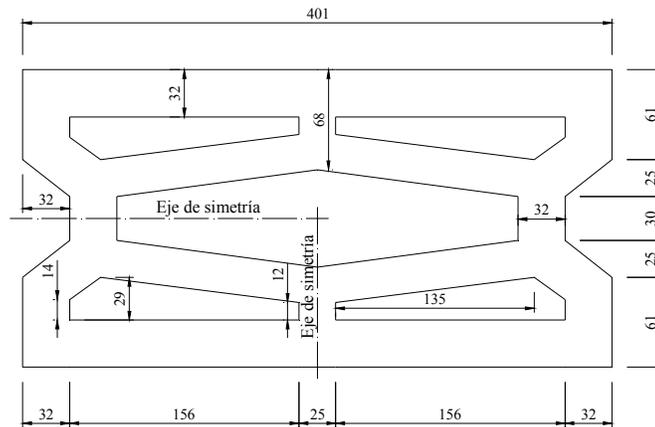


Figura 5.5. Morfología 4 (actualmente confeccionado por alumnos de construcción)
Fuente: elaboración propia

5.3.5 MURETES

Los muretes corresponden a probetas de muros de albañilería formadas en este caso por 5 filas de bloques unidos por un mortero de pega de 1,5 cm de espesor.

Tabla 5.4. Dimensiones muretes DICTUC

Designación probeta	Dimensiones Bloques (mm)			Dimensiones Muretes (mm)			f_b	f_m
	Largo	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Mpa	Mpa
M-BH-PR	390	190	190	1021,5	190	1010	17,10	11,84
M- BH-AD	390	190	190	1021,5	190	1010	17,10	10,92
M- BH-DR	390	190	190	1021,5	190	1010	17,10	12,55

Fuente: elaboración propia

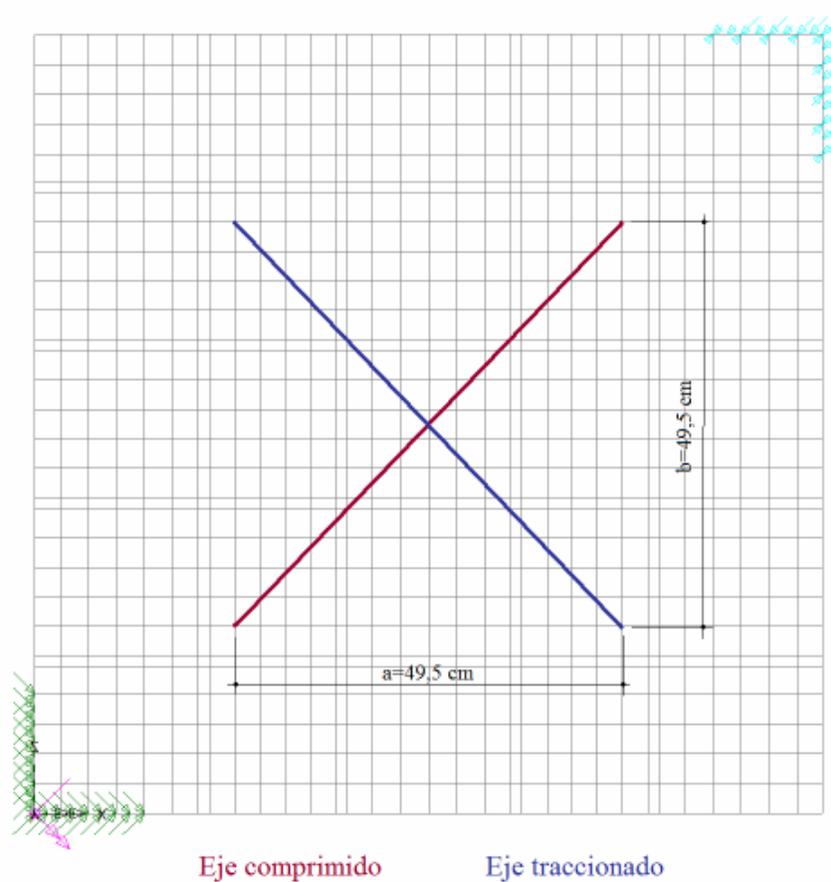


Figura 5.6. Disposición ejes de medición deformaciones muretes.

Fuente. Elaboración propia

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Objetivo

El objetivo de este capítulo es presentar los resultados obtenidos del análisis no lineal efectuado en el LUSAS, para la validación de los modelos implementados de prismas y muretes conformados por bloques huecos de hormigón.

6.1 ERRORES MEDIOS DE LA RESISTENCIA PRISMÁTICA, PARA LOS MODELOS CONSTITUTIVOS.

De acuerdo a la planificación de esta investigación, se requería justificar la utilización de un modelo constitutivo para los materiales que componen la albañilería. Para tal efecto se midieron los errores medios de la resistencia a compresión prismática para los casos implementados de Ramamurthy, Romson Heleo Romagna y los ensayos efectuados en las dependencias de la Universidad del Bio-Bio, para los modelos constitutivos de daño isotrópico y de agrietamiento múltiple. Los resultados de los errores medios de la resistencia a compresión prismática por caso, son los siguientes

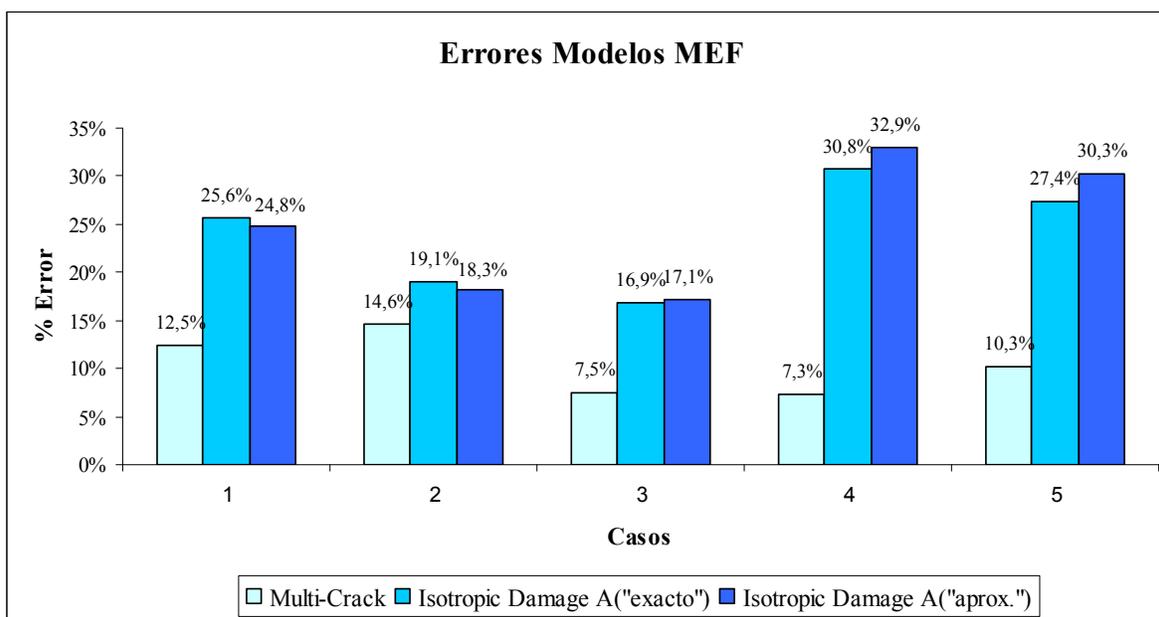


Gráfico 6.1 – Errores medios resistencia prismática por caso

Fuente: elaboración propia

Se puede ver que el modelo constitutivo de multi-agrietamiento es el que en todos los casos resulta con los menores errores medios, alcanzando un mínimo de 7.3% para el caso 4, este caso corresponden al uso de la expresión del ACI- Building Code 318 para el modulo de elasticidad de los bloques y el uso de la ecuación (5.4) para la determinación de la resistencia a la tracción. Y el máximo error llega a 14.6% en el caso 2, en este se utilizo la ecuación (5.2) del CEB-FIB Mode Code (1990) y (5.4) para el modulo de elasticidad y

resistencia a la tracción. En contra posición el modelo con el mas alto error en la mayoría de los casos resulto ser el de daño isotrópico alcanzando un máximo de 32.9% en el caso 4

Ahora bien, la distribución de los errores por caso, para cada modelo constitutivo se presenta desde el gráficos 6.2 al 6.4.

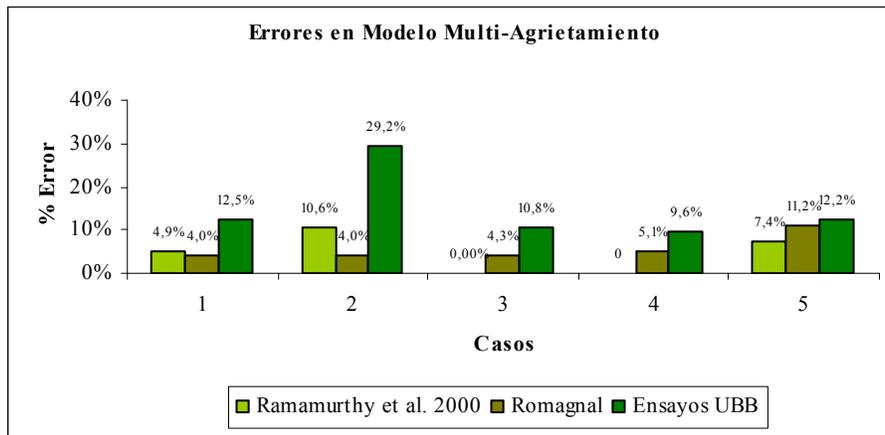


Gráfico 6.2 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Multi-Agrietamiento”
Fuente: elaboración propia

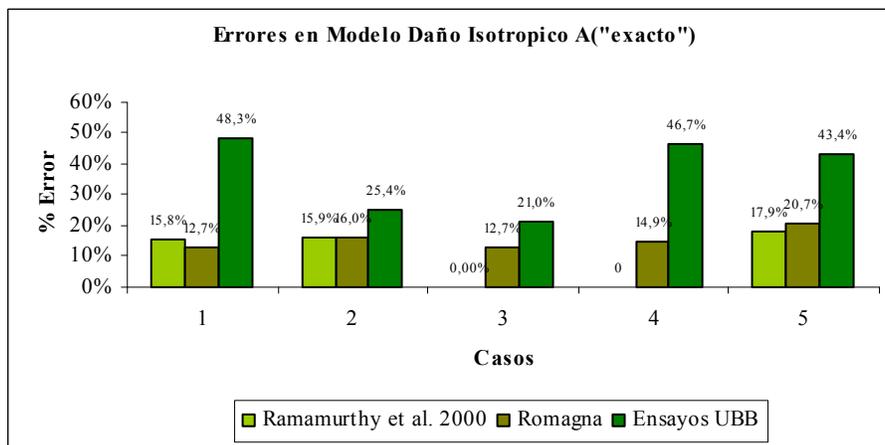


Gráfico 6.3 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Daño Isotrópico”
Fuente: elaboración propia

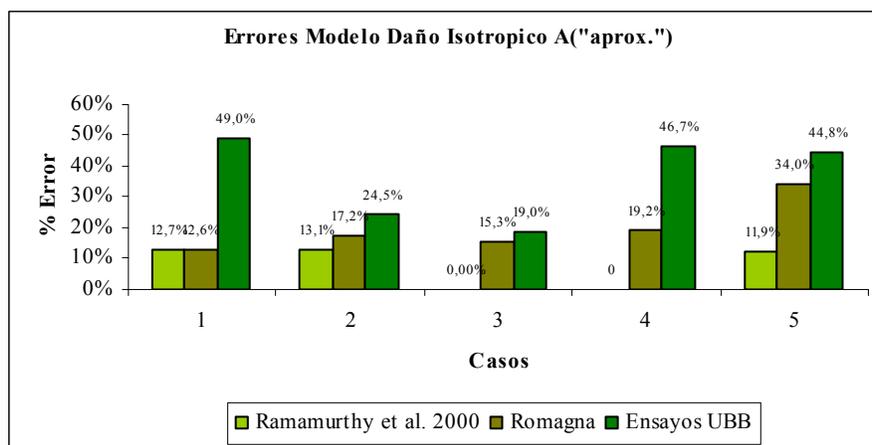


Gráfico 6.4 – Errores medios por caso, para el modelo constitutivo “Daño Isotrópico”

Fuente: elaboración propia

En los casos 3 y 4 el módulo de elasticidad de los bloques fue determinada a partir de la ecuación propuesta por el ACI- Building Code 318, por tal motivo no fue posible analizar los ensayos de Ramamurthy et al. (2000), ya que en estos ensayos la densidad de los bloques ni el mortero fueron registrados

6.2 AJUSTE DE GRAFICAS DEFORMACIÓN AXIAL PARA PRISMAS

A partir del gráfico 6.5 y hasta el 6.23 se comparan los ajustes de las curvas de deformación axial para los prismas ensayados por Romson Heleo Romagna, con los provenientes del análisis no lineal hecho en el software LUSAS Versión 14.0-3.

Tabla 6.1. Características mecánicas a la compresión de los bloques y mortero, ensayos Romagna

Denominación	Prisma A _{liq} (Mpa)	Resistencia a la Compresion de los bloques (Mpa)	Resistencia a la Compresion mortero de junta (Mpa)
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	3,90
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	5,57
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	3,80
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	7,68
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	7,39
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	7,81

Fuente: elaboración propia.

6.2.1 MULTI-AGRIETAMIENTO

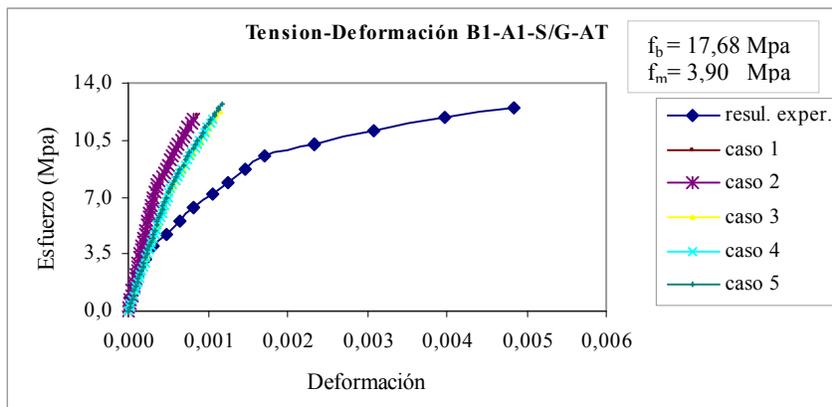


Gráfico 6.5 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

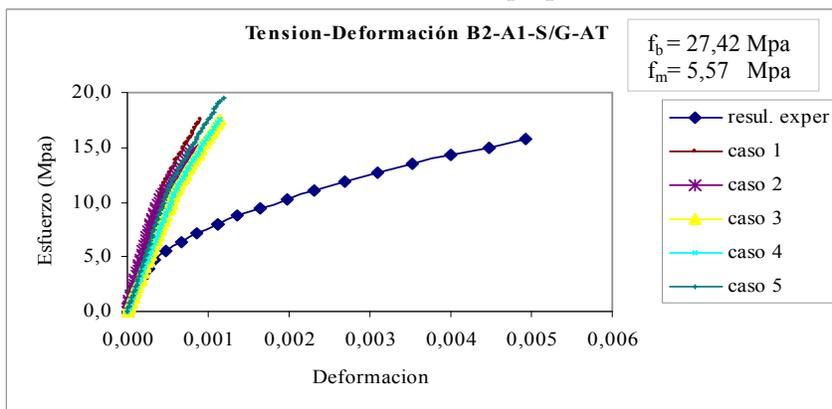


Gráfico 6.6 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

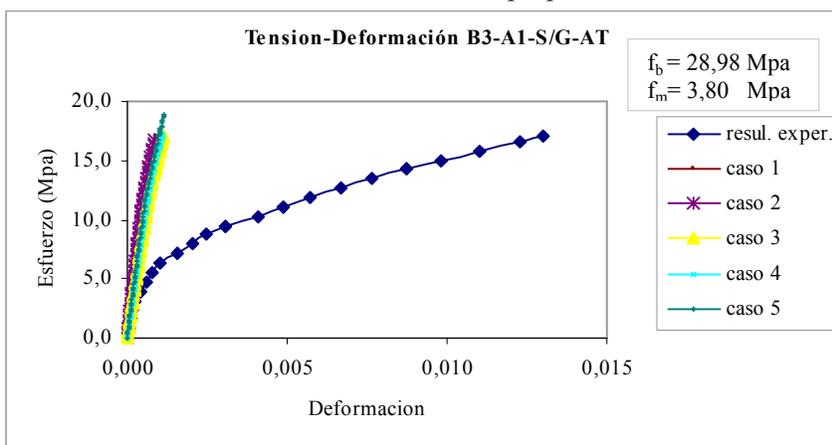


Gráfico 6.7 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

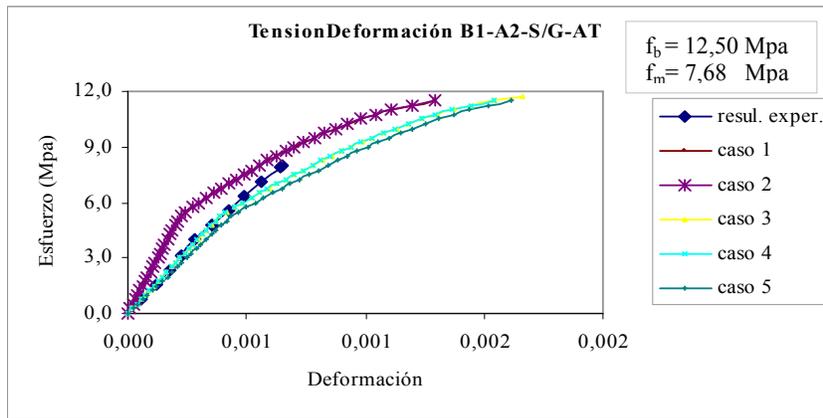


Gráfico 6.8 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT
Fuente: elaboración propia

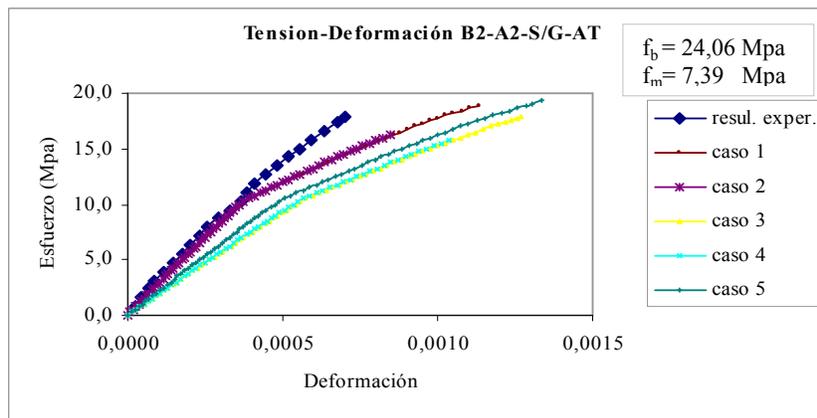


Gráfico 6.9 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT
Fuente: elaboración propia

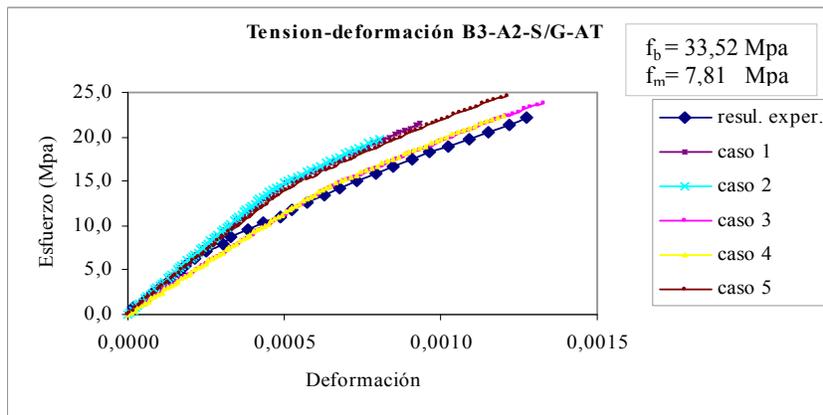


Gráfico 6.10 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
Fuente: elaboración propia

6.2.2 DAÑO ISOTROPICO CASO A

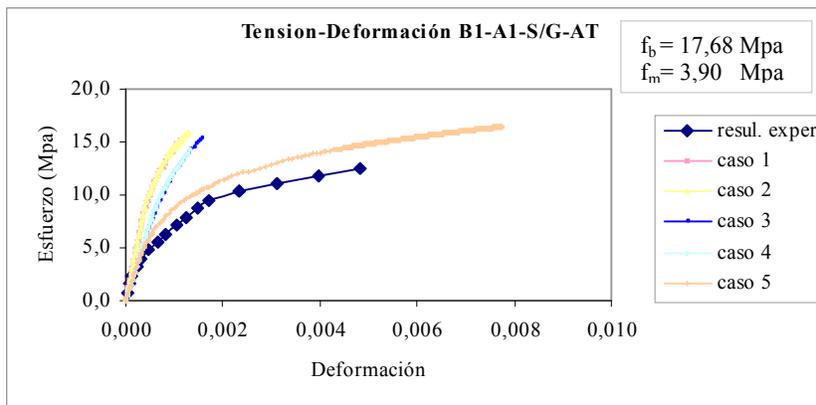


Gráfico 6.11 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

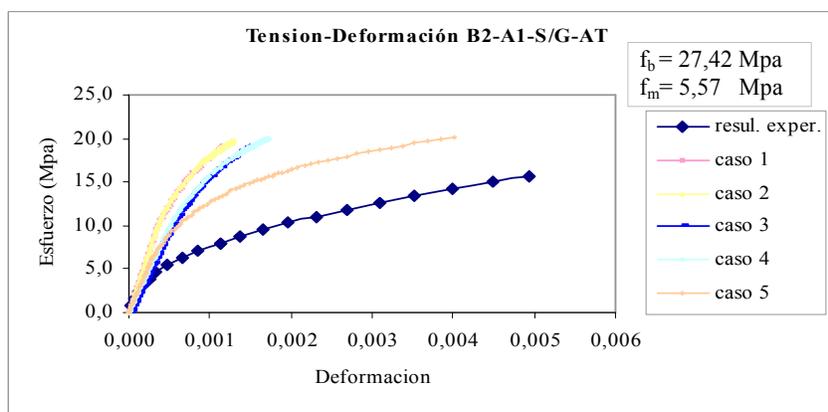


Gráfico 6.12 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

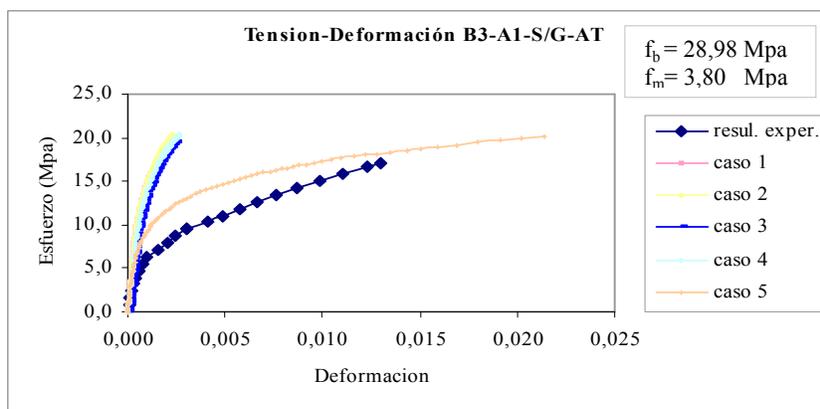


Gráfico 6.13 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

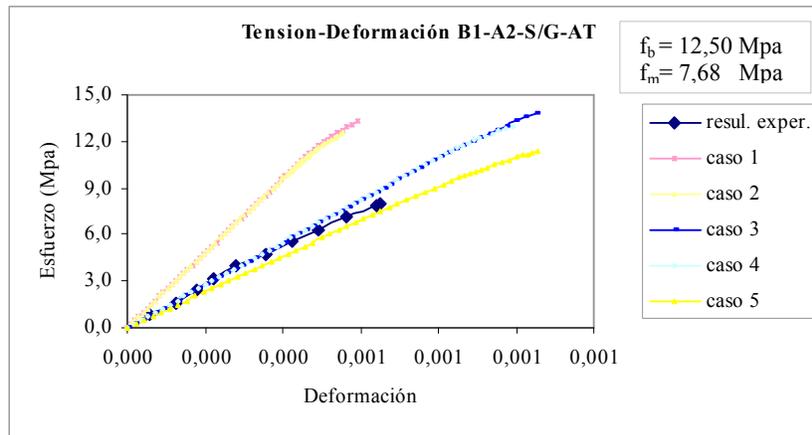


Gráfico 6.14 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

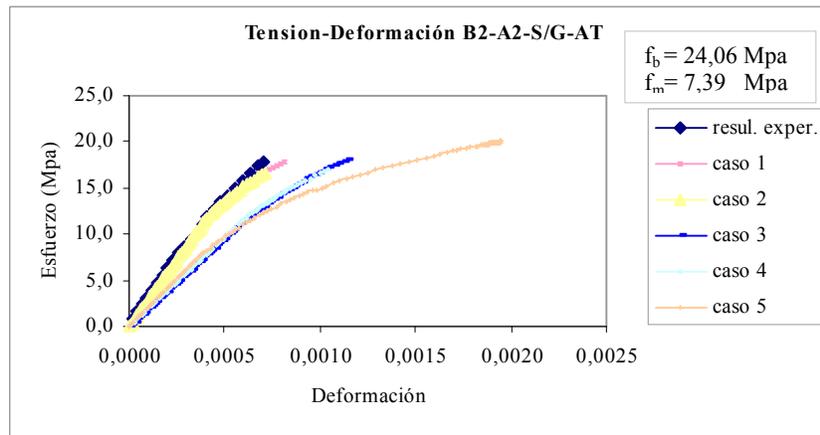


Gráfico 6.15 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

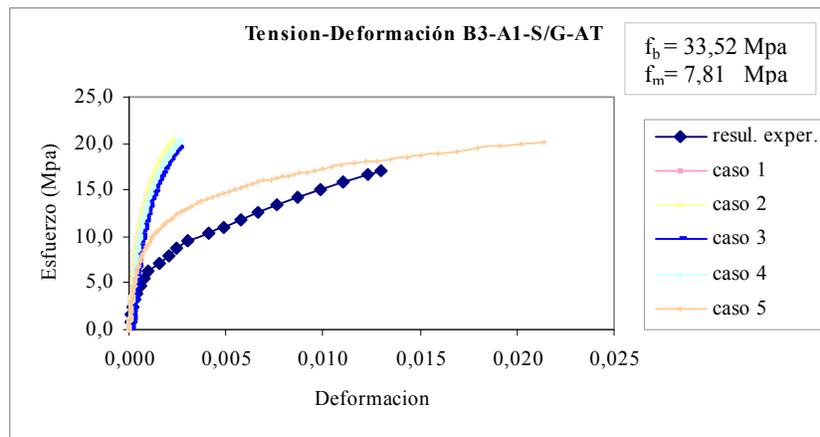


Gráfico 6.16 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

6.2.3 DAÑO ISOTROPICO CASO B

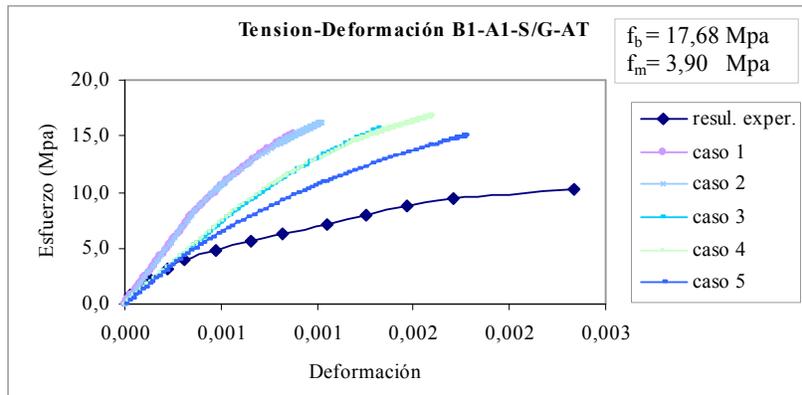


Gráfico 6.17 – Tensión-Deformación probeta B1-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

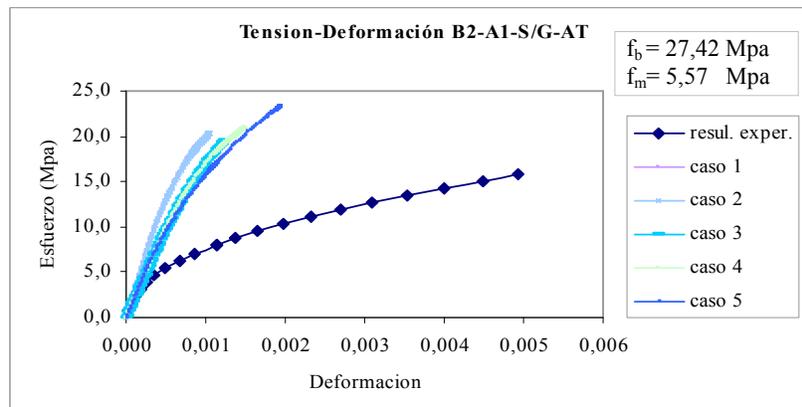


Gráfico 6.18 – Tensión-Deformación probeta B2-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

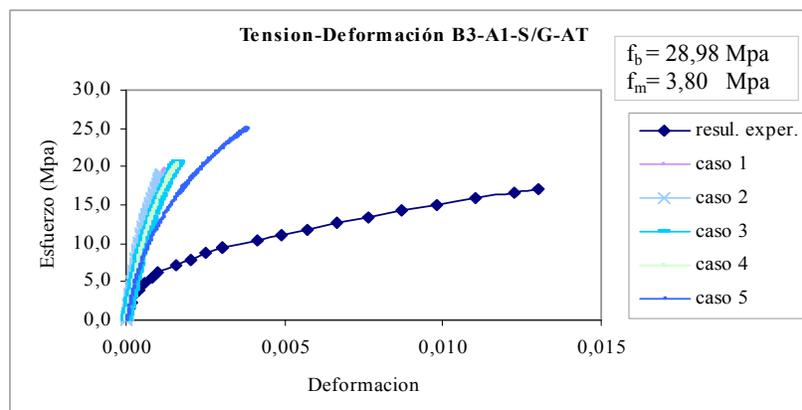


Gráfico 6.19 – Tensión-Deformación probeta B3-A1-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

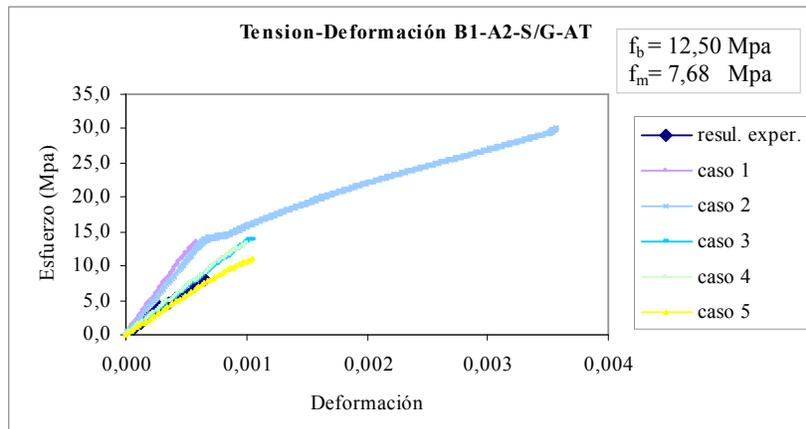


Gráfico 6.20 – Tensión-Deformación probeta B1-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

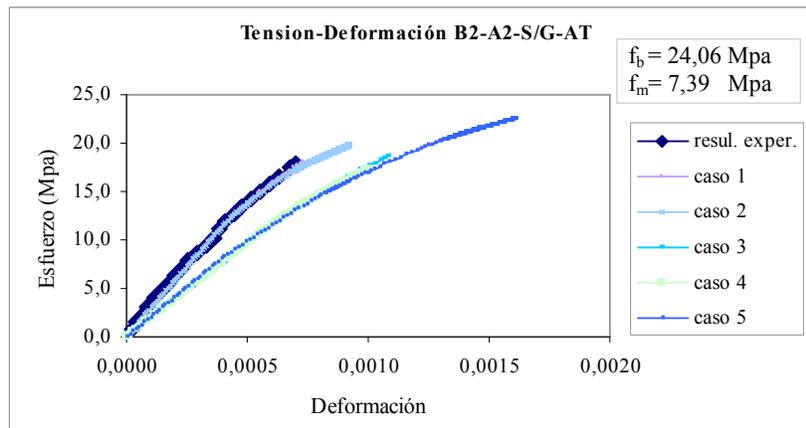


Gráfico 6.21 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

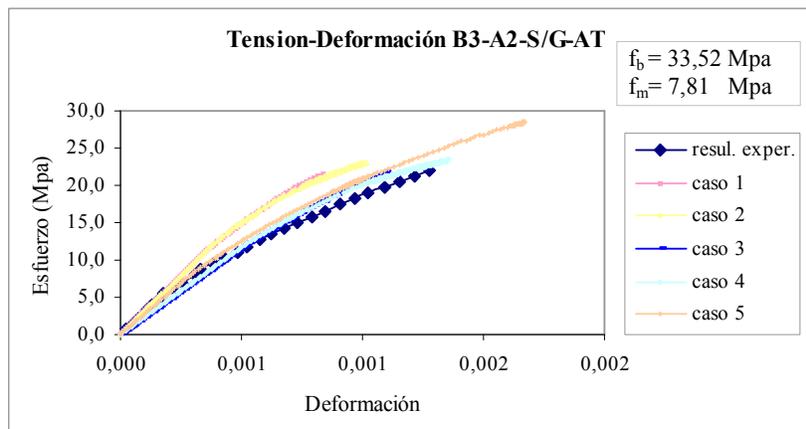


Gráfico 6.22 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

El comportamiento de las curvas en las probetas donde se utilizo el mortero tipo A1, $f_m < 6$ Mpa, fue deficiente, asemejándose el resultado más bien a una curva de material frágil. En todos estos casos la deformación alcanzada por el programa fue mucho menor a la real. Sin embargo en los prismas con mortero de junta A2, $f_m > 7,5$ Mpa, el comportamiento de las curvas del programa fue mucho mejor al caso anterior, observándose una mayor semejanza en la tendencia de las curvas y la deformación última de estas mismas.

Como conclusión, una mayor resistencia a compresión por parte del mortero de junta, brinda un mejor ajuste entre las curvas de deformación longitudinal teórica con la experimental del prisma. Evidenciándose un comportamiento lineal acompañado de pequeñas deformaciones últimas, entorno al 0,001, en todos los casos donde el mortero utilizado presentaba bajas resistencias a compresión, menor a 6 Mpa; para los restantes casos en que $f_m > 7,5$ Mpa, las curvas de deformación tienen un mayor comportamiento no lineal, ajustándose de mejor forma a las experimentales de Romagna [19].

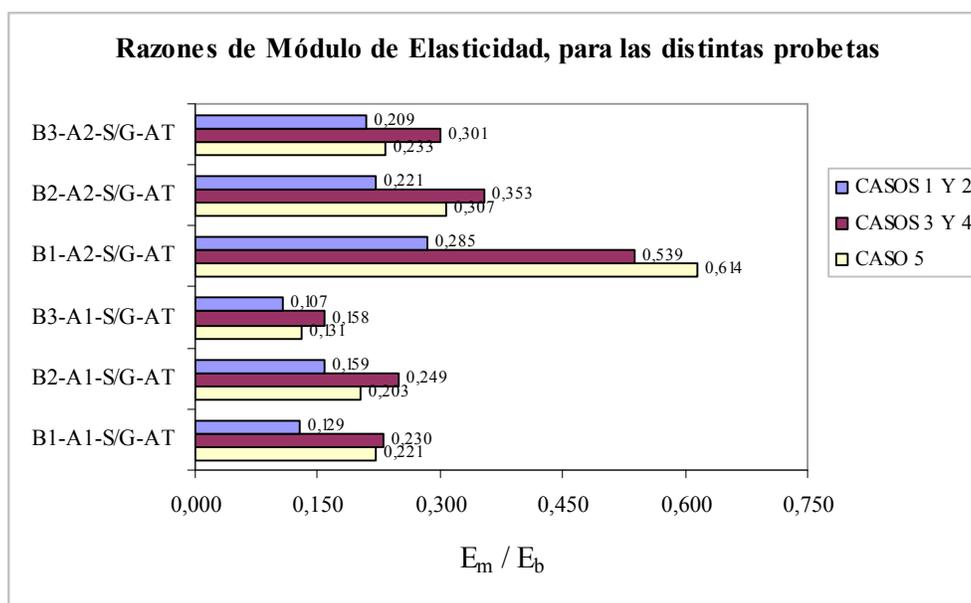


Gráfico 6.23 – Razones de módulos de elasticidad, para las probetas usados en los distinto casos.

Fuente: elaboración propia.

Para el modelo constitutivo de agrietamiento múltiple es válida también la conclusión anterior, además en este caso, el buen ajuste queda definido a partir de un límite inferior entre los módulos de elasticidad del mortero y de los bloques de hormigón. Dicho límite corresponde a $E_m/E_b = 0,285$ aproximadamente, donde para razones menores el comportamiento es más bien lineal, con presencia de deformaciones mucho inferior a las reales. Para valores mayores y hasta 0,614 el ajuste es bastante razonable y aceptable.

Tabla 6.1 – Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.

PROBETA	CASOS 1 Y 2	CASOS 3 Y 4	CASO 5
B1-A1-S/G-AT	0,129	0,230	0,221
B2-A1-S/G-AT	0,159	0,249	0,203
B3-A1-S/G-AT	0,107	0,158	0,131
B1-A2-S/G-AT	0,285 *	0,539 *	0,614 *
B2-A2-S/G-AT	0,221 *	0,353 *	0,307 *
B3-A2-S/G-AT	0,209 *	0,301 *	0,233 *

* buen ajuste de curva Tensión-Deformación longitudinal prismática para modelo constitutivo "agrietamiento múltiple"

Fuente: elaboración propia

Para el modelo constitutivo de daño isotrópico, los resultados fueron muy similares al modelo anterior, en cuanto al comportamiento de las curvas, observándose una menor deformación y un comportamiento lineal en todos los casos donde el mortero de junta era el designado como A1. Un mejor resultado se logró en las deformaciones últimas para todos los prismas donde se empleó el mortero A2, tanto para los casos a y b.

Para las dos situaciones del modelo constitutivo de daño isotrópico, es decir, para el uso de la ecuación 4.29 y 4.30 para determinar el valor exacto y aproximado del parámetro del material "A" respectivamente, el límite de las razones entre los módulos de elasticidad del mortero y los bloques que divide un buen ajuste de uno malo, resulta ser $E_m/E_b = 0,353$; donde para valores menores el comportamiento predicho por el LUSAS Versión 14.0-3 es deficiente en deformación y presenta un comportamiento prácticamente lineal, para valores mayores a dicho límite, la curva Tensión-Deformación se ajusta mejor a la deformación real.

Tabla 6.2 - Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.

PROBETA	CASOS 1 Y 2	CASOS 3 Y 4	CASO 5
B1-A1-S/G-AT	0,129	0,230	0,221
B2-A1-S/G-AT	0,159	0,249	0,203
B3-A1-S/G-AT	0,107	0,158	0,131
B1-A2-S/G-AT	0,285	0,539 *	0,614 *
B2-A2-S/G-AT	0,221 *	0,353 *	0,307
B3-A2-S/G-AT	0,209 *	0,301 *	0,233

* buen ajuste de curva Tensión-Deformación longitudinal prismatica para modelo constitutivo "daño isotrópico" y parametro del material A, según ecuación 4.29

Fuente: elaboración propia.

Sin embargo estudiando mas específicamente los resultados del análisis no lineal, se aprecia un limite menor de los módulos de elasticidad, para el caso b, siendo de 0,307. Por esta razón se recomienda el uso de la ecuación 4.30 para calcular el parámetro del material “A” en el modelo de daño isotrópico, ya que este brinda un rango más estable.

Tabla 6.3 - Razones E_m/E_b para la distintas probetas y casos estudiados.

PROBETA	CASOS 1 Y 2	CASOS 3 Y 4	CASO 5
B1-A1-S/G-AT	0,129	0,230	0,221
B2-A1-S/G-AT	0,159	0,249	0,203
B3-A1-S/G-AT	0,107	0,158	0,131
B1-A2-S/G-AT	0,285	0,539 *	0,614 *
B2-A2-S/G-AT	0,221 *	0,353 *	0,307 *
B3-A2-S/G-AT	0,209 *	0,301 *	0,233 *

* buen ajuste de curva Tensión-Deformación longitudinal prismatica para modelo constitutivo "daño isotrópico" y parametro del material A, según ecuación 4.30

Fuente: elaboración propia.

6.3 MEJORES AJUSTES POR MODELO CONSTITUTIVO

6.3.1 MULTI-AGRIETAMIENTO

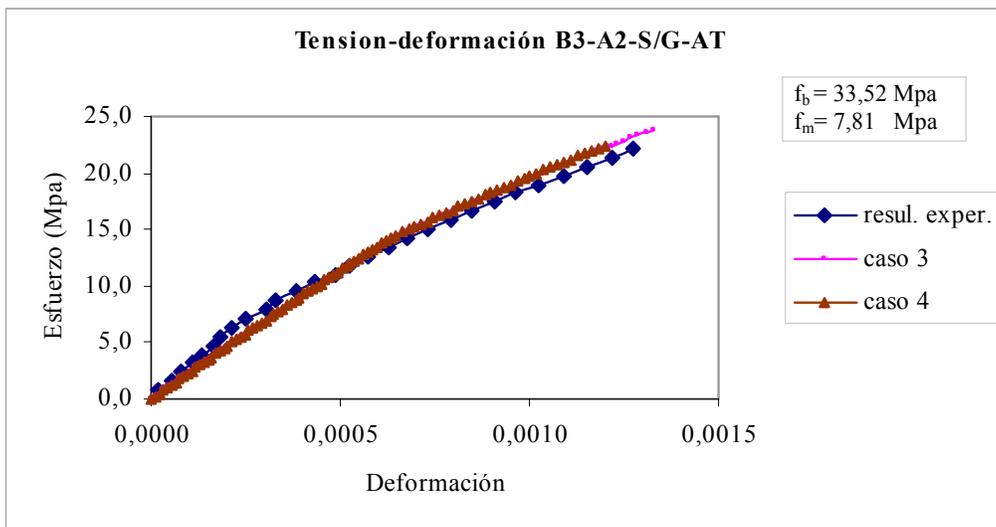


Gráfico 6.24 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

6.3.2 DAÑO ISOTROPICO CASO A

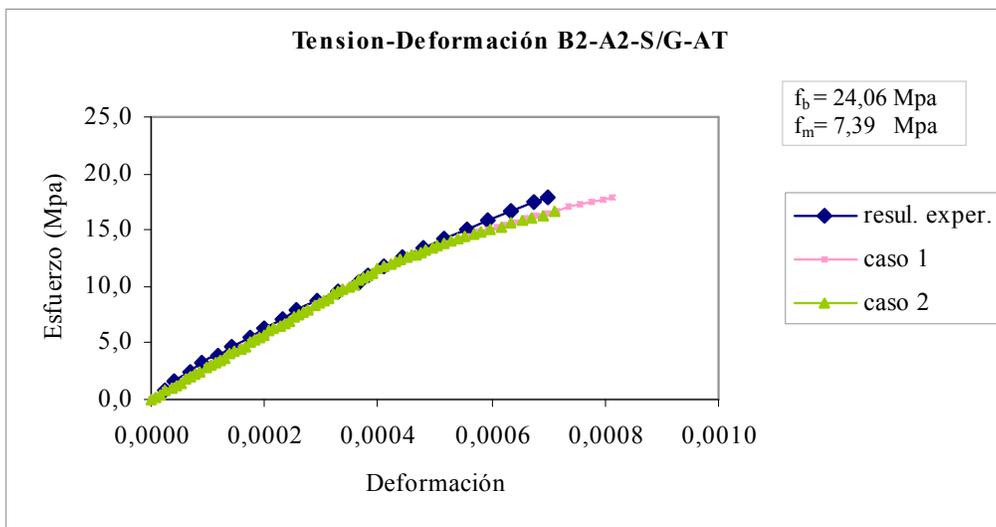


Gráfico 6.25 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

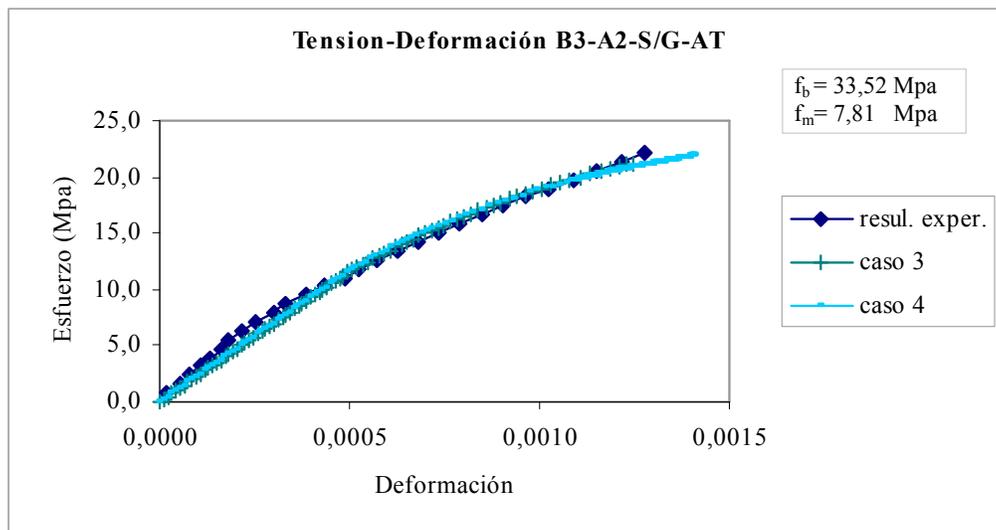


Gráfico 6.26 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

6.3.3 DAÑO ISOTROPICO CASO B

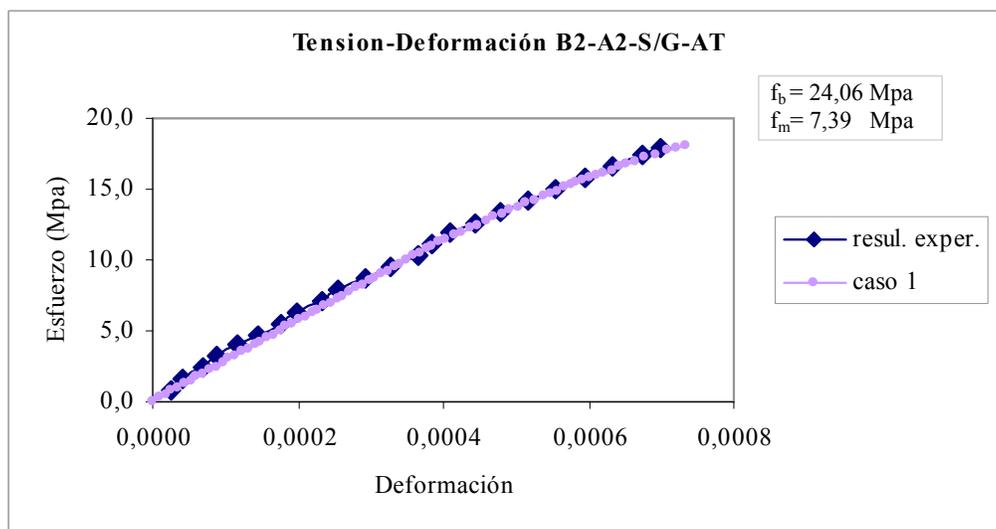


Gráfico 6.27 – Tensión-Deformación probeta B2-A2-S/G-AT
 Fuente: elaboración propia

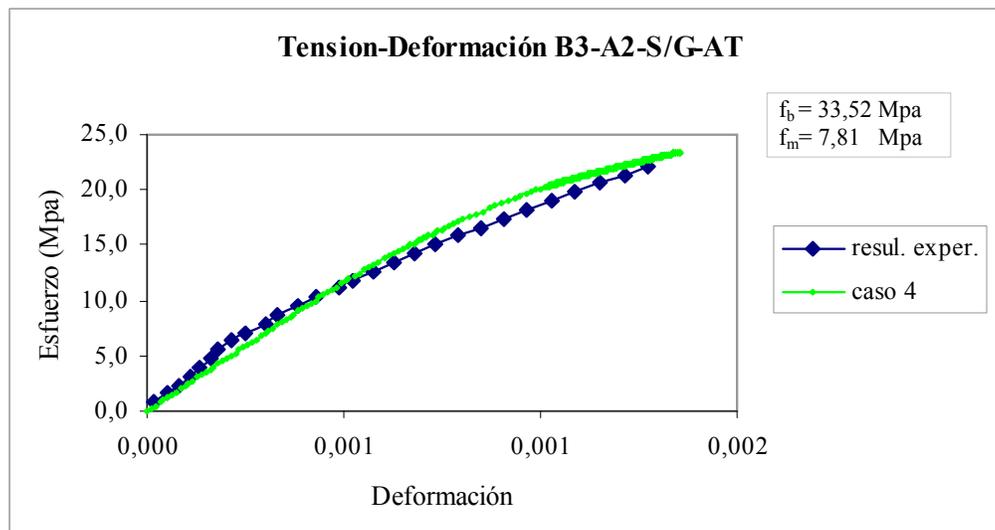


Gráfico 6.28 – Tensión-Deformación probeta B3-A2-S/G-AT
Fuente: elaboración propia

En observación de las mejores curvas de ajuste se confirma el análisis anterior, en cuanto a que los prismas que presentan una mayor similitud entre las deformaciones medidas experimentalmente y las obtenidas con el programa LUSAS Versión 14.0-3, corresponde a probetas en donde fue usado el mortero con resistencia a la compresión mayores a 7 Mpa.

Cabe destacar el alto grado de similitud alcanzado en estos casos, en donde la curva de deformación axial del programa se sobrepone a la real, lo cual valida la gran exactitud en algunos resultados alcanzados.

Aunque el modelo de multi-agrietamiento es el que presenta menores errores medios en cuanto a la resistencia ultima a compresión, el modelo de daño isotrópico es el que logra una mayor cantidad de buenos ajustes de las curvas de deformación axial.

6.4 RESULTADOS GRÁFICOS DEL AGRIETAMIENTO EN PRISMAS DE BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN (MODELO MULTI-AGRIETAMIENTO)

En la implementación numérica de los prismas para modelar el agrietamiento, se utilizó el criterio de simetría en la modelación geométrica de las probetas, esto ya que el software cuenta con esta poderosa herramienta incorporada.

Merece especial mención, que todos los prismas modelados presentan idéntica forma de propagación del agrietamiento, es decir, por tracción en los bloques de hormigón y no en el mortero de junta. En las figuras 6.29, 6.30, 6.31, 6.32 Y 6.33 se muestra el agrietamiento de estos prismas.

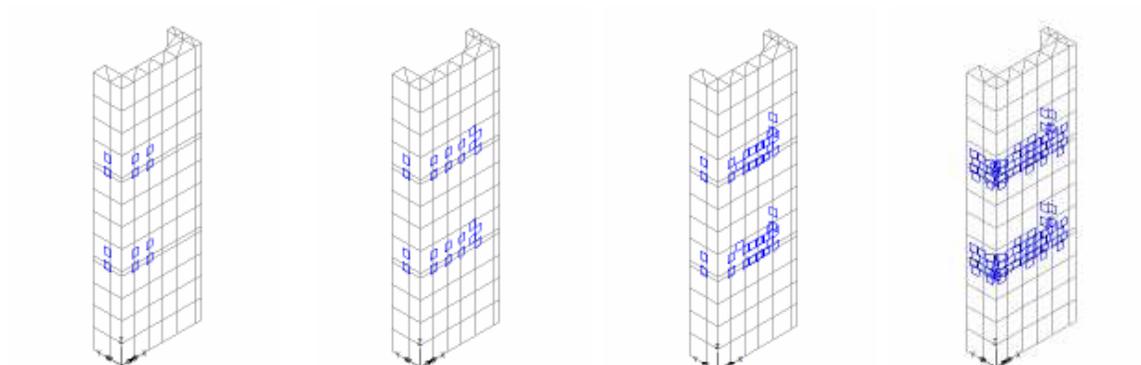


Figura 6.29 – Propagación de agrietamiento en prisma B1-A1-S/G-AT

Fuente: Programa computacional LUSAS

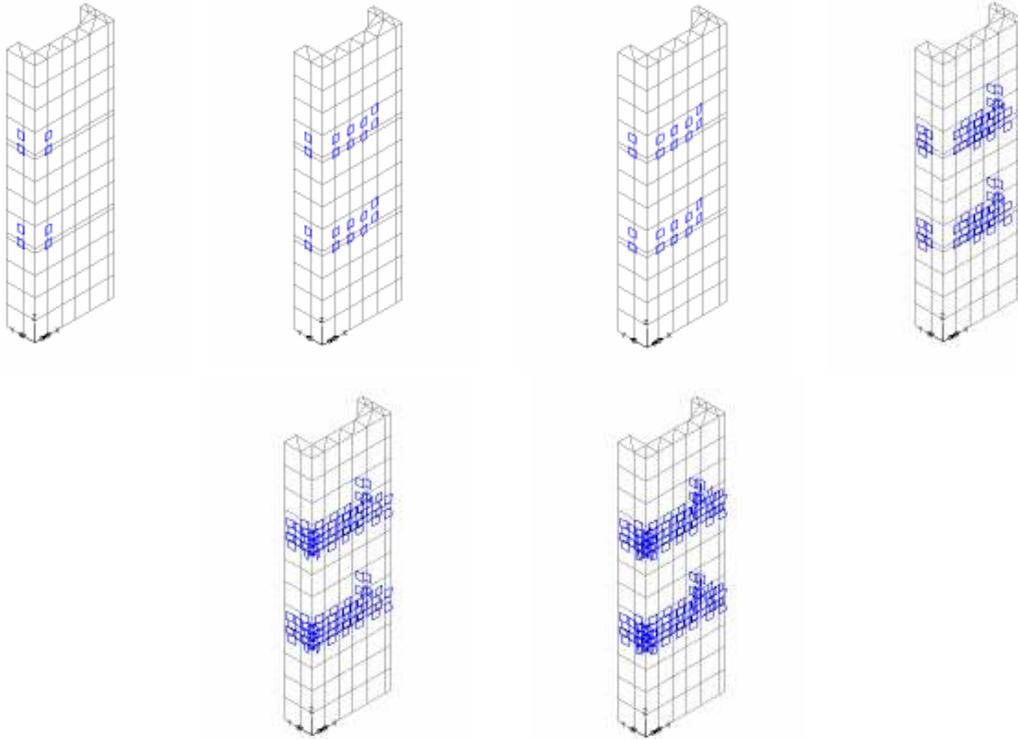
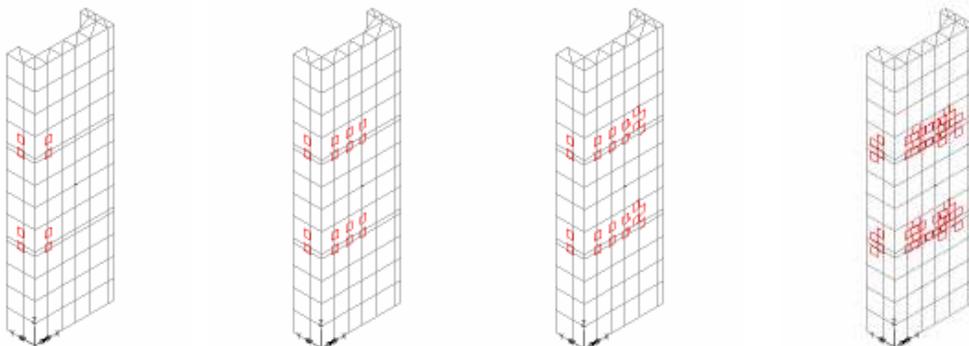


Figura 6.30 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A1-S/G-AT
Fuente: Programa computacional LUSAS



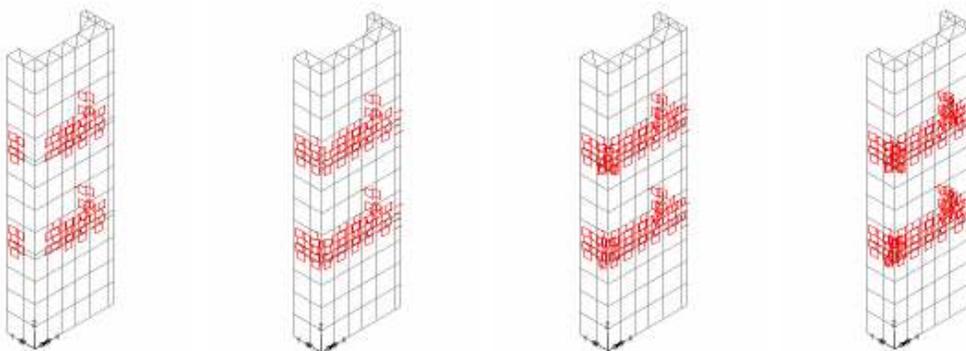


Figura 6.31 – Propagación de agrietamiento en prisma B3-A1-S/G-AT
Fuente: Programa computacional LUSAS

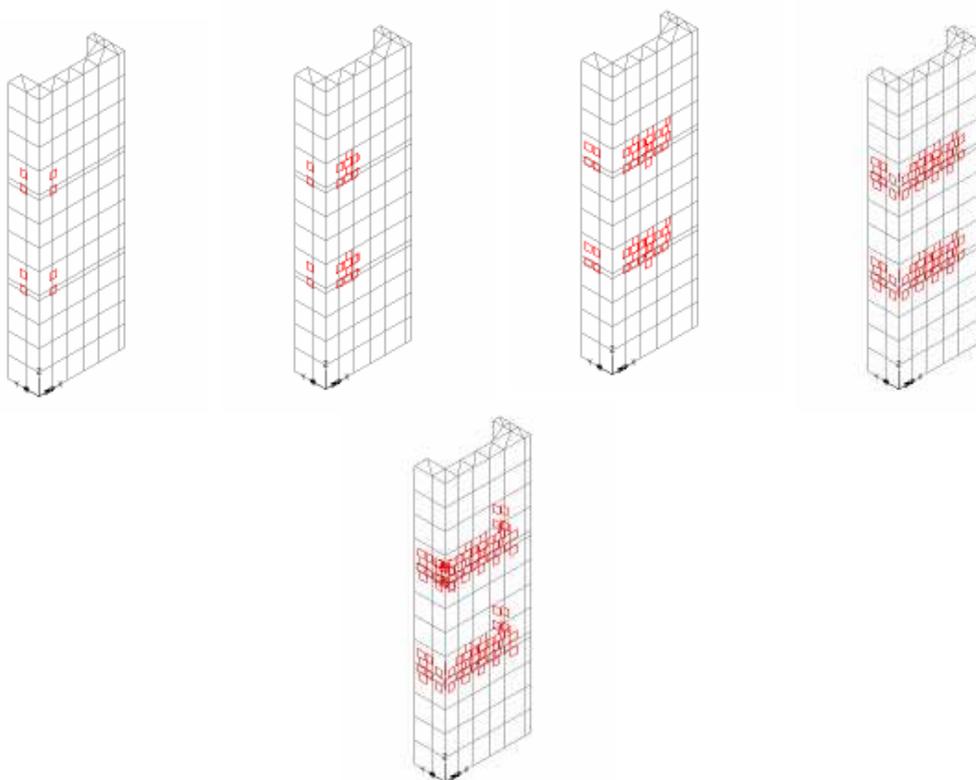


Figura 6.32 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A2-S/G-AT
Fuente: Programa computacional LUSAS

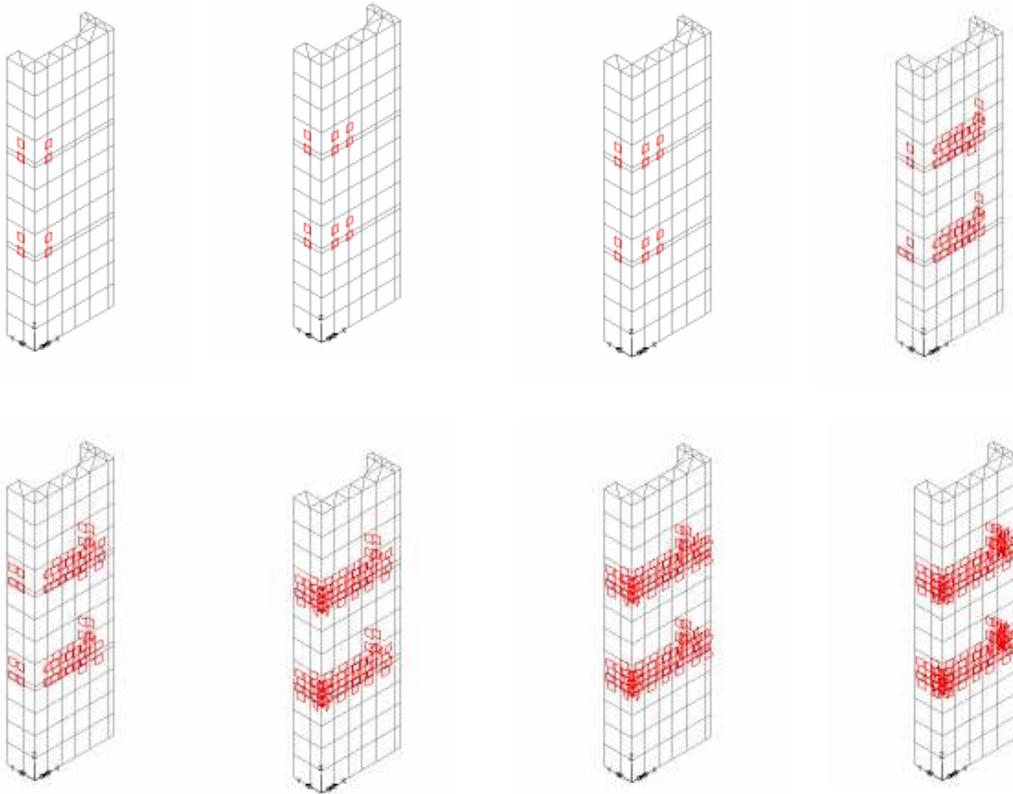


Figura 6.33 – Propagación de agrietamiento en prisma B2-A2-S/G-AT
Fuente: Programa computacional LUSAS



Figura 6.34 Modo ruptura prisma B3-A2-S/G-AT.
Fuente: Romson Heleo Romagna

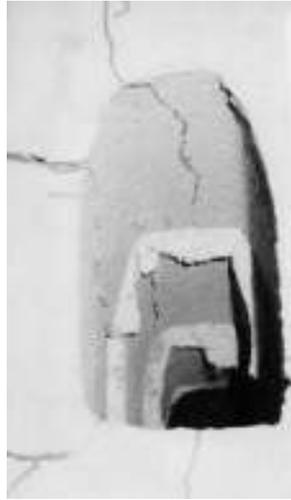


Figura 6.35 Fotos de fisuras internas.

Fuente: Romson Heleo Romagna

6.5 GRAFICAS DE PREDICCIONES RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN PARA PRISMAS

En base a los resultados experimentales de resistencia a compresión en prismas y utilizando distintas expresiones para los módulos de elasticidad y resistencia a la tracción se estudio el ajuste de curvas que lograran predecir la capacidad ultima de los prismas bajo esfuerzos de compresión axial.

Estas ecuaciones son altamente prácticas, ya que permiten predecir con cierto margen de error conocido, las resistencias últimas de compresión en estos prismas, esto es muy importante ya que f_p es uno de los principales datos de diseño en albañilería, al igual que la resistencia al corte.

Los datos con los cuales fueron confeccionados se presentan en el anexo D de este trabajo

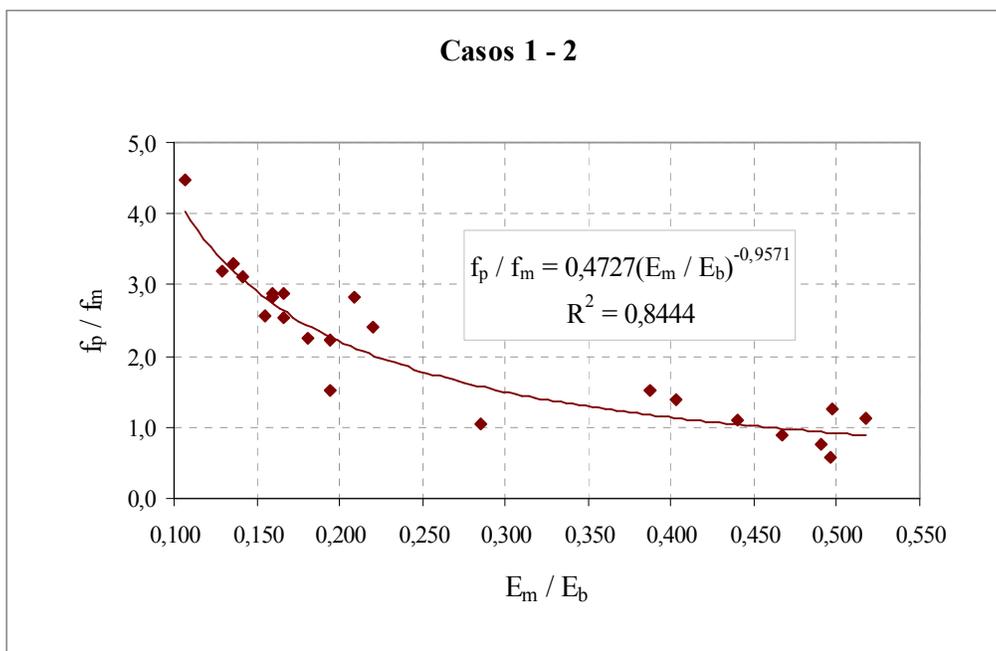


Gráfico 6.29 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

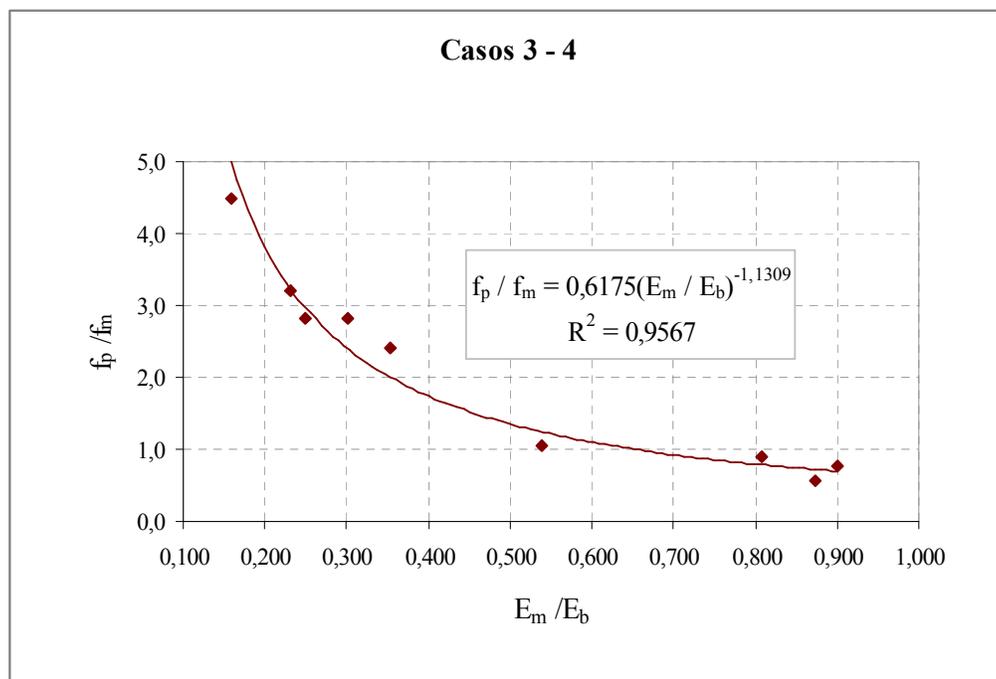


Gráfico 6.30 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

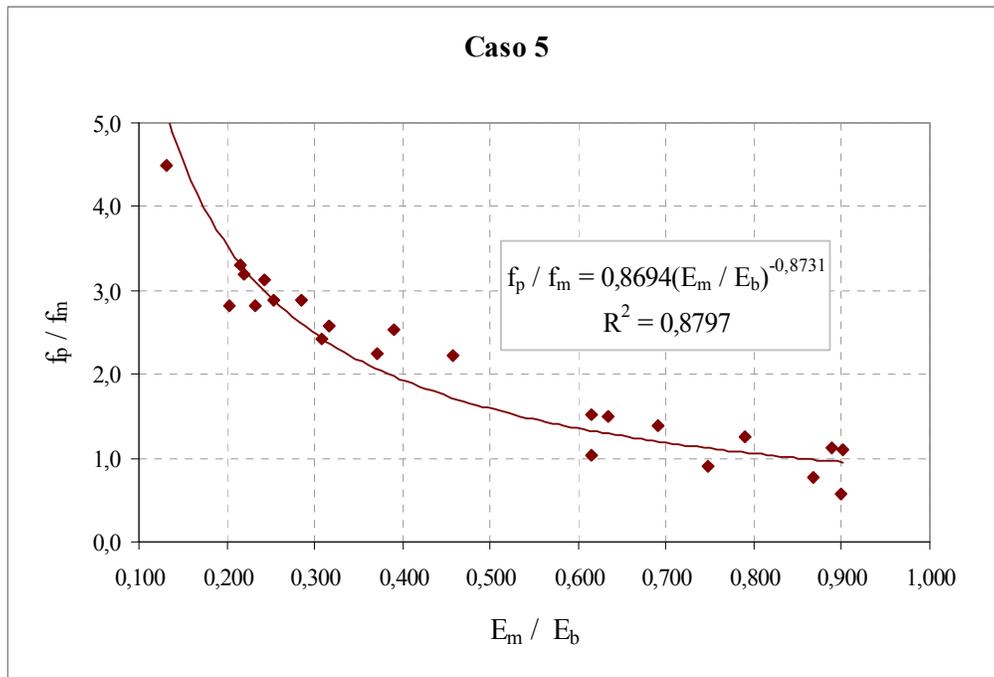


Gráfico 6.31 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

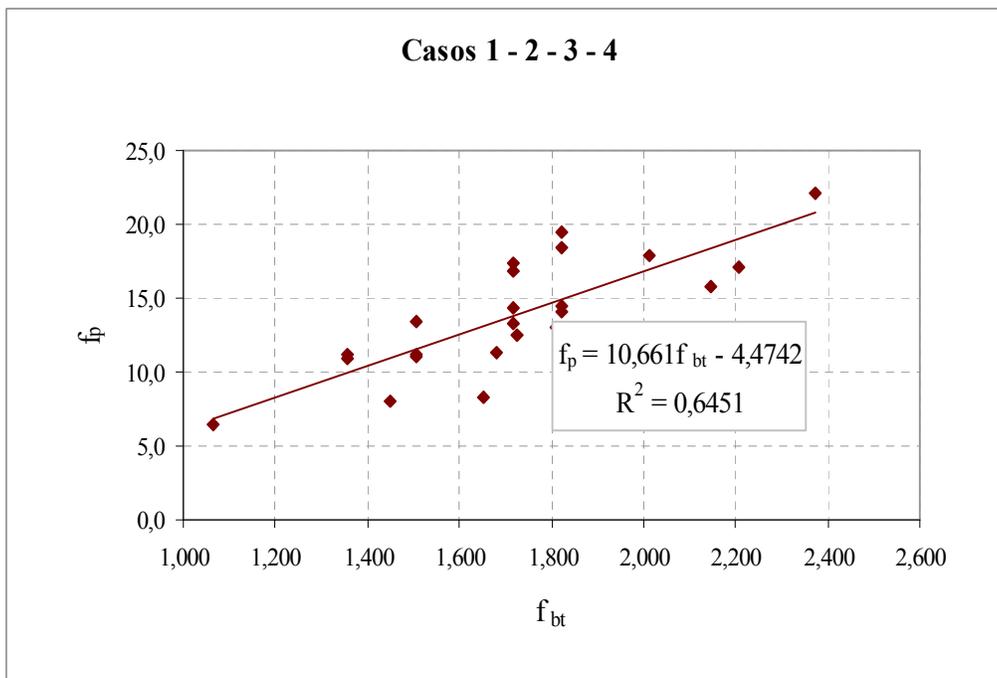


Gráfico 6.32 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

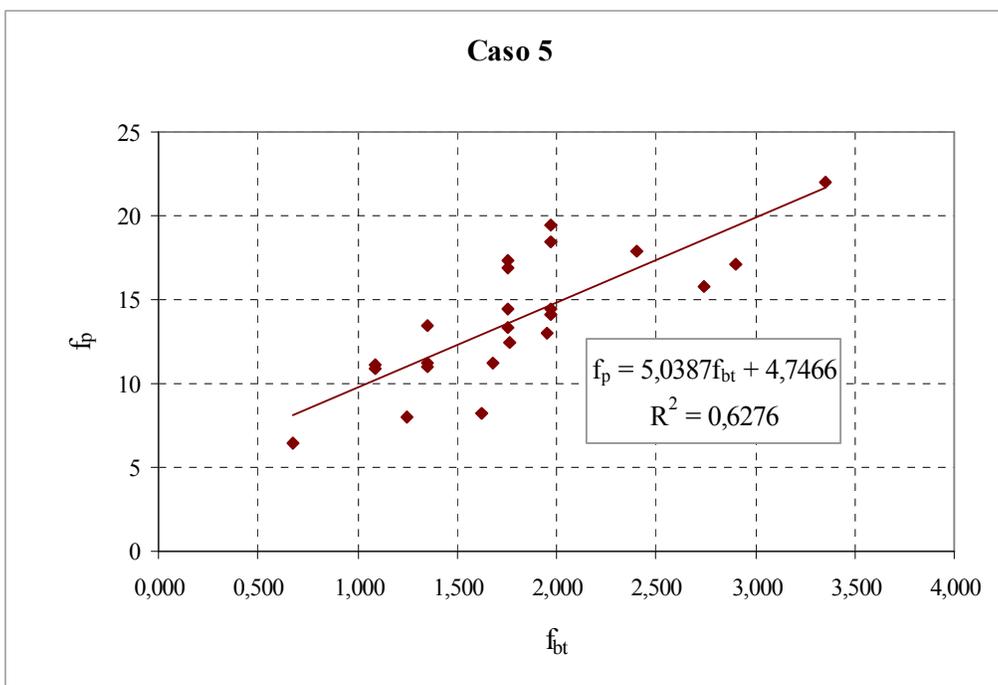


Gráfico 6.33 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
 Fuente: elaboración propia

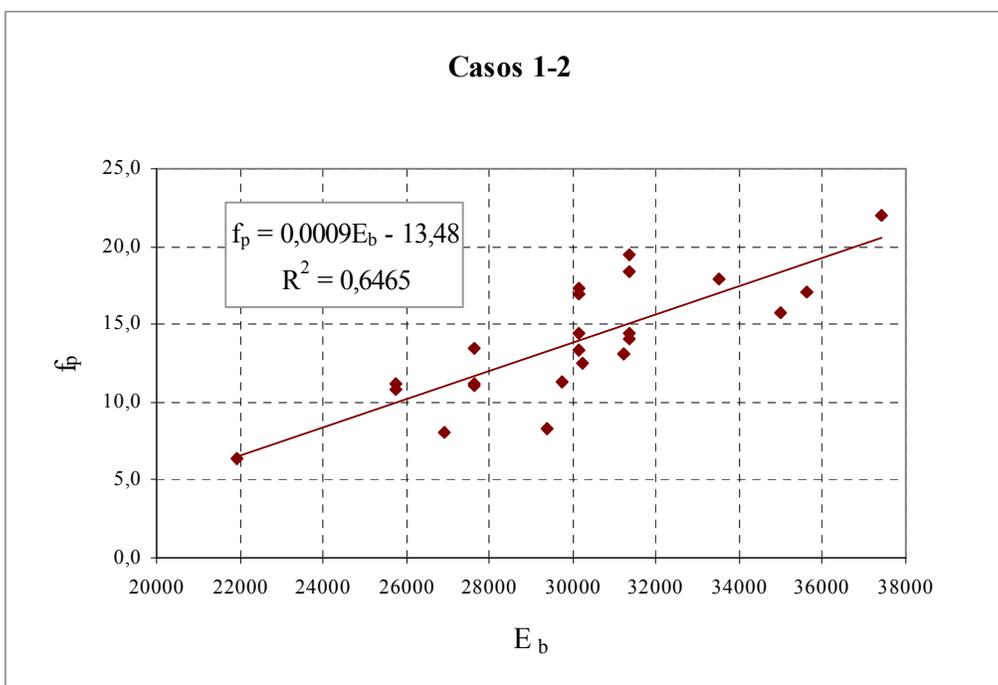


Gráfico 6.34 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
 Fuente: elaboración propia

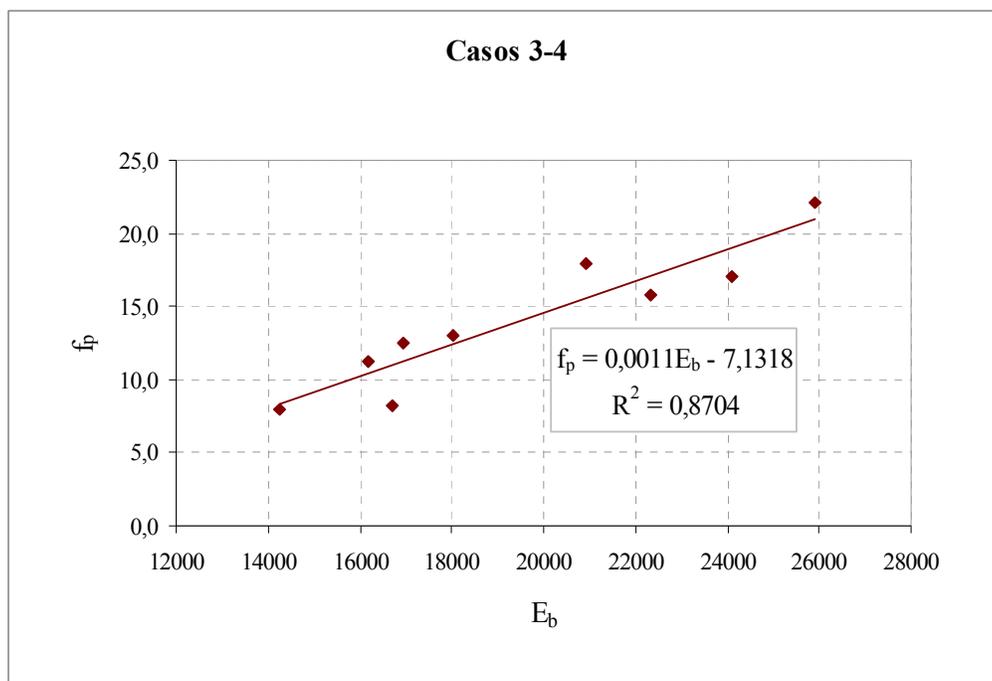


Gráfico 6.35 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

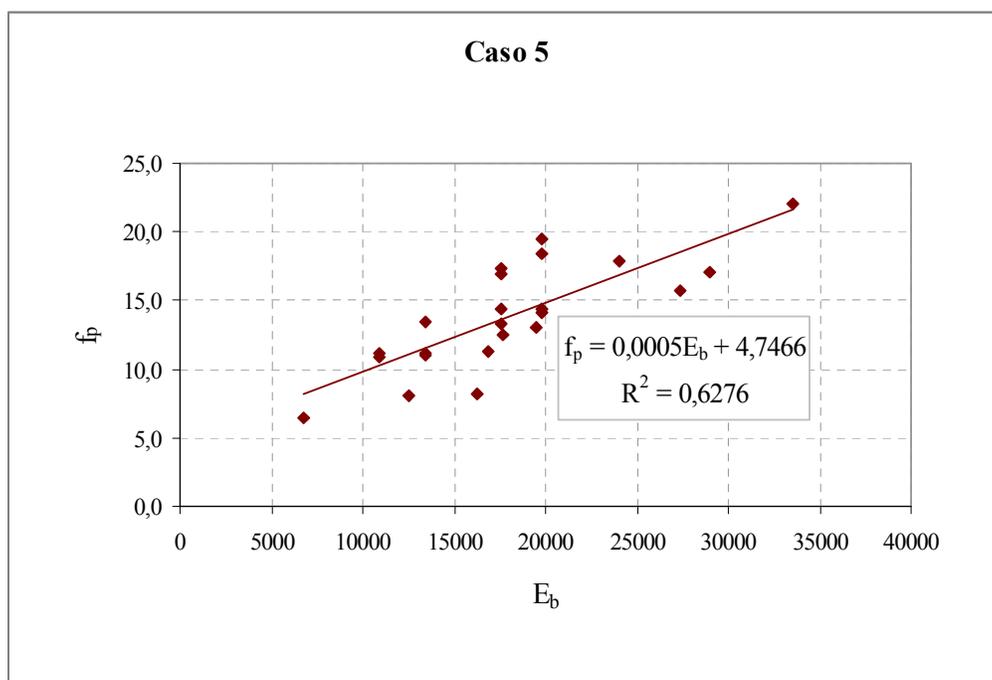


Gráfico 6.36 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
Fuente: elaboración propia

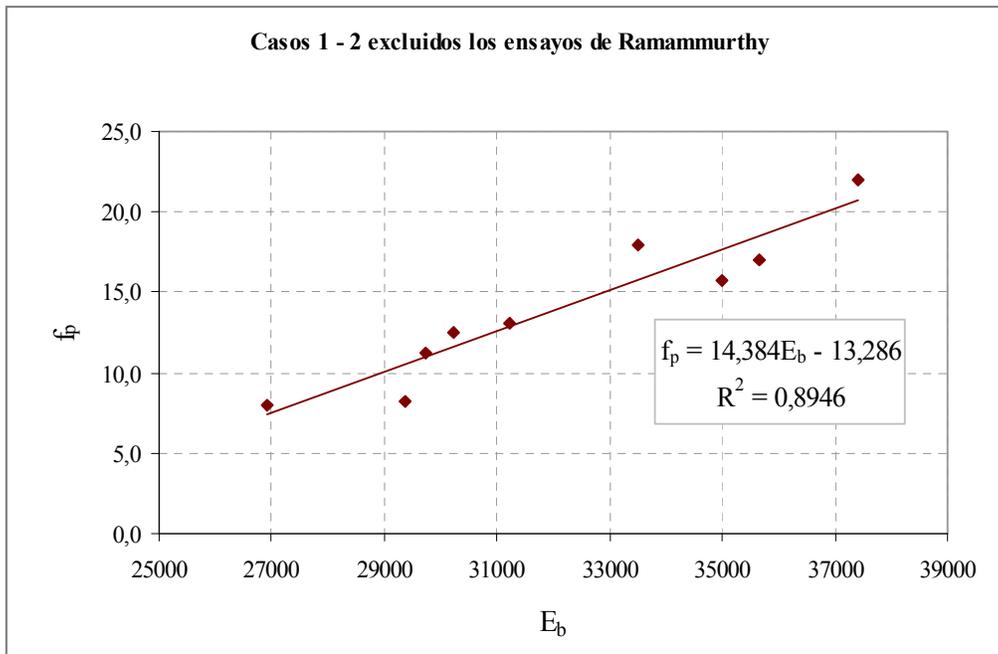


Gráfico 6.37 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
 Fuente: elaboración propia

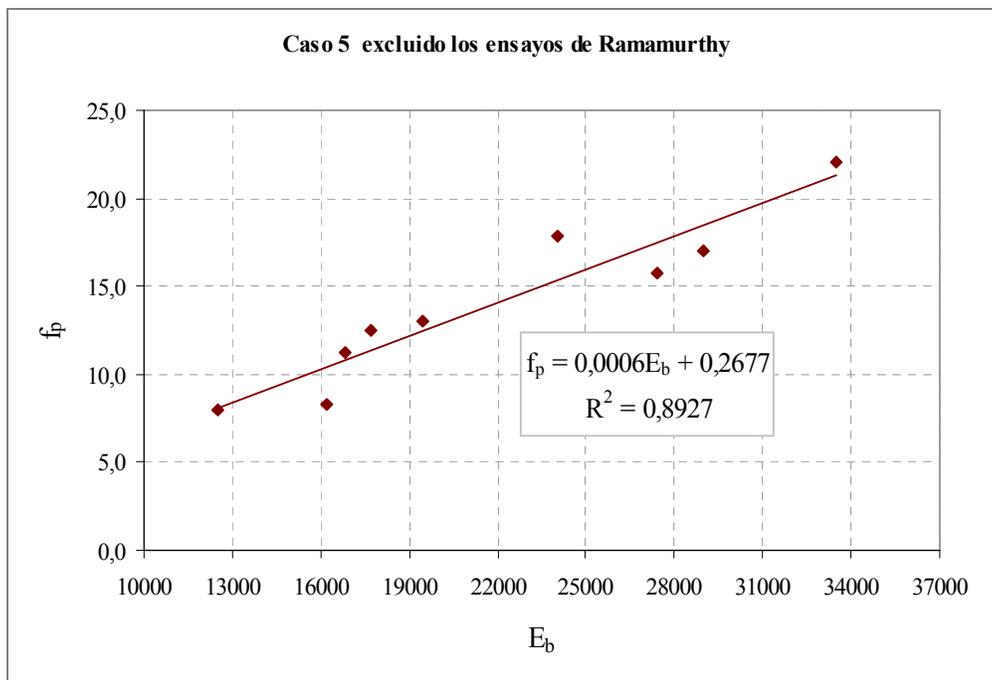


Gráfico 6.38 – Ajuste curva prismas, datos experimentales.
 Fuente: elaboración propia

Las funciones de ajuste de la resistencia prismática a compresión f_p , en función de la razón de módulos de elasticidad E_m/E_b y de la resistencia a compresión del mortero f_m , resultaron ser de tipo potencial. El menor valor cuadrado del coeficiente del momento de correlación del producto pearson es 0,8444 para los dos primeros casos, de 0,9567 para los dos siguientes y 0,8797 para el último caso.

$$\frac{f_p}{f_m} = A \cdot \left(\frac{E_m}{E_b} \right)^B$$

Casos	A	B	R ²
1 - 2	0,4727	-0,9571	0,8444
3 - 4	0,6175	-1,1303	0,9567
5	0,8694	-0,8731	0,8797

También se ajustaron curvas lineales en función de la resistencia a tracción de los bloques f_{bt}

$$f_p = C \cdot f_{bt} + D$$

Casos	A	B	R ²
1 - 2 - 3 - 4	10,661	-4,4742	0,6451
5	5,038	4,7466	0,6276

Se obtuvieron expresiones también en función del módulo de elasticidad de los bloques como se muestra en las figuras 6.33, 6.34 y 6.35., para los casos 3 - 4 correspondía utilizar la expresión propuesta por el ACI- Building Code 318, la cual es función de la densidad del hormigón, ahora como en estos casos la serie de ensayos de Ramamurthy no informa sobre dichas densidades se presentan dos gráficos para los casos 1-2 y 5 donde los ensayos prismáticos fueron omitidos, para hacer comparables entre sí los distintos casos, los resultados de ajuste son los siguientes.

$$f_p = F \cdot E_b + H$$

Casos	F	G	R ²
1 - 2	0,0009	-13,48	0,6465
3 - 4	0,0011	-7,1318	0,8704
5	0,0005	4,7466	0,6276
1 - 2 "reducido"	14,384	-13,286	0,8946
5 "reducido"	0,0006	0,2677	0,8927

6.6 MODELACIÓN PRISMAS BLOQUES INNOVATIVOS.

6.6.1 CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN MODELO CONSTITUTIVO MULTI-AGRIETAMIENTO.

Para los efectos de generar un espectro de posibles valores adoptados para las características mecánicas de los bloques se consideraron los valores medios entregados de los ensayos de laboratorio para tres composiciones de hormigón , una tradicional, otra con un 5% de Chamota y una ultima con un 10% de Chamota. Para el mortero de junta se uso el promedio de las tres resistencias a compresión presentadas en el anexo E. Para generar los puntos extremos en el caso de los bloques, fueron usados como valores referenciales los ensayos registrados por el alumno Carlos Huaiquin en su proyecto de título “*Modelación Experimental de Prismas y muretes de Bloques Huecos de hormigón*”. Para el mortero se considero como limite mínimo establecido por norma de 100 kg/cm² y para un valor máximo extraído de la misma tesis mencionada anteriormente, los demás puntos corresponden a situaciones intermedias. Las características resistentes se muestran en el anexo E.

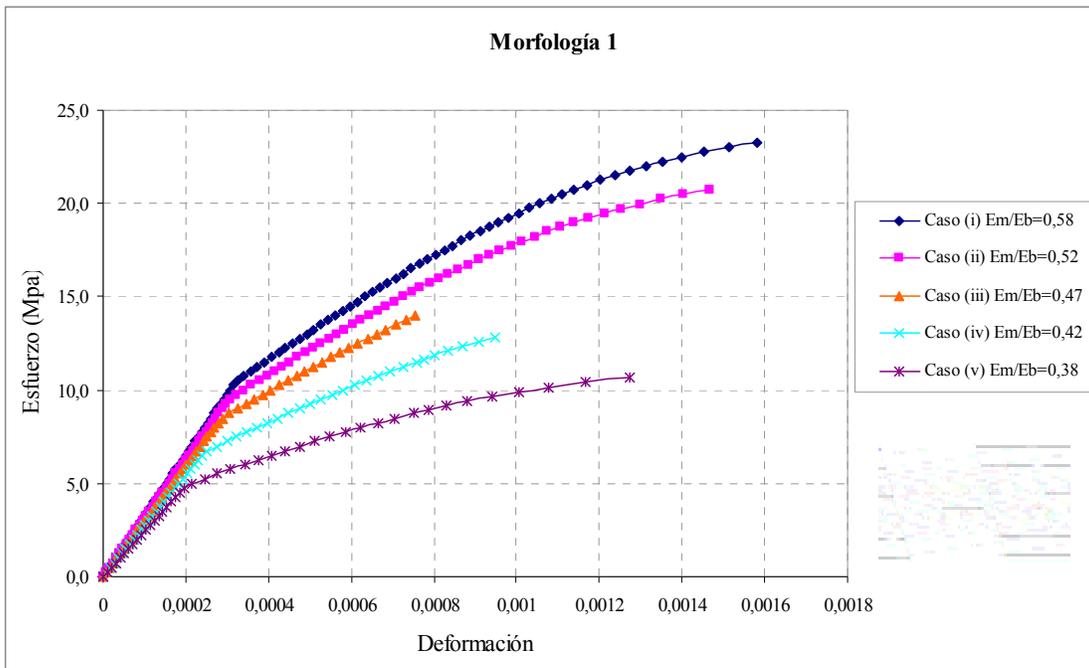


Gráfico 6.39 – Curva Tensión-Deformación morfología 1 para varias razones E_m/E_b .
Fuente: elaboración propia

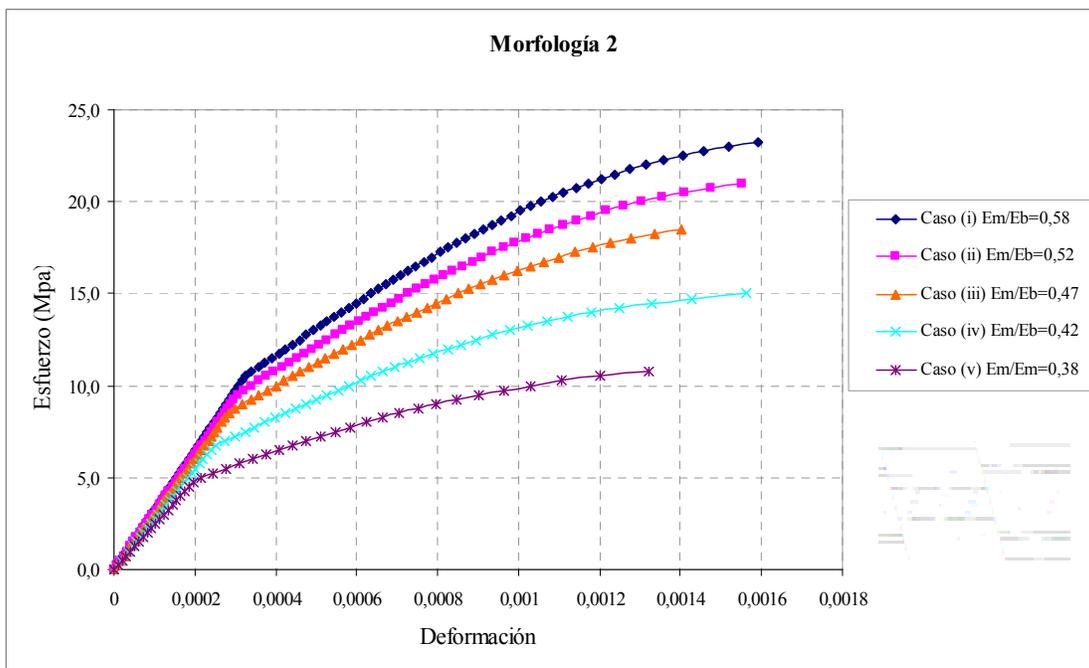


Gráfico 6.40 – Curva Tensión-Deformación morfología 2 para varias razones E_m/E_b .
Fuente: elaboración propia

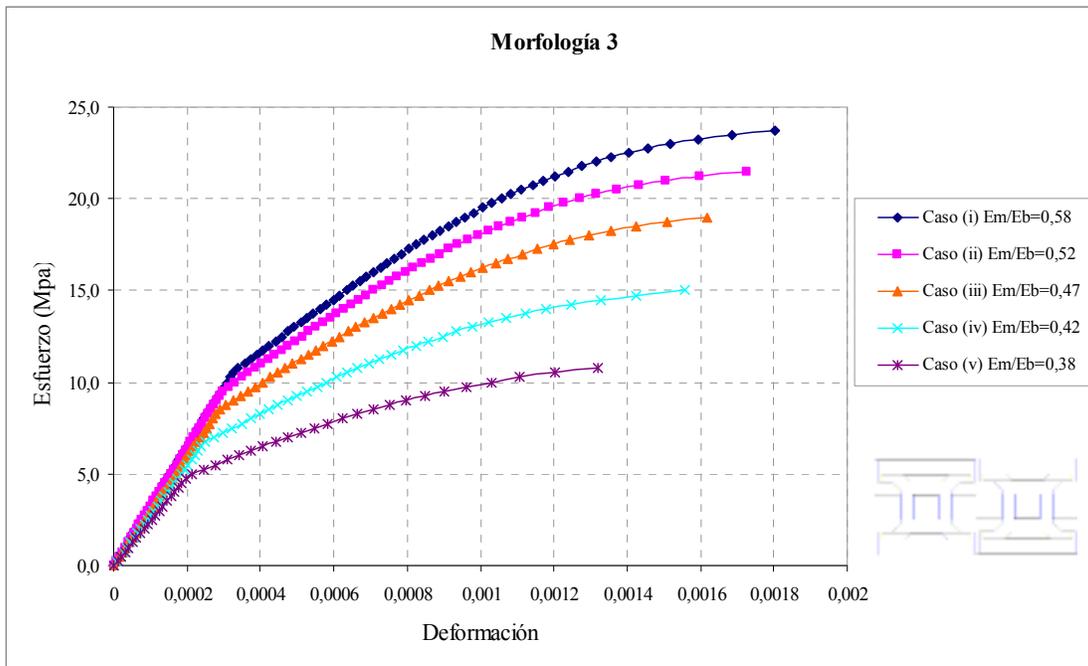


Gráfico 6.41 – Curva Tensión-Deformación morfología 3 para varias razones E_m/E_b .
Fuente: elaboración propia

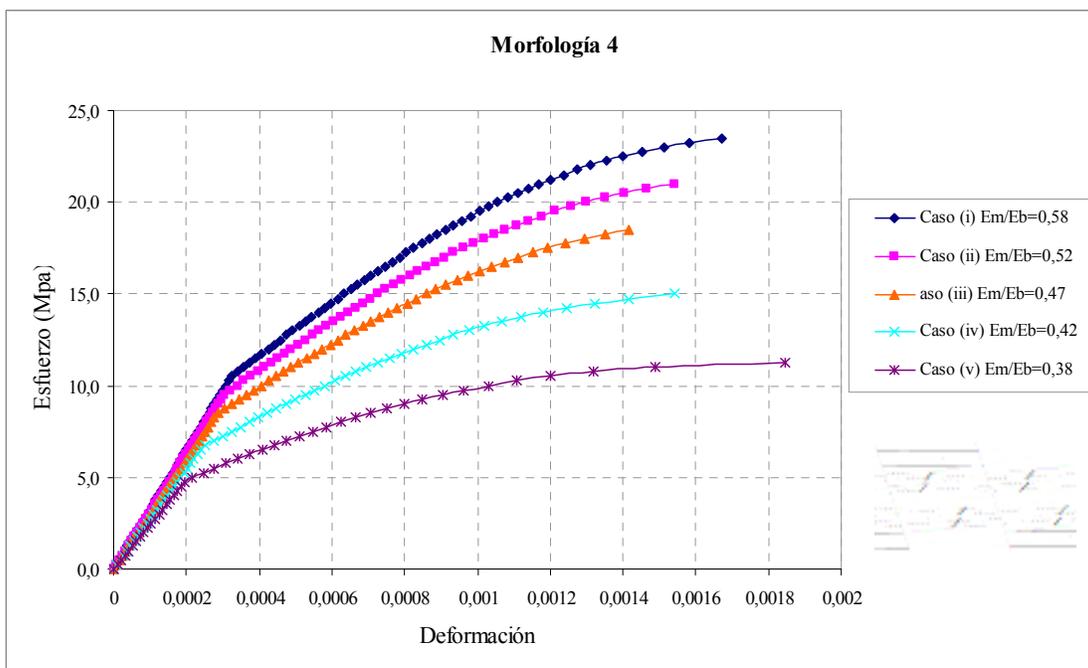


Gráfico 6.42 – Curva Tensión-Deformación morfología 4 para varias razones E_m/E_b .
Fuente: elaboración propia

6.6.2 AGRIETAMIENTO EN BLOQUES INNOVATIVOS

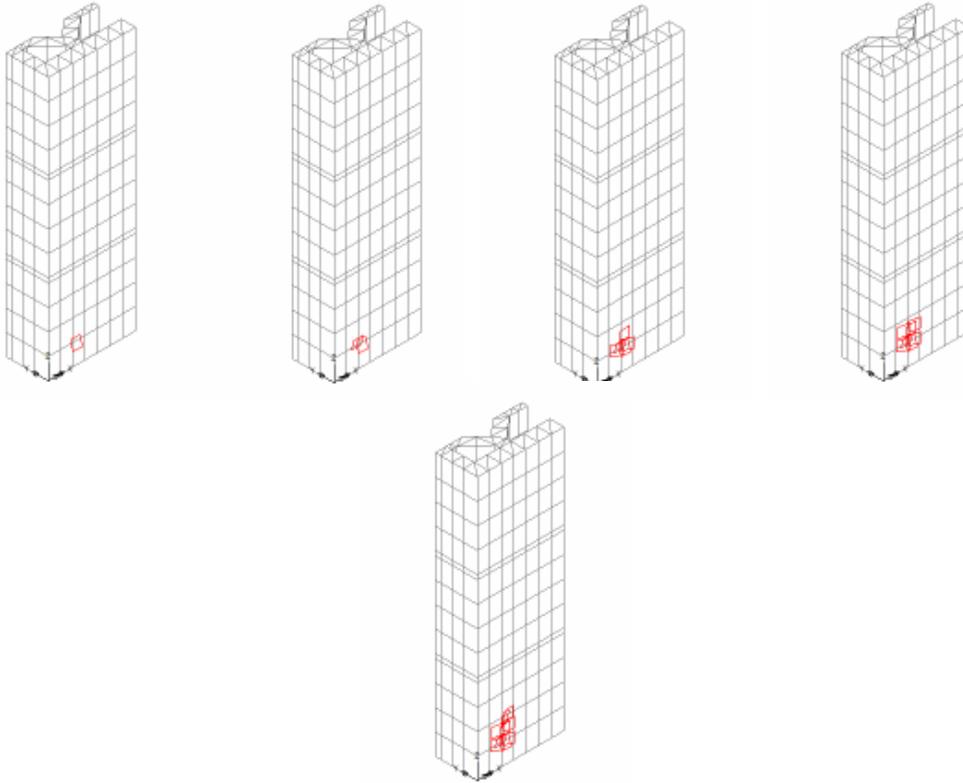


Figura 6.34 – Propagación de agrietamiento en prisma Morfología 1
Fuente: Programa computacional LUSAS

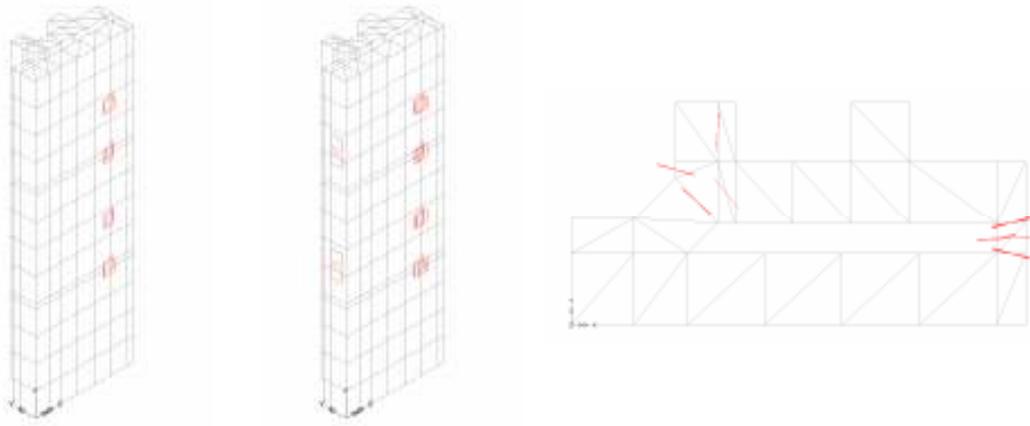


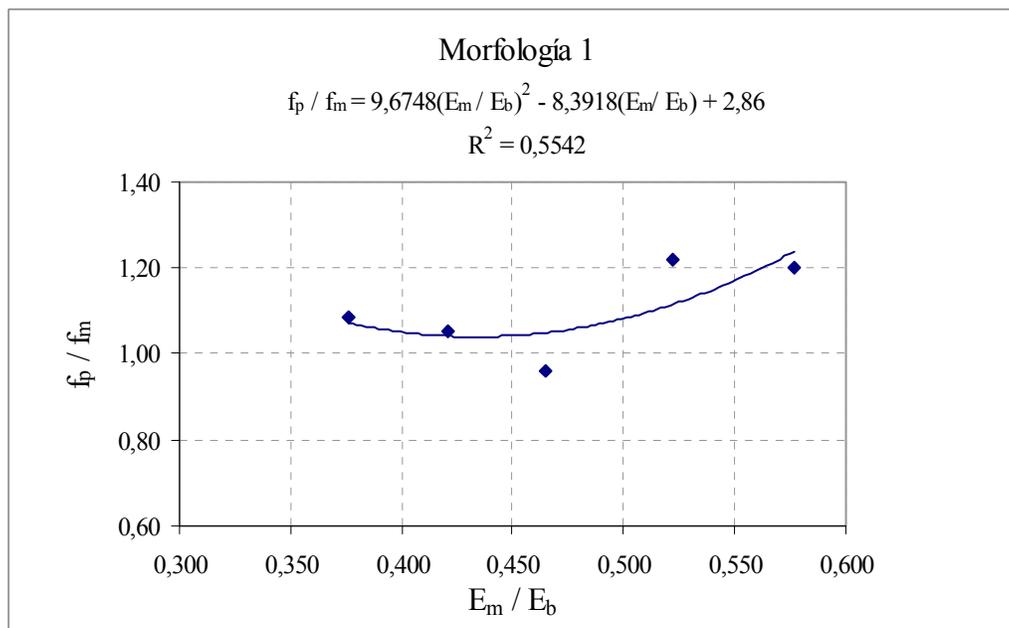
Figura 6.35 – Propagación de agrietamiento en prisma Morfología 3
Fuente: Programa computacional LUSAS

6.6.3 CURVAS DE PREDICCIÓN RESISTENCIA PRISMÁTICA

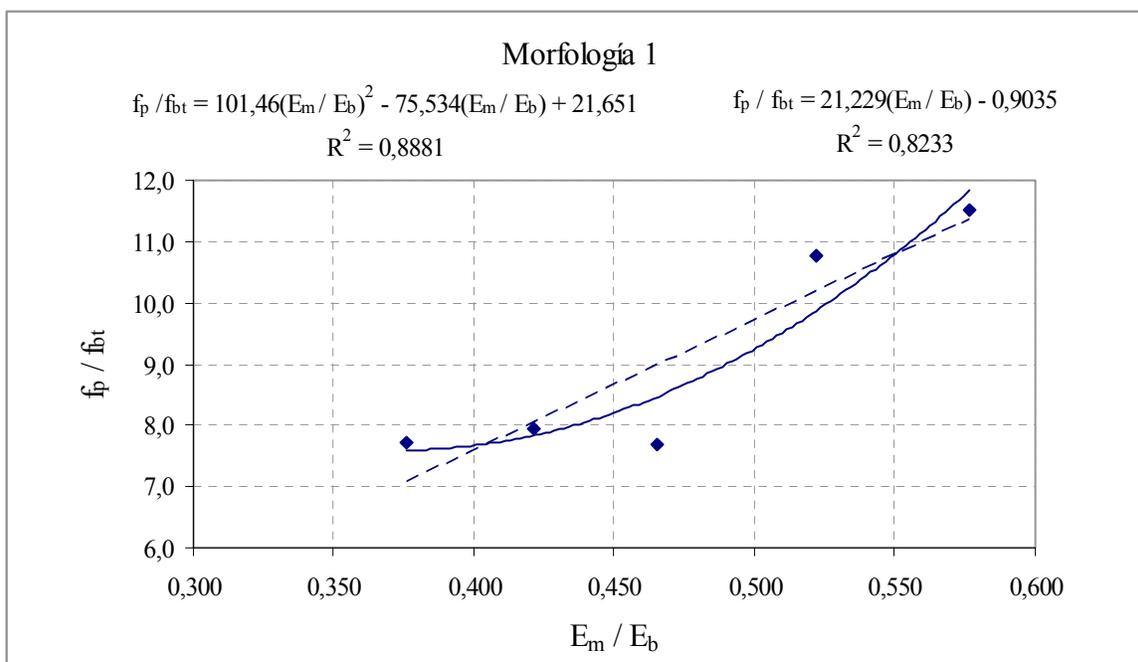
A continuación se presenta una serie de graficas que pretenden entregar expresiones empíricas de resistencia prismática a la compresión.

Estas formulas son expresadas en función de la razón de módulos de elasticidad, la resistencia a compresión del mortero, y de la resistencia a la tracción de los bloques de hormigón.

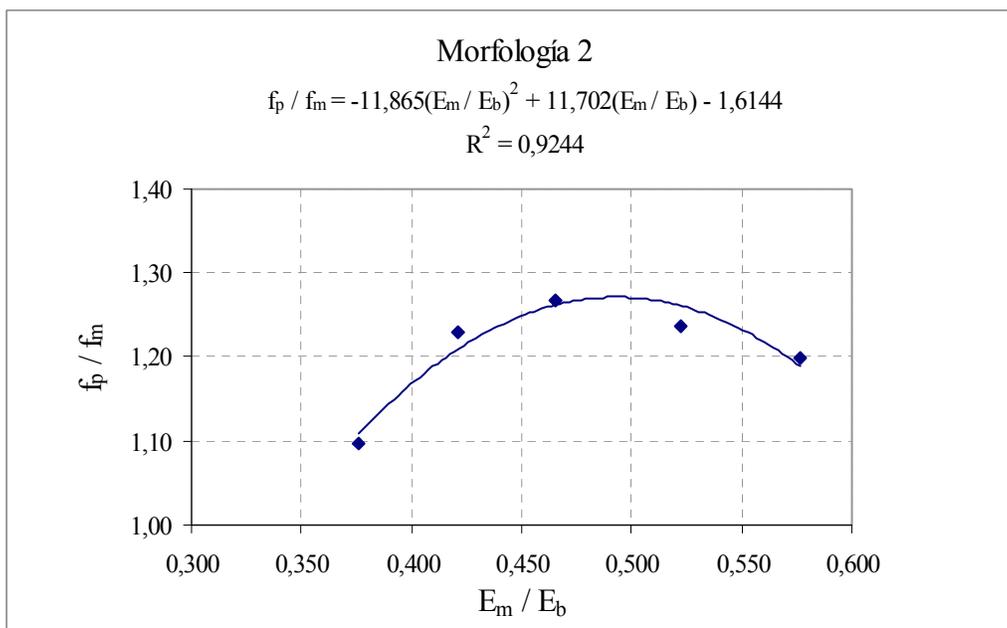
En los casos en donde f_p fue parametrizada por la resistencia a tracción de los bloques se presentan dos ajustes; uno lineal por la alta simpleza de su expresión y la buena correlación con los datos teóricos, y otra polinomial de segundo orden por los elevados coeficiente de correlación, el cual en varios casos es prácticamente uno.



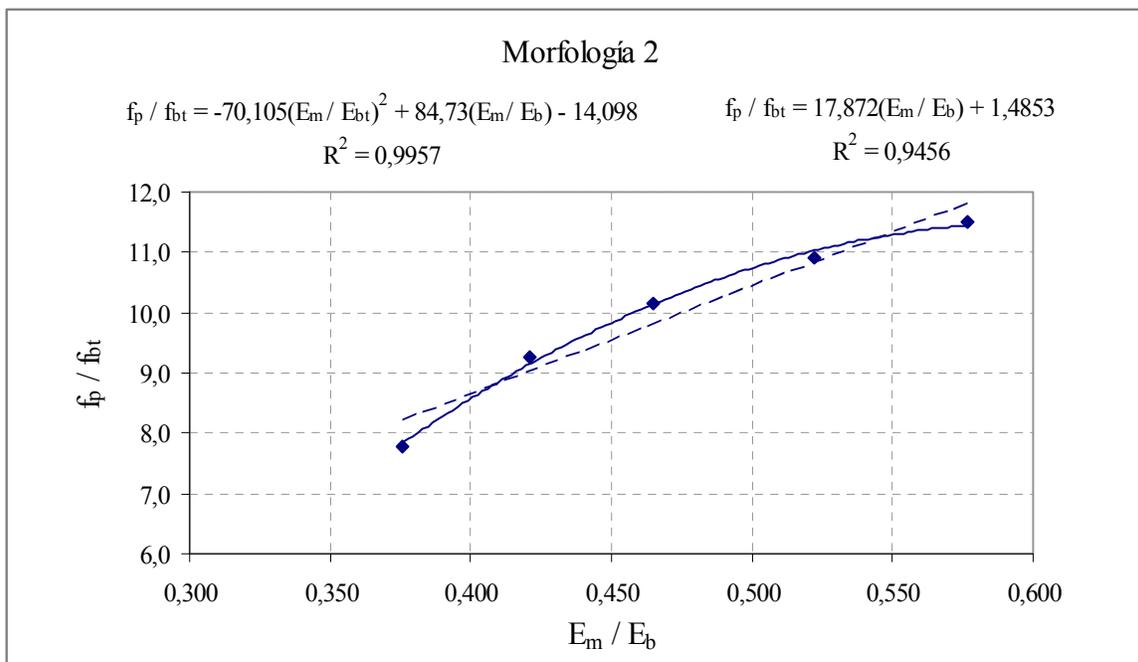
Gráfica 6.42 – Ajuste para la morfología 1, en función de E_m/E_b y f_m
Fuente: elaboración propia



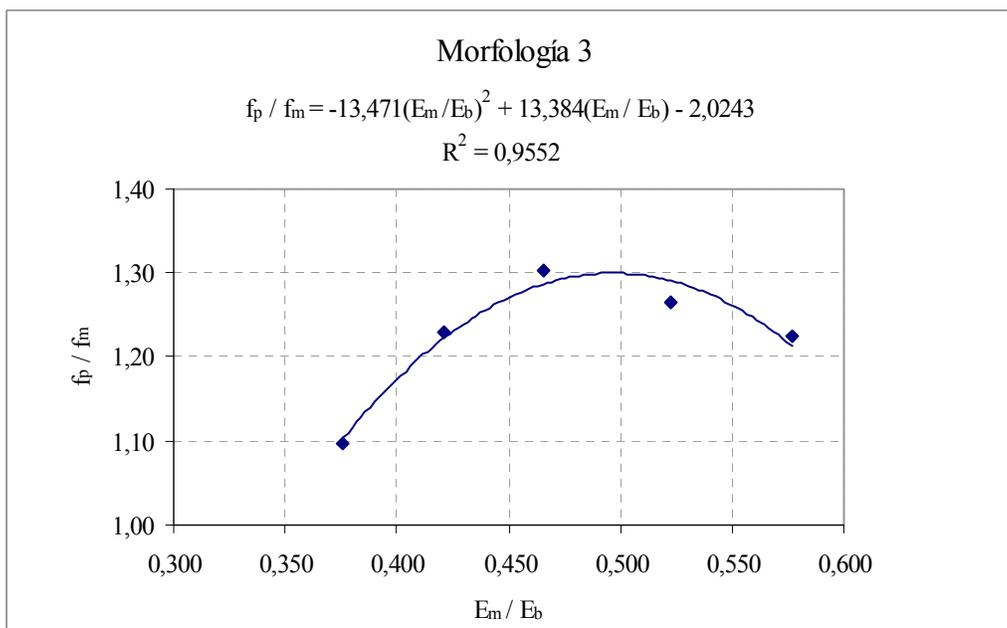
Gráfica 6.43 – Ajuste para la morfología 1, en función de E_m/E_b y f_{bt}
Fuente: elaboración propia



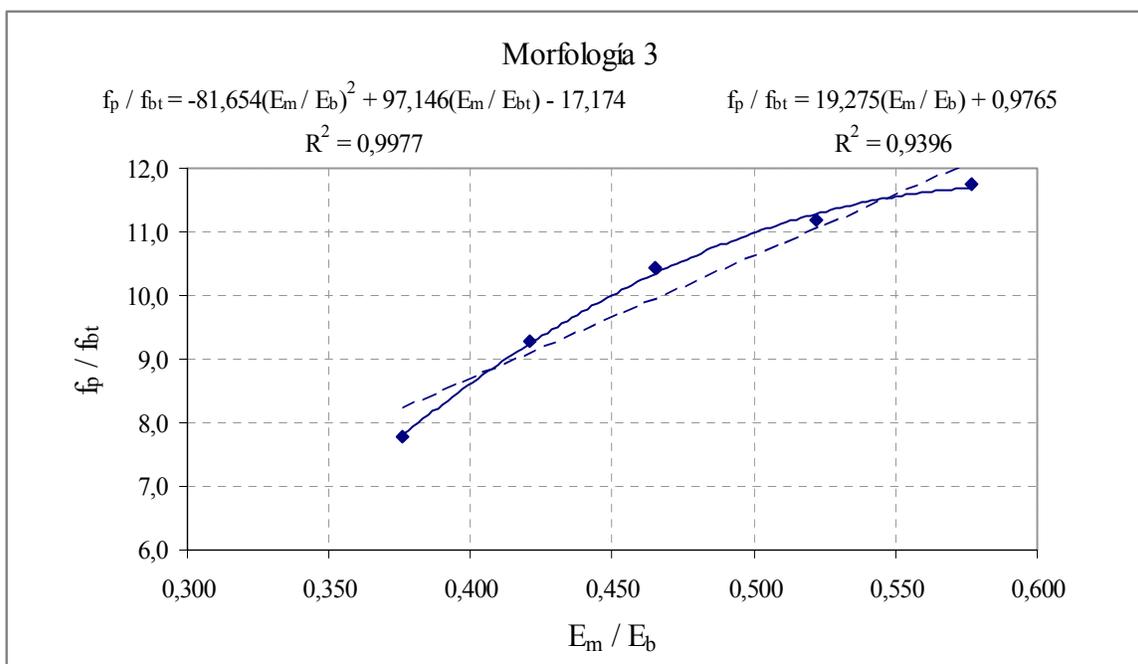
Gráfica 6.44 – Ajuste para la morfología 2, en función de E_m/E_b y f_m
Fuente: elaboración propia



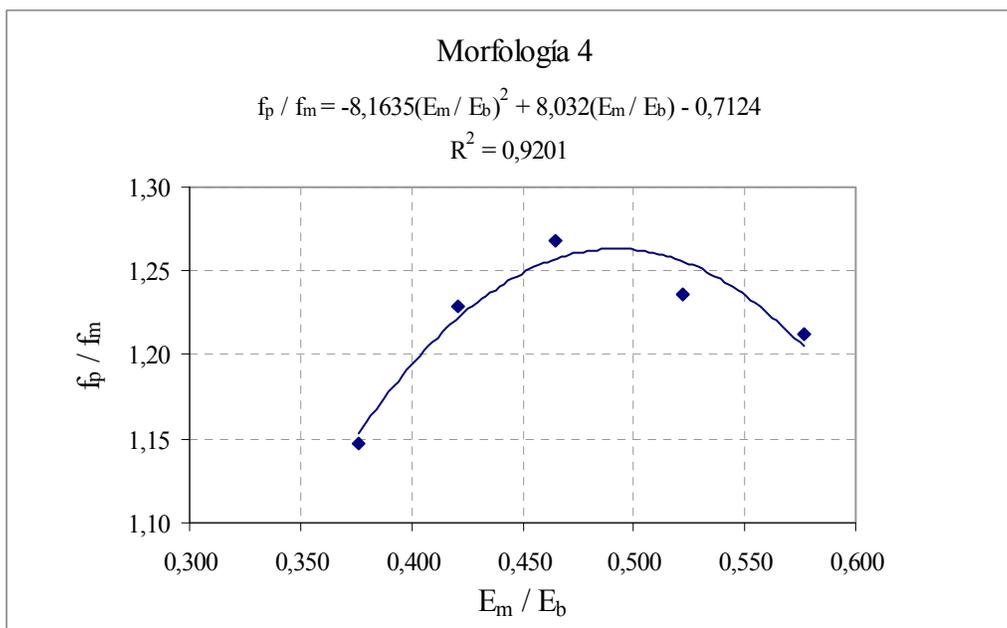
Gráfica 6.45 – Ajuste para la morfología 2, en función de E_m/E_b y f_{bt}
 Fuente: elaboración propia



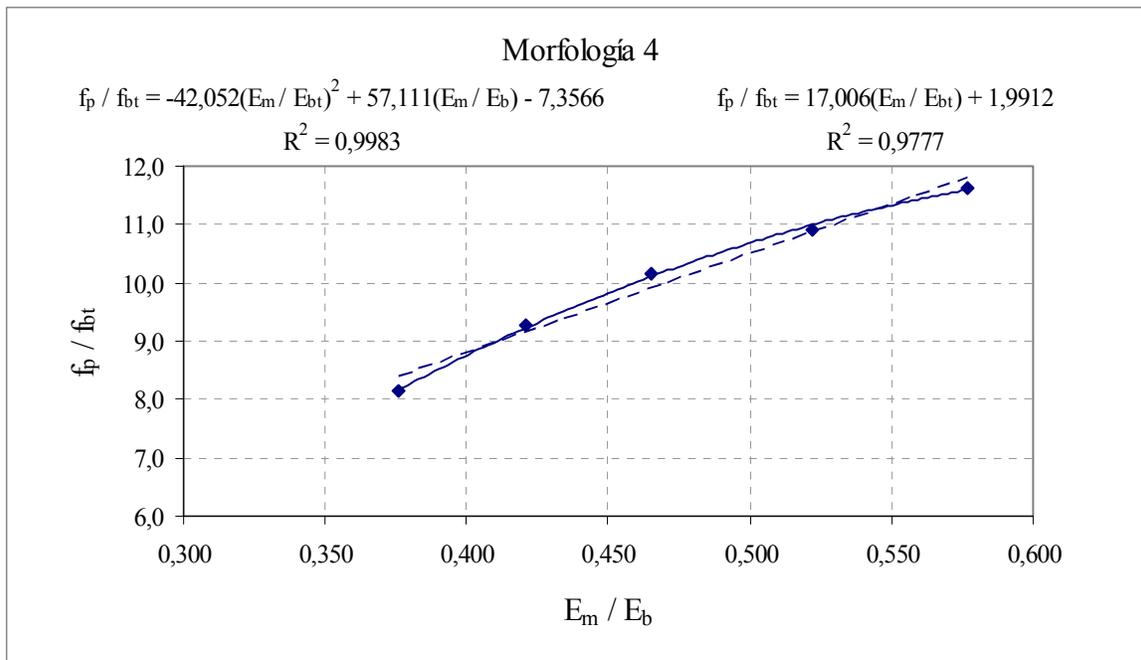
Gráfica 6.46 – Ajuste para la morfología 3, en función de E_m/E_b y f_m
 Fuente: elaboración propia



Gráfica 6.47– Ajuste para la morfología 3, en función de E_m/E_b y f_{bt}
 Fuente: elaboración propia



Gráfica 6.48 – Ajuste para la morfología 4, en función de E_m/E_b y f_m
 Fuente: elaboración propia



Gráfica 6.49– Ajuste para la morfología 4, en función de E_m/E_b y f_{bt}

Fuente: elaboración propia

MORFOLOGIA 1

$$f_p = f_m [9,6748 \cdot (E_m / E_b)^2 - 8,3918 \cdot (E_m / E_b) + 2,86] \quad , R^2 = 0,55$$

$$f_p = f_{bt} [101,46 \cdot (E_m / E_b)^2 - 75,534 \cdot (E_m / E_b) + 21,651] \quad , R^2 = 0,89$$

$$f_p = f_{bt} [21,229 \cdot (E_m / E_b) - 0,9035] \quad , R^2 = 0,82$$

MORFOLOGIA 2

$$f_p = f_m [-11,865 \cdot (E_m / E_b)^2 + 11,702 \cdot (E_m / E_b) - 1,6144] \quad , R^2 = 0,92$$

$$f_p = f_{bt} [-70,105 \cdot (E_m / E_b)^2 + 84,73 \cdot (E_m / E_b) - 14,098] \quad , R^2 = 0,99$$

$$f_p = f_{bt} [17,872 \cdot (E_m / E_b) + 1,4853] \quad , R^2 = 0,95$$

MORFOLOGIA 3

$$f_p = f_m \left[-13,471 \cdot (E_m/E_b)^2 + 13,384 \cdot (E_m/E_b) - 2,0243 \right] , R^2 = 0,95$$

$$f_p = f_{bt} \left[-81,654 \cdot (E_m/E_b)^2 + 97,146 \cdot (E_m/E_b) - 17,174 \right] , R^2 = 0,99$$

$$f_p = f_{bt} \left[19,275 \cdot (E_m/E_b) + 0,9765 \right] , R^2 = 0,94$$

MORFOLOGIA 4

$$f_p = f_m \left[-8,1635 \cdot (E_m/E_b)^2 + 8,032 \cdot (E_m/E_b) - 0,7124 \right] , R^2 = 0,92$$

$$f_p = f_{bt} \left[-42,052 \cdot (E_m/E_b)^2 + 57,111 \cdot (E_m/E_b) - 7,3566 \right] , R^2 = 0,99$$

$$f_p = f_{bt} \left[17,006 \cdot (E_m/E_b) + 1,9912 \right] , R^2 = 0,98$$

La morfología 1 es la que presenta los menores coeficientes de correlación, sin embargo las expresiones en función de f_{bt} muestran R^2 superiores a 0,8.

En todas las demás morfologías los ajustes satisfacen ampliamente las expectativas del autor. En especial las de tipo lineal debido a su simplicidad, las cuales las hacen idóneas para estimaciones rápidas y confiables.

Según el análisis de las razones entre el módulo de elasticidad del mortero de junta y el bloque de hormigón, E_m/E_b , para el modelo constitutivo de agrietamiento múltiple, se presenta un buen ajuste de las curvas de deformación para valores comprendidos entre 0,285 y 0,614 por lo cual todos los casos analizados para las morfologías presentes están dentro de dicho rango. Sin embargo exceptuando la morfología 3, las restantes tienen un comportamiento errático para las curvas Tensión-Deformación para las razones E_m/E_b , 0,42 y 0,38 apreciándose en ellas una deformación superior a la obtenida para razones mayores, lo que hace presumir que el modelo constitutivo para estas morfologías sobreestima la

ductilidad en estos casos. Concluyéndose que solo para las razones E_m/E_b mayores a 0,47 los ajustes serán verdaderamente representativos de las mediciones experimentales de las deformaciones longitudinales de los prismas considerados.

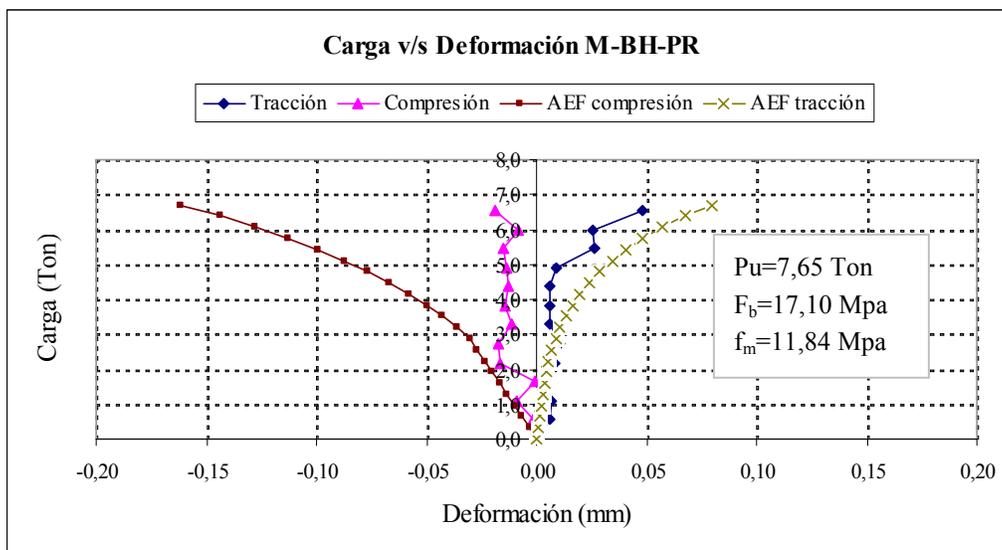
De las cuatro morfologías la tercera es la que tiene una mayor deformación última para la razón $E_m/E_b=0,58$ cercana a 0,0018, por lo que se recomienda evitar esta combinación de bloque-mortero. Para la razón $E_m/E_b=0,52$ la mayor deformación longitudinal está presente también en la morfología 3 y es cercana 0,00175. Para la razón $E_m/E_b=0,47$ la morfología 3 logra también la máxima deformación, la cual es aproximadamente 0,0016.

Al ser el rango de 0,47 a 0,58 el más confiable, la morfología 3 presenta siempre las mayores deformaciones, considerando además que los cuatro tipos de bloques innovativos propuestos tienen capacidades a compresión prismáticas semejantes, esta morfología no es recomendada ya que teóricamente presentaría una mayor densidad de grietas, lo que indudablemente es contrario al objetivo perseguido por estas innovaciones.

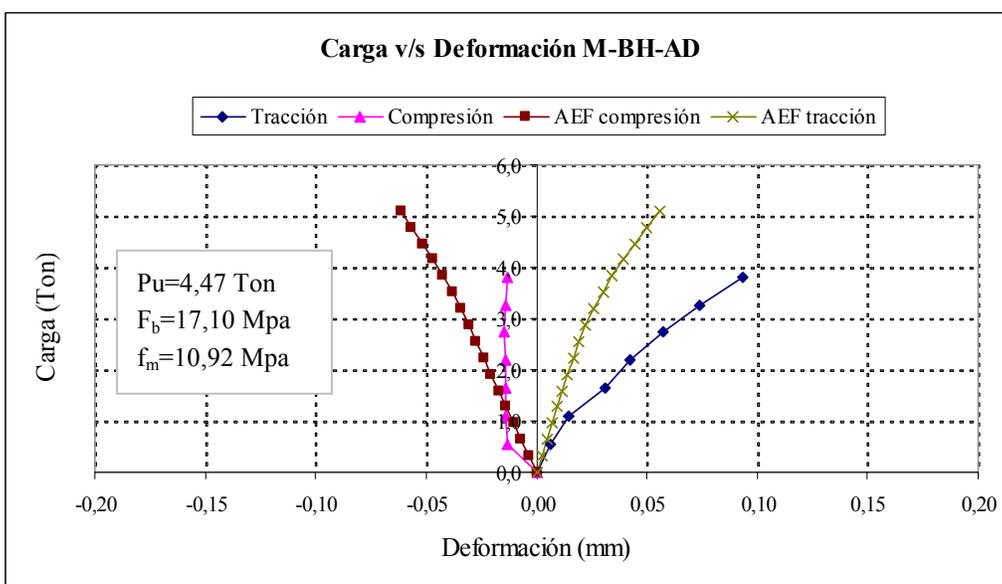
Análogamente las morfologías 2 y 4 presentan deformaciones similares para iguales razones entre los módulos de elasticidad del bloque y el mortero de junta, por lo que la elección entre un bloque y otro podría ser arbitraria. Sin embargo se recomienda el uso de un mortero que presente propiedades mecánicas tales E_m/E_b mayores a 0,47 y menores a 0,58.

6.7 GRAFICAS ENSAYOS A COMPRESION DIAGONAL SOBRE MURETES V/S MODELO “MULTI-AGRIETAMIENTO”

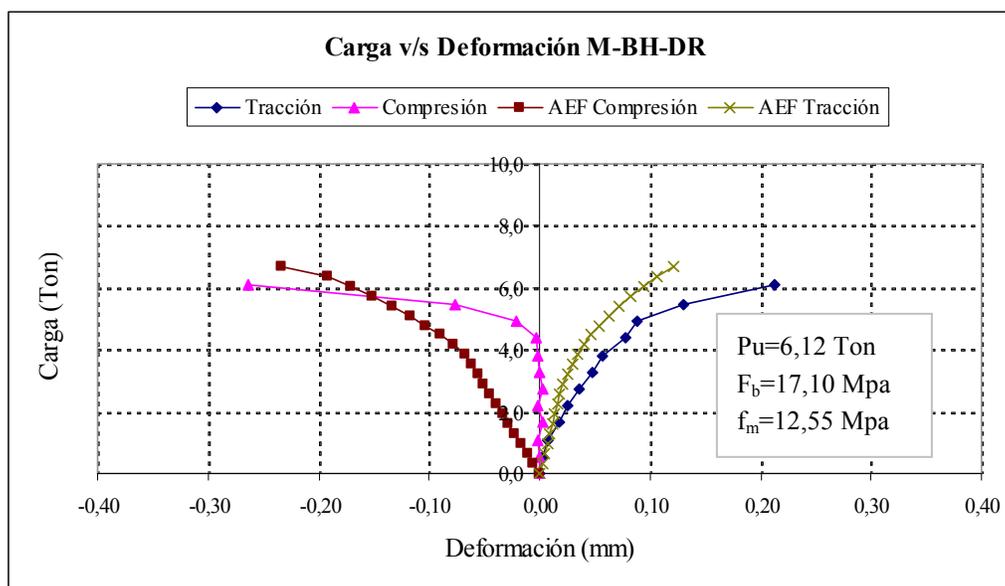
El modelo computacional en general se comporta bastante aceptable en cuanto a las capacidades alcanzadas y deformaciones logradas.



Gráfica 6.50 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-PR
Fuente: elaboración propia



Gráfica 6.51 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-AD
Fuente: elaboración propia



Gráfica 6.50 – Curvas de deformación a compresión y tracción, murete M-BH-DR

Fuente: elaboración propia

Tabla 6.4 Valores de deformaciones, tensión básica de corte y módulo de corte al 45% de la carga de rotura para muretes fabricados con bloques de hormigón, Analítico

Probeta	Carga de rotura (kg)	Carga al 45% de la Carga de Rotura (kg)	Deformación según diagonal traccionada al 45% de la Carga de Rotura (mm)	Deformación según diagonal comprimida al 45% de la Carga de Rotura (mm)	g al 45% de la Carga de Rotura (°)	Tensión de corte al 45% de la Carga de Rotura (kg/cm ²)	G al 45% de la Carga de Rotura (kg/cm ²)
M-BH-PR	6700	3015	0,0097	-0,0329	0,00006	1,49	24825
M-BH-AD	5105	2297	0,0170	-0,0245	0,00006	1,14	19405
M-BH-DR	6700	3015	0,0225	-0,0527	0,00011	1,49	14072

Fuente: elaboración propia

Tabla 6.5 Valores de deformaciones, tensión básica de corte y módulo de corte al 45% de la carga de rotura para muretes fabricados con bloques de hormigón, Experimental

Probeta	Carga de rotura (kg)	Carga al 45% de la Carga de Rotura (kg)	Deformación según diagonal traccionada al 45% de la Carga de Rotura (mm)	Deformación según diagonal comprimida al 45% de la Carga de Rotura (mm)	g al 45% de la Carga de Rotura (°)	Tensión de corte al 45% de la Carga de Rotura (kg/cm ²)	G al 45% de la Carga de Rotura (kg/cm ²)
M-BH-PR	7650	3443	-0,0120	0,0120	0,00003	1,73	50335
M-BH-AD	4470	2012	-0,0120	0,0380	0,00007	1,01	14060
M-BH-DR	6120	2754	0,0000	0,0520	0,00007	1,38	18583

Fuente: elaboración propia

6.7.1 AGRIETAMIENTO ALCANZADO POR EL MODELO COMPUTACIONAL

Se aprecia claramente que el modelo concentra el daño en las zonas de contacto, haciendo fallar el material del bloque por tracción, lamentablemente no es posible distinguir líneas mas claras de agrietamiento.

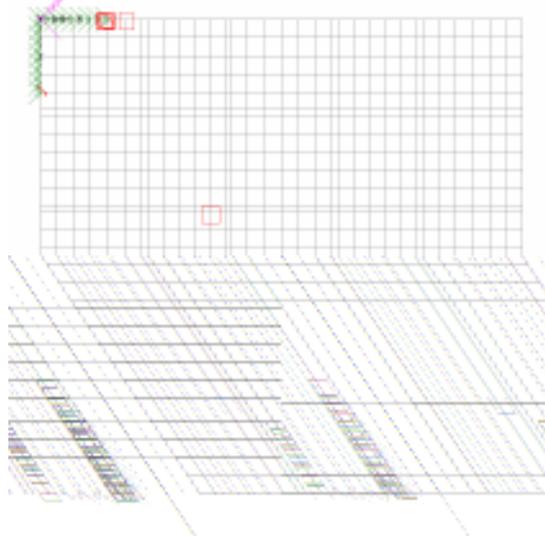


Figura 6.31 – Agrietamiento final sobre murete, vista perfil

Fuente: programa LUSAS

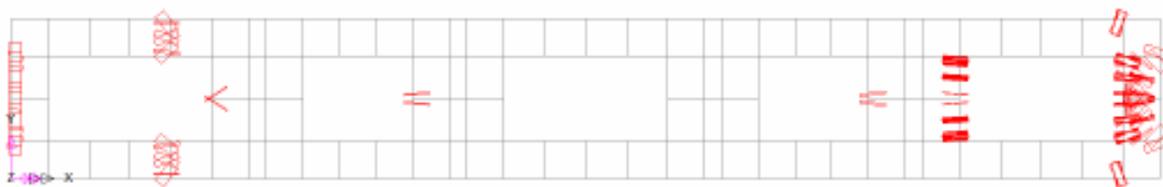


Figura 6.32 – Agrietamiento final sobre murete, vista superior

Fuente: programa LUSAS

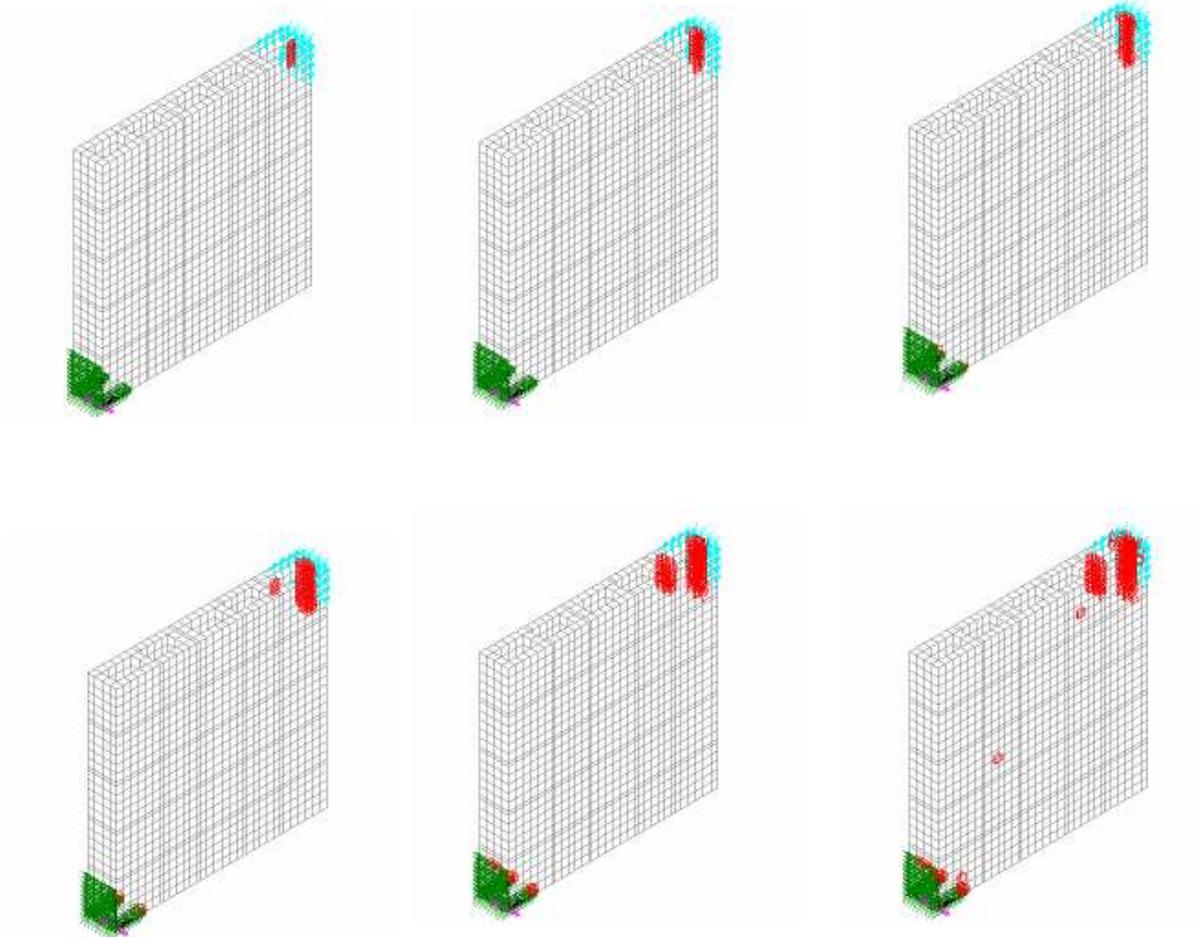


Figura 6.33 – Evolución del agrietamiento sobre murete.

Fuente: programa LUSAS



Figura 6.33– Murete empresa Neira & Hermanos, luego de ser ensayado
Fuente: Modelación Experimental de Prismas y muretes de Bloques Huecos de hormigón



Figura 6.34– Murete empresa Neira & Hermanos, siendo ensayado
Fuente: Modelación Experimental de Prismas y muretes de Bloques Huecos de hormigón

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

Objetivo

El objetivo es resumir las conclusiones logradas en base a los objetivos planteados y brindar nuevos rumbos de investigación.

7.1 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se estudió el agrietamiento producido en prismas y muretes conformados por bloques huecos de hormigón. En este caso se utilizó un programa computacional, que permitía trabajar con dos modelos constitutivos para los materiales bajo el método de los elementos finitos. En el capítulo 6 de este trabajo se presentan los resultados obtenidos del análisis no lineal efectuados en el LUSAS Versión 14.0-3.

7.1.1 DE LA MODELACIÓN

En esta parte del capítulo se presentan todas las conclusiones referentes a la modelación computacional de los prismas y muretes conformados por bloques de hormigón:

- El tipo de elemento volumétrico usado en la discretización de los elementos, afecta seriamente el resultado final, en este caso el elemento de forma pentaédrica se ajustó mejor a los resultados esperados.
- Al emplear distintas expresiones para los módulos de elasticidad, resistencia a la tracción, se lograron resultados lógicamente distintos, sin embargo dichas discrepancias o diferencias resultan muy leves en algunos casos como el mostrado en el gráfico 6.1
- Las aproximaciones hechas por Hasan Orhun Koksal en el artículo “compression behavior and failure mechanisms of concrete masonry prisms” resultan muy prácticas en el modelo de agrietamiento múltiple, donde el error logrado es de un 10.3%, menor incluso que para otros casos implementados bajo el mismo modelo constitutivo y definitivamente muchísimo menor a cualquiera de los casos modelados con la teoría de daño isotrópico.

- Lamentablemente para los casos de modelación numérica de muretes los resultados fueron más restringidos en gran parte por el alto consumo tecnológico demandado por el software.

7.1.2 DE LOS RESULTADOS

Se presentan a continuación todas las conclusiones deducidas del análisis de los resultados obtenidos de la modelación numérica de prismas y muretes de bloques de hormigón:

- El modelo de agrietamiento múltiple superó en todos los casos al de daño isotrópico, en la predicción de la resistencia a la compresión axial. Presentando errores medios de la capacidad prismática a compresión entre 7,3% y 14,6%, los que están muy por debajo incluso del menor error obtenido por el modelo constitutivo de daño isotrópico el cual corresponde a un 17,1%, este modelo alcanzo un error máximo de 32,9 % para el caso 4.
- En el modelo de daño isotrópico, no es posible distinguir el uso de cual ecuación del parámetro “A” del material, propuesto por Oliver, es más confiable para asegurar un menor error de la capacidad del prisma a compresión.
- Debido a la gran cantidad de ensayos efectuados y los errores medidos alcanzados en el transcurso de este trabajo, las predicciones para determinar la resistencia a compresión axial en prismas de boques huecos de hormigón, resultan en uno de los aportes mas significativos de esta investigación, tanto por el alto coeficiente de correlación logrado, como la simpleza de las expresiones, lo que las convierten en útiles herramientas de prediseño y diseño de la albañilería.
- En cuanto al ajuste de las curvas de deformación axial, los resultados fueron muy alentadores, ya que en una gran serie de casos las curvas teóricas se asemejaban bastantes a las experimentales e incluso en algunos casos hasta llegar a

superponerse. Esto valida mucho los modelos usados y brinda una buena alternativa indirecta de conocer los estados de agrietamiento.

- Como conclusión, una mayor resistencia a compresión por parte del mortero de junta, brinda un mejor ajuste entre las curvas de deformación longitudinal teórica con la experimental del prisma. Evidenciándose un comportamiento lineal acompañado de pequeñas deformaciones últimas, entorno al 0,001, en todos los casos donde el mortero utilizado presentaba bajas resistencias a compresión, menor a 6 Mpa; para los restantes casos en que $f_m > 7$ Mpa, las curvas de deformación tienen un comportamiento mas no lineal, ajustándose de mejor forma a las experimentales de Romagna.
- Para el modelo constitutivo de agrietamiento múltiple es valida también la conclusión anterior, además en este caso, el buen ajuste queda definido a partir de un límite inferior entre los módulos de elasticidad del mortero y de los bloques de hormigón. Dicho limite corresponde a $E_m/E_b = 0,285$ aproximadamente, donde para razones menores el comportamiento es mas bien lineal, con presencia de deformaciones mucho inferior a las reales. Para valores mayores y hasta 0,614 el ajuste es bastante razonable y aceptable
- Para las dos situaciones del modelo constitutivo de daño isotrópico, es decir, para el uso de la ecuación 4.29 y 4.30 para determinar el valor exacto y aproximado del parámetro del material “A” respectivamente, el limite de las razones entre los módulos de elasticidad del mortero y los bloques que divide un buen ajuste de uno malo, resulta ser $E_m/E_b = 0,353$; donde para valores menores el comportamiento predicho por el LUSAS Versión 14.0-3 es deficiente en deformación y presenta un comportamiento prácticamente lineal, para valores mayores a dicho limite, la curva Tensión-Deformación se ajusta mejor a la deformación real.

- En general el patrón de agrietamiento logrado en la modelación numérica, concentraba todo el agrietamiento a los bloques, haciéndolos fallar por tracción y no transmitiendo esa fisuración al mortero, analíticamente esto resulta consistente, al ser las razones $E_m/E_b < 0,66$. Se debe recordar que aunque fueron usados dos modelos distintos para modelar la teoría de agrietamiento, ambos modelos trabajan bajo la hipótesis de que el material se comporta isotrópicamente, además se debe tener presente que el programa utilizado y cualquier otro similar, no reflejan el fenómeno de puenteo por agregado, explicado en el capítulo dos de este trabajo. Fenómeno que está íntimamente relacionado con la generación y propagación del agrietamiento, es por los motivos expuestos recientemente que los resultados gráficos del agrietamiento resultan tan limitados.
- En cuanto a los bloques innovativos, se recomienda la implementación para futuras etapas investigativas, las morfologías 2 y 4 por presentar similares deformaciones últimas y resistencias a compresión para iguales razones E_m/E_b y lograr en ellas las menores deformaciones longitudinales prismáticas, y se descarta la morfología 3 ya que esta configuración de bloque presentaba siempre las mayores deformaciones para el rango de E_m/E_b , entre 0,47 y 0,58.

7.2 RECOMENDACIONES

En el desarrollo de este trabajo se han detectado algunos temas y aspectos que son interesantes y que pueden ser considerados para futuras investigaciones, y así complementar lo encontrado en este estudio:

- Realizar modelaciones prismáticas, considerando en la fila intermedia el encuentro de dos bloques.
- Profundizar la modelación numérica del agrietamiento en muretes de bloques de hormigón
- Correlacionar los resultados obtenidos en prismas con los de muretes
- Estudiar el efecto escala que tienen los prismas con muros de tamaño normal.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. D. Jefferson (2003). "Craf-a plastic-damage-contact model for concrete. I. Model theory and thermodynamic considerations". *International Journal of Solids and Structures*.
- [2] A. D. Jefferson (2003). "Craf-a plastic-damage-contact model for concrete. II. Model implementation with implicit return-mapping algorithm and consistent tangent matrix". *International Journal of Solids and Structures*.
- [3] Bazant Z., ed., Elsevier Applied Science (1992). "Fracture mechanics of concrete: Concepts, models and determination of materials properties". ACI Committee 446, en *Fracture mechanics of concrete structures*.
- [4] Bazant Z., Planas J. (1998). "Fracture and size effect in concrete and quasi-brittle materials". CRC Press, 1998; Boca Raton, Florida, E. U. A.
- [5] Ceriolo L., Di Tommaso A. (1998). "Fracture mechanics of brittle materials: A historical point of view". 2°. Simposio de Ingeniería Civil, 1998, Budapest. Documento Electrónico.
- [6] Cheema T. S., Klingner R. E. (1986). "Compressive strength of concrete masonry prisms". *American Concrete Institute Journal*.
- [7] Elices M., Planas J., Guinea G. (1993). "Modelling cracking in rocks and cementitious materials". *Proc. Fracture and Damage of Concrete and Rock (FDCR - 2)*, Rossmanith H., (Ed.), E & FN Spon, pp. 3 – 32.
- [8] *Finite Element Análisis of Reinforced Concrete* American Society of Civil Engineers (1982), New York, 545 pp.

- [9] Gettu R., Shah S. (1997). "Fracture Mechanics". En High performance concretes and applications. Shah S., Ahmad S. (Eds.), pp. 161 – 212, Edward Arnold, Gran Bretaña.
- [10] Hasan Orhun Koksall; and Cengiz Karakoc. (1999) "An isotropic damage model for concrete". Material and Structures/Materiaaux et Constructions, Vol. 32, October 1999, pp 611-617.
- [11] Hasan Orhun Koksall; Bilge Doran; Ayse Elif Ozsoy; and Sema Noyan Alacali. (2004) "Nonlinear modeling of concentrically loaded reinforced blockwork masonry columns". Canadienne de Génie Civil, Vol. 31, December 2004, pp 1012-1023.
- [12] Hasan Orhun Koksall; Cengiz Karakoc; y Hakki Yildirim (2005). "Compression Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Masonry Prisms". Journal of Materials in Civil Engineering © ASCE. Vol. 17, N° 1, February 2005, pp 107-115.
- [13] Hordijk D. (1992). "Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments modelling and analysis". HERON, Vol. 37, 1992, pp 1 – 79. Universidad Tecnológica de Delft, Holanda.
- [14] Ingeniería DICTUC (2002). "Ensayos de compresión diagonal a muretes fabricados con ladrillos cerámicos y bloques de hormigón"
- [15] Karihaloo B., Xiao Q. (2002). "Size effect in the strength of concrete structures". Sadhana, Vol. 27, parte 4, Agosto 2002, pp 449-459. India.
- [16] LUSAS. Finite Element System 2001. Examples Manual. Versión 13.6
- [17] LUSAS. Finite Element System 2006. Theory Manual Volume 1 and 2

- [18] Oller S. (2001). "Fractura mecánica. Un enfoque global". Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), 1a. Edición, Barcelona, España.
- [19] Romson Heleo Romagna (2000). "Resistencia a compressao de prismas de blocos de concreto grauteados e nao grauteados" Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidad Federal de Santa Catarina, Florianópolis
- [20] Scarpas A., Blaauwendraad J. (1993). "Non local plasticity softening model for brittle materials". Proc. Fracture and Damage of Concrete and Rock (FDCR - 2), Rossmanith H., (Ed.), E & FN Spon, pp. 44 – 53.
- [21] Shah S., Swartz S., Ouyang C. (1995). "Applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials". John Wiley & Sons, New York, E.U.A.
- [22] TNO Building and Construction Research (2002). "DIANA: User's manual release 8.1.Material Library". De Witte y Kikstra (Eds.), TNO Building and Construction Research,Department of Computational Mechanics, Delft, Holanda.
- [23] Van Mier J. (1997). "Fracture processes of concrete". CRC Press, Boca Raton, Florida, E. U.

Tabla A.02 – Datos de entrada modelos constitutivos LUSAS

	E (5.3 y 5.6) Mpa	Eb (5.2) Mpa	f _{b,m} (5.5 y 5.8) Mpa	f _{b,m} (5.4 y 5.7) Mpa	τ * aprox.	τ * exacto	long. Caract.	A		Gr N/mm	Gr N/mm
								Ec. (4.30)	Ec. (4.31)	aproximada	exacta
Bloque	19750	31366	1,975	1,822	0,014053	0,010288	38,0653	0,280371	0,122791	0,030573	0,016385
Ram1	15600	15600	1,560	1,619	0,012490	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,006037	0,006505
Ram2	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram3	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram4	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	17560	30161	1,756	1,718	0,013251	0,009893	38,0653	0,280371	0,122791	0,027183	0,015150
Ram5	15600	15600	1,560	1,619	0,012490	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,006037	0,006505
Ram6	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram7	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram8	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	13480	27617	1,348	1,505	0,011610	0,009058	38,0653	0,280371	0,122791	0,020867	0,012702
Ram9	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram10	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram11	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	10930	25752	1,093	1,355	0,010455	0,008447	38,0653	0,280371	0,122791	0,016920	0,011044
Ram12	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram13	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	6740	21919	0,674	1,064	0,008210	0,007190	38,0653	0,280371	0,122791	0,010434	0,008002
Ram14	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505

Fuente: elaboración propia

Tabla A.02 – Datos de entrada modelos constitutivos LUSAS

	E (5.3 y 5.6) Mpa	Eb (5.2) Mpa	f _{b,m} (5.5 y 5.8) Mpa	f _{b,m} (5.4 y 5.7) Mpa	τ * aprox.	τ * exacto	long. Caract.	A		Gr N/mm	Gr N/mm
								Ec. (4.30)	Ec. (4.31)	aproximada	exacta
Bloque	19750	31366	1,975	1,822	0,014053	0,010288	38,0653	0,280371	0,122791	0,030573	0,016385
Ram1	15600	15600	1,560	1,619	0,012490	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,006037	0,006505
Ram2	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram3	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram4	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	17560	30161	1,756	1,718	0,013251	0,009893	38,0653	0,280371	0,122791	0,027183	0,015150
Ram5	15600	15600	1,560	1,619	0,012490	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,006037	0,006505
Ram6	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram7	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram8	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	13480	27617	1,348	1,505	0,011610	0,009058	38,0653	0,280371	0,122791	0,020867	0,012702
Ram9	12150	12150	1,215	1,429	0,011023	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,004702	0,006505
Ram10	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram11	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	10930	25752	1,093	1,355	0,010455	0,008447	38,0653	0,280371	0,122791	0,016920	0,011044
Ram12	5000	5000	0,500	0,917	0,007071	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001935	0,006505
Ram13	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505
Bloque	6740	21919	0,674	1,064	0,008210	0,007190	38,0653	0,280371	0,122791	0,010434	0,008002
Ram14	4270	4270	0,427	0,847	0,006535	0,012965	22,6446	0,827118	0,073047	0,001652	0,006505

Fuente: elaboración propia

ANEXO B

DATOS ENSAYOS ROMSON HELEO ROMAGNA

*“Resistencia a Compresao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao
Gratueados”*

Tabla B.01 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B1-A1-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	4	2	4	3	4,0	2,5	0,00032	0,00020	0,00026	0,79
50	10	9	11	9	10,5	9,0	0,00084	0,00072	0,00078	1,58
75	17	14	18	16	17,5	15,0	0,00140	0,00120	0,00130	2,37
100	29	26	28	29	28,5	27,5	0,00228	0,00220	0,00224	3,16
125	40	37	40	38	40,0	37,5	0,00320	0,00300	0,00310	3,95
150	60	56	61	60	60,5	58,0	0,00484	0,00464	0,00474	4,75
175	84	78	83	82	83,5	80,0	0,00668	0,00640	0,00654	5,53
200	104	100	104	102	104,0	101,0	0,00832	0,00808	0,00820	6,33
225	135	129	132	131	133,5	130,0	0,01068	0,01040	0,01054	7,12
250	158	155	159	157	158,5	156,0	0,01268	0,01248	0,01258	7,91
275	185	178	186	184	185,5	181,0	0,01484	0,01448	0,01466	8,70
300	216	212	214	212	215,0	212,0	0,01720	0,01696	0,01708	9,49
325	295	291	296	284	295,5	287,5	0,02364	0,02300	0,02332	10,28

Fuente: Resistencia a Compressao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.02 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B2-A1-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	4	4	4	3	4,0	3,5	0,00032	0,00028	0,00030	0,79
50	10	10	11	9	10,5	9,5	0,00084	0,00076	0,00080	1,58
75	14	16	15	15	14,5	15,5	0,00116	0,00124	0,00120	2,37
100	23	23	23	23	23,0	23,0	0,00184	0,00184	0,00184	3,16
125	33	32	34	33	33,5	32,5	0,00268	0,00260	0,00264	3,95
150	42	42	43	44	42,5	43,0	0,00340	0,00344	0,00342	4,75
175	59	59	61	60	60,0	59,5	0,00480	0,00476	0,00478	5,53
200	83	82	84	85	83,5	83,5	0,00668	0,00668	0,00668	6,33
225	106	105	107	108	106,5	106,5	0,00852	0,00852	0,00852	7,12
250	141	112	152	160	146,5	136,0	0,01172	0,01088	0,01130	7,91

Fuente: Resistencia a Compressao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.03 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B3-A1-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	8	8	9	8	8,5	8,0	0,00068	0,00064	0,00066	0,79
50	15	15	15	15	15,0	15,0	0,00120	0,00120	0,00120	1,58
75	24	24	23	22	23,5	23,0	0,00188	0,00184	0,00186	2,37
100	33	33	33	32	33,0	32,5	0,00264	0,00260	0,00262	3,16
125	53	53	53	51	53,0	52,0	0,00424	0,00416	0,00420	3,95
150	75	74	75	72	75,0	73,0	0,00600	0,00584	0,00592	4,75
175	100	100	101	99	100,5	99,5	0,00804	0,00796	0,00800	5,53
200	135	116	131	116	133,0	116,0	0,01064	0,00928	0,00996	6,33
225	214	156	221	195	217,5	175,5	0,01740	0,01404	0,01572	7,12
250	275	216	286	235	280,5	225,5	0,02244	0,01804	0,02024	7,91
275	340	261	346	295	343,0	278,0	0,02744	0,02224	0,02484	8,70
300	414	323	431	355	422,5	339,0	0,03380	0,02712	0,03046	9,49

Fuente: Resistencia a Compressao de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.04 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B1-A2-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	6	9	6	9	6	9	0,000048	0,000072	0,000060	0,79
50	13	18	13	18	13	18	0,000104	0,000144	0,000124	1,58
75	19	25	19	25	19	25	0,000152	0,000200	0,000176	2,37
100	22	34	22	34	22	34	0,000176	0,000272	0,000224	3,16
125	27	43	27	43	27	43	0,000216	0,000344	0,000280	3,95
150	34	55	34	55	34	55	0,000272	0,000440	0,000356	4,75

Fuente: Resistencia a Compresão de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.05 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B2-A2-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	3	3	3	3	3,0	3,0	0,000024	0,000024	0,000024	0,79
50	5	5	5	5	5,0	5,0	0,000040	0,000040	0,000040	1,58
75	9	8	9	8	9,0	8,0	0,000072	0,000064	0,000068	2,37
100	11	11	11	11	11,0	11,0	0,000088	0,000088	0,000088	3,16
125	14	15	14	15	14,0	15,0	0,000112	0,000120	0,000116	3,95
150	18	18	18	18	18,0	18,0	0,000144	0,000144	0,000144	4,75
175	21	23	21	23	21,0	23,0	0,000168	0,000184	0,000176	5,53
200	24	26	24	26	24,0	26,0	0,000192	0,000208	0,000200	6,33
225	28	30	28	30	28,0	30,0	0,000224	0,000240	0,000232	7,12
250	30	34	30	34	30,0	34,0	0,000240	0,000272	0,000256	7,91
275	35	38	35	38	35,0	38,0	0,000280	0,000304	0,000292	8,70
300	40	42	40	42	40,0	42,0	0,000320	0,000336	0,000328	9,49
325	43	48	43	48	43,0	48,0	0,000344	0,000384	0,000364	10,28

Fuente: Resistencia a Compresão de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.06 - Cargas, Tensión y deformación adquirida para construcción de gráficos tensión-deformación de prisma B3-A2-S/G-AT

Carga (KN)	Bases de medida				Medidas de base		Deformaciones		Deformacion Media	Tension (Mpa)
	1	2	7	8	1 7	2 8	1 7	2 8		
25	2	3	2	3	2,0	3,0	0,000016	0,000024	0,000020	0,79
50	5	8	5	8	5,0	8,0	0,000040	0,000064	0,000052	1,58
75	7	13	7	13	7,0	13,0	0,000056	0,000104	0,000080	2,37
100	10	17	10	17	10,0	17,0	0,000080	0,000136	0,000108	3,16
125	12	21	12	21	12,0	21,0	0,000096	0,000168	0,000132	3,95
150	15	26	15	26	15,0	26,0	0,000120	0,000208	0,000164	4,75
175	17	28	17	28	17,0	28,0	0,000136	0,000224	0,000180	5,53
200	19	35	19	35	19,0	35,0	0,000152	0,000280	0,000216	6,33
225	23	40	23	40	23,0	40,0	0,000184	0,000320	0,000252	7,12
250	28	48	28	48	28,0	48,0	0,000224	0,000384	0,000304	7,91
275	30	53	30	53	30,0	53,0	0,000240	0,000424	0,000332	8,70
300	35	61	35	61	35,0	61,0	0,000280	0,000488	0,000384	9,49
325	37	71	37	71	37,0	71,0	0,000296	0,000568	0,000432	10,28
350	41	81	41	81	41,0	81,0	0,000328	0,000648	0,000488	11,07

Fuente: Resistencia a Compresão de Prismas de Blocos de Concreto Grauteados e nao Gratueados

Tabla B.07 - Resistencia media a compresión de los prismas con asentamiento Total.

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Bloque A br. (Mpa)	Mortero (Mpa)	Prisma A liq. (316 cm ²) (Mpa)	Prisma A br. (546 cm ²) (Mpa)	Factor de eficiencia de albañilería	Ruptura (%)
B1-A1-S/G-AT	17,68	10,23	3,9	12,47	7,22	0,7	87,2
B2-A1-S/G-AT	27,42	15,86	5,57	15,73	9,1	0,57	49,58
B3-A1-S/G-AT	28,98	16,77	3,8	17,06	9,87	0,58	79,7
B1-A2-S/G-AT	12,5	7,23	7,68	8	4,63	0,64	54,74
B2-A2-S/G-AT	24,06	13,92	7,39	17,89	10,35	0,74	49,62
B3-A2-S/G-AT	33,52	19,4	7,81	22,04	12,76	0,65	52,24

Fuente: elaboración propia

ANEXO C

DATOS ENSAYOS UBB

“Modelación Experimental de Prismas y muretes de Bloques Huecos de hormigón”

Tabla C.01 – Información de entrada modelo constitutivo Multi-Agrietamiento

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.4)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.1)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Mortero Compresión (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.7)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Prisma A liq. (Mpa)
SERCOF	19,49	1,81	18040	0,02811	14,12	1,54	14122	0,00651	13,05
TOIGSEP	16,84	1,68	16182	0,02708	14,12	1,54	14122	0,00651	11,27
NEIRA & HNO.	16,22	1,65	16696	0,02528	14,12	1,54	14122	0,00651	8,25

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.4)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.2)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Mortero Compresión (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.7)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Prisma A liq. (Mpa)
SERCOF	19,49	1,81	31227	0,01624	14,12	1,54	14122	0,00651	13,05
TOIGSEP	16,84	1,68	29742	0,01473	14,12	1,54	14122	0,00651	11,27
NEIRA & HNO.	16,22	1,65	29374	0,01437	14,12	1,54	14122	0,00651	8,25

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.5)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.3)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Mortero Compresión (Mpa)	Resistencia Traccion (Mpa) (5.8)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	Energia agrietamiento (N/mm ²)	Prisma A liq. (Mpa)
SERCOF	19,49	1,95	19490	0,03017	14,12	1,41	14122	0,00547	13,05
TOIGSEP	16,84	1,68	16840	0,02607	14,12	1,41	14122	0,00547	11,27
NEIRA & HNO.	16,22	1,62	16220	0,02511	14,12	1,41	14122	0,00547	8,25

Fuente: elaboración propia

Tabla C.02 – Información de entrada modelo constitutivo Daño Isotrópico

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.1)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A		Mortero Compresión (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A	
					(4.30) a	(4.31) b					(4.30) a	(4.31) b
SERCOF	19,49	18040	0,013476	35,48	0,25888	0,11446	14,12	14122	0,01297	21,03	0,74635	0,06785
TOIGSEP	16,84	16182	0,013225	35,75	0,26112	0,11534	14,12	14122	0,01297	21,66	0,77700	0,06986
NEIRA & HNO.	16,22	16696	0,012780	37,72	0,27745	0,12167	14,12	14122	0,01297	22,17	0,80275	0,07151

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.2)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A		Mortero Compresión (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A	
					(4.30) a	(4.31) b					(4.30) a	(4.31) b
SERCOF	19,49	31227	0,010242	35,48	0,25888	0,11446	14,12	14122	0,01297	21,03	0,74635	0,06785
TOIGSEP	16,84	29742	0,009755	35,75	0,26112	0,11534	14,12	14122	0,01297	21,66	0,77700	0,06986
NEIRA & HNO.	16,22	29374	0,009635	37,72	0,27745	0,12167	14,12	14122	0,01297	22,17	0,80275	0,07151

Tipo de Prisma	Bloque A liq. (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.3)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A		Mortero Compresión (Mpa)	Modulo Elasticidad (Mpa) (5.6)	τ^* Exacto	Long. caract. (mm)	A	
					(4.30) a	(4.31) b					(4.30) a	(4.31) b
SERCOF	19,49	19490	0,013961	35,48	0,25888	0,11446	14,12	14122	0,01188	21,03	0,74635	0,06785
TOIGSEP	16,84	16840	0,012977	35,75	0,26112	0,11534	14,12	14122	0,01188	21,66	0,77700	0,06986
NEIRA & HNO.	16,22	16220	0,012736	37,72	0,27745	0,12167	14,12	14122	0,01188	22,17	0,80275	0,07151

Fuente: elaboración propia

ANEXO D

RESUMEN DE RESULTADOS Y ERRORES POR CASO

Tabla D.01 – Resumen de resultados MEF caso 1

Denominación	Prisma A _{11q} (Mpa)	Bloque			Mortero de pega			Em/Eb	Resultado MEF							
		Resistencia a la Compresión (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)	Resistencia a la Compresión (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)		Multi-Crack Model (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("exacto") (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("aprox") (Mpa)	Error %	f _p / f _m	f _p / f _{bt}
Ram 1	19,49	19,75	1,822	31366	15,60	1,619	15600	0,497	19,375	0,6%	14,869	23,7%	15,360	21,2%	1,2494	10,6966
Ram 2	18,41	19,75	1,822	31366	12,15	1,429	12150	0,387	17,250	6,3%	13,797	25,1%	14,313	22,3%	1,5152	10,1038
Ram 3	14,42	19,75	1,822	31366	5,00	0,917	5000	0,159	14,250	1,2%	12,285	14,8%	12,835	11,0%	2,8840	7,9140
Ram 4	14,11	19,75	1,822	31366	4,27	0,847	4270	0,136	13,750	2,6%	12,033	14,7%	12,589	10,8%	3,3044	7,7439
Ram 5	17,36	17,56	1,718	30161	15,60	1,619	15600	0,517	17,250	0,6%	13,797	20,5%	14,313	17,5%	1,1128	10,1042
Ram 6	16,90	17,56	1,718	30161	12,15	1,429	12150	0,403	16,750	0,9%	13,545	19,9%	14,067	16,8%	1,3909	9,8365
Ram 7	14,39	17,56	1,718	30161	5,00	0,917	5000	0,166	13,250	7,9%	11,781	18,1%	12,343	14,2%	2,8780	8,3756
Ram 8	13,31	17,56	1,718	30161	4,27	0,847	4270	0,142	12,750	4,2%	11,529	13,4%	12,096	9,1%	3,1171	7,7470
Ram 9	13,48	13,48	1,505	27617	12,15	1,429	12150	0,440	13,250	1,7%	11,781	12,6%	12,343	8,4%	1,1095	8,9549
Ram 10	11,21	13,48	1,505	27617	5,00	0,917	5000	0,181	11,000	1,9%	10,646	5,0%	11,234	0,2%	2,2420	7,4469
Ram 11	11,00	13,48	1,505	27617	4,27	0,847	4270	0,155	10,500	4,5%	10,394	5,5%	10,988	0,1%	2,5761	7,3074
Ram 12	11,14	10,93	1,355	25752	5,00	0,917	5000	0,194	9,500	14,7%	9,890	11,2%	10,495	5,8%	2,2280	8,2185
Ram 13	10,86	10,93	1,355	25752	4,27	0,847	4270	0,166	9,250	14,8%	9,764	10,1%	10,372	4,5%	2,5433	8,0119
Ram 14	6,43	6,74	1,064	21919	4,27	0,847	4270	0,195	6,000	6,7%	8,125	26,4%	8,771	36,4%	1,5059	6,0408
Error Promedio											4,9%		15,8%		12,7%	
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	1,724	30230	3,90	0,810	3900	0,129	12,000	3,8%	15,182	21,7%	15,229	22,1%	3,1974	7,2334
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	2,147	34991	5,57	0,968	5570	0,159	17,500	11,3%	19,140	21,7%	19,157	21,8%	2,8241	7,3267
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	2,207	35643	3,80	0,799	3800	0,107	17,036	0,1%	19,712	15,5%	19,695	15,4%	4,4895	7,7294
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	1,450	26930	7,68	1,136	7680	0,285	11,500	43,8%	13,284	66,1%	13,500	68,8%	1,0417	5,5189
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	2,011	33500	7,39	1,115	7390	0,221	18,290	2,2%	17,887	0,0%	18,125	1,3%	2,4208	8,8957
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	2,374	37415	7,81	1,146	7810	0,209	21,500	2,5%	21,085	4,3%	21,526	2,3%	2,8220	9,2849
Error Promedio											10,6%		21,6%		22,0%	
Error *											4,0%		12,7%		12,6%	
SERCOF	13,05	19,49	1,810	31227	14,59	1,566	14590	0,467	8,500	34,9%	16,000	22,6%	16,250	24,5%	0,8945	7,2107
TOIGSEP	11,27	16,84	1,682	29742	14,59	1,566	14590	0,491	7,250	35,7%	15,500	37,6%	15,500	37,6%	0,7722	6,6968
NEIRA & HNO.	8,25	16,22	1,651	29374	14,59	1,566	14590	0,497	7,000	15,2%	15,250	84,8%	15,250	84,8%	0,5657	4,9981
Error Promedio											28,6%		48,31%		48,95%	
PROMEDIO FINAL											12,5%		25,6%		24,8%	

Fuente: elaboración propia

Tabla D.02 – Resumen de resultados MEF caso 2

Denominación	Prisma A liq (Mpa)	Bloque			Mortero de pega			Em/Eb	Resultado MEF							
		Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)	Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)		Multi-Crack Model (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("exacto") (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("aprox") (Mpa)	Error %	f _p / f _m	f _p / f _{bt}
Ram 1	19,49	19,75	1,822	31366	15,60	1,619	15600	0,497	19,250	1,2%	14,250	26,9%	14,500	25,6%	1,2494	10,6966
Ram 2	18,41	19,75	1,822	31366	12,15	1,429	12150	0,387	17,250	6,3%	13,482	26,8%	13,974	24,1%	1,5152	10,1038
Ram 3	14,42	19,75	1,822	31366	5,00	0,917	5000	0,159	13,000	9,8%	12,264	15,0%	13,546	6,1%	2,8840	7,9140
Ram 4	14,11	19,75	1,822	31366	4,27	0,847	4270	0,136	12,750	9,6%	12,951	8,2%	13,470	4,5%	3,3044	7,7439
Ram 5	17,36	17,56	1,718	30161	15,60	1,619	15600	0,517	17,250	0,6%	13,500	22,2%	13,917	19,8%	1,1128	10,1042
Ram 6	16,90	17,56	1,718	30161	12,15	1,429	12150	0,403	16,250	3,8%	13,144	22,2%	13,224	21,8%	1,3909	9,8365
Ram 7	14,39	17,56	1,718	30161	5,00	0,917	5000	0,166	12,000	16,6%	11,428	20,6%	12,806	11,0%	2,8780	8,3756
Ram 8	13,31	17,56	1,718	30161	4,27	0,847	4270	0,142	11,750	11,7%	11,400	14,3%	12,731	4,4%	3,1171	7,7470
Ram 9	13,48	13,48	1,505	27617	12,15	1,429	12150	0,440	13,250	1,7%	11,677	13,4%	11,724	13,0%	1,1095	8,9549
Ram 10	11,21	13,48	1,505	27617	5,00	0,917	5000	0,181	10,204	9,0%	10,249	8,6%	10,587	5,6%	2,2420	7,4469
Ram 11	11,00	13,48	1,505	27617	4,27	0,847	4270	0,155	9,750	11,4%	10,004	9,1%	10,575	3,9%	2,5761	7,3074
Ram 12	11,14	10,93	1,355	25752	5,00	0,917	5000	0,194	9,000	19,2%	9,436	15,3%	9,746	12,5%	2,2280	8,2185
Ram 13	10,86	10,93	1,355	25752	4,27	0,847	4270	0,166	8,500	21,7%	9,249	14,8%	9,430	13,2%	2,5433	8,0119
Ram 14	6,43	6,74	1,064	21919	4,27	0,847	4270	0,195	4,750	26,1%	6,750	5,0%	7,549	17,4%	1,5059	6,0408
Error Promedio												10,6%		15,9%		
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	1,724	30230	3,90	0,810	3900	0,129	12,000	3,8%	15,843	27,0%	16,204	29,9%	3,1974	7,2334
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	2,147	34991	5,57	0,968	5570	0,159	17,500	11,3%	19,736	25,5%	20,403	29,7%	2,8241	7,3267
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	2,207	35643	3,80	0,799	3800	0,107	17,036	0,1%	20,325	19,1%	18,870	10,6%	4,4895	7,7294
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	1,450	26930	7,68	1,136	7680	0,285	11,500	43,8%	12,535	56,7%	30,002	275,0%	1,0417	5,5189
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	2,011	33500	7,39	1,115	7390	0,221	18,290	2,2%	16,565	7,4%	19,822	10,8%	2,4208	8,8957
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	2,374	37415	7,81	1,146	7810	0,209	21,500	2,5%	21,850	0,9%	23,110	4,9%	2,8220	9,2849
Error Promedio												10,6%		22,8%		60,2%
Error *												4,0%		16,0%		17,2%
SERCOF	13,05	19,49	1,810	31227	14,59	1,566	14590	0,467	8,250	36,8%	14,192	8,7%	13,500	3,4%	0,8945	7,2107
TOIGSEP	11,27	16,84	1,682	29742	14,59	1,566	14590	0,491	7,250	35,7%	13,373	10,9%	13,373	18,7%	0,7722	6,6968
NEIRA & HNO.	8,25	16,22	1,651	29374	14,59	1,566	14590	0,497	7,000	15,2%	12,908	56,4%	12,500	51,5%	0,5657	4,9981
Error Promedio												29,2%		25,4%		24,5%
PROMEDIO FINAL												14,6%		19,1%		18,3%

Fuente: elaboración propia

Tabla D.03 – Resumen de resultados MEF caso 3

Denominación	Prisma A liq (Mpa)	Bloque			Mortero de pega			Em/Eb	Resultado MEF							
		Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)	Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)		Multi-Crack Model (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("exacto") (Mpa)		Isotropic Damage Model A ("aprox") (Mpa)		f _p / f _m	f _p / f _{bt}
											Error %	Error %	Error %	Error %		
Ram 1	19,49	19,75	1,822	-	15,60	1,619	15600	-	-	-	-	-	-	-	1,2494	10,6966
Ram 2	18,41	19,75	1,822	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,5152	10,1038
Ram 3	14,42	19,75	1,822	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,8840	7,9140
Ram 4	14,11	19,75	1,822	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	3,3044	7,7439
Ram 5	17,36	17,56	1,718	-	15,60	1,619	15600	-	-	-	-	-	-	-	1,1128	10,1042
Ram 6	16,90	17,56	1,718	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,3909	9,8365
Ram 7	14,39	17,56	1,718	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,8780	8,3756
Ram 8	13,31	17,56	1,718	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	3,1171	7,7470
Ram 9	13,48	13,48	1,505	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,1095	8,9549
Ram 10	11,21	13,48	1,505	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,2420	7,4469
Ram 11	11,00	13,48	1,505	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	2,5761	7,3074
Ram 12	11,14	10,93	1,355	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,2280	8,2185
Ram 13	10,86	10,93	1,355	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	2,5433	8,0119
Ram 14	6,43	6,74	1,064	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	1,5059	6,0408
Error Promedio																
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	1,724	16949	3,90	0,810	3900	0,230	12,250	1,8%	15,278	22,5%	15,670	25,7%	3,1974	7,2334
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	2,147	22343	5,57	0,968	5570	0,249	17,500	11,3%	19,051	21,1%	19,526	24,1%	2,8241	7,3267
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	2,207	24100	3,80	0,799	3800	0,158	17,089	0,2%	19,598	14,9%	20,631	20,9%	4,4895	7,7294
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	1,450	14251	7,68	1,136	7680	0,539	11,750	46,9%	13,750	71,9%	13,908	73,9%	1,0417	5,5189
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	2,011	20929	7,39	1,115	7390	0,353	17,881	0,1%	18,096	1,2%	18,630	4,1%	2,4208	8,8957
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	2,374	25919	7,81	1,146	7810	0,301	23,827	8,1%	21,222	3,7%	21,691	1,6%	2,8220	9,2849
Error Promedio										11,4%		22,5%		25,0%		
Error *										4,3%		12,7%		15,3%		
SERCOF	13,05	19,49	1,810	18040	14,59	1,566	14590	0,809	12,000	8,1%	9,500	27,2%	9,500	27,2%	0,8945	7,2107
TOIGSEP	11,27	16,84	1,682	16182	14,59	1,566	14590	0,902	10,869	3,5%	8,000	29,0%	8,250	26,8%	0,7722	6,6968
NEIRA & HNO.	8,25	16,22	1,651	16696	14,59	1,566	14590	0,874	9,966	20,7%	8,822	6,9%	8,500	3,0%	0,5657	4,9981
Error Promedio										10,8%		21,0%		19,0%		
PROMEDIO FINAL										7,5%		16,9%		17,1%		

Fuente: elaboración propia

Tabla D.04 – Resumen de resultados MEF caso 4

Denominación	Prisma A liq (Mpa)	Bloque			Mortero de pega			Em/Eb	Resultado MEF							
		Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)	Resistencia a la Compresion (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)		Multi-Crack Model (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("exacto") (Mpa)		Isotropic Damage Model A ("aprox") (Mpa)		f _p / f _m	f _p / f _{bt}
											Error %	Error %	Error %			
Ram 1	19,49	19,75	1,822	-	15,60	1,619	15600	-	-	-	-	-	-	-	1,2494	10,6966
Ram 2	18,41	19,75	1,822	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,5152	10,1038
Ram 3	14,42	19,75	1,822	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,8840	7,9140
Ram 4	14,11	19,75	1,822	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	3,3044	7,7439
Ram 5	17,36	17,56	1,718	-	15,60	1,619	15600	-	-	-	-	-	-	-	1,1128	10,1042
Ram 6	16,90	17,56	1,718	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,3909	9,8365
Ram 7	14,39	17,56	1,718	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,8780	8,3756
Ram 8	13,31	17,56	1,718	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	3,1171	7,7470
Ram 9	13,48	13,48	1,505	-	12,15	1,429	12150	-	-	-	-	-	-	-	1,1095	8,9549
Ram 10	11,21	13,48	1,505	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,2420	7,4469
Ram 11	11,00	13,48	1,505	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	2,5761	7,3074
Ram 12	11,14	10,93	1,355	-	5,00	0,917	5000	-	-	-	-	-	-	-	2,2280	8,2185
Ram 13	10,86	10,93	1,355	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	2,5433	8,0119
Ram 14	6,43	6,74	1,064	-	4,27	0,847	4270	-	-	-	-	-	-	-	1,5059	6,0408
Error Promedio																
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	1,724	16949	3,90	0,810	3900	0,230	11,750	5,8%	15,250	22,3%	16,817	34,9%	3,1974	7,2334
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	2,147	22343	5,57	0,968	5570	0,249	16,454	4,6%	20,003	27,2%	20,956	33,2%	2,8241	7,3267
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	2,207	24100	3,80	0,799	3800	0,158	17,243	1,1%	20,309	19,0%	20,251	18,7%	4,4895	7,7294
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	1,450	14251	7,68	1,136	7680	0,539	11,500	43,8%	12,995	62,4%	13,266	65,8%	1,0417	5,5189
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	2,011	20929	7,39	1,115	7390	0,353	15,750	12,0%	16,956	5,2%	17,392	2,8%	2,4208	8,8957
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	2,374	25919	7,81	1,146	7810	0,301	22,446	1,8%	21,914	0,6%	23,423	6,3%	2,8220	9,2849
Error Promedio										11,5%		22,8%		26,9%		
Error *										5,1%		14,9%		19,2%		
SERCOF	13,05	19,49	1,810	18040	14,59	1,566	14590	0,809	11,974	8,3%	15,750	20,7%	15,750	20,7%	0,8945	7,2107
TOIGSEP	11,27	16,84	1,682	16182	14,59	1,566	14590	0,902	11,250	0,1%	15,500	37,6%	15,500	37,6%	0,7722	6,6968
NEIRA & HNO.	8,25	16,22	1,651	16696	14,59	1,566	14590	0,874	9,939	20,4%	15,000	81,7%	15,000	81,7%	0,5657	4,9981
Error Promedio										9,6%		46,7%		46,7%		
PROMEDIO FINAL										7,3%		30,8%		32,9%		

Fuente: elaboración propia

Tabla D.05 – Resumen de resultados MEF caso 5

Denominación	Prisma A liq (Mpa)	Bloque			Mortero de pega			Em/Eb	Resultado MEF							
		Resistencia a la Compresión (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)	Resistencia a la Compresión (Mpa)	Resistencia a la Tracción (Mpa)	Modulo de Elasticidad (Mpa)		Multi-Crack Model (Mpa)	Error %	Isotropic Damage Model A ("exacto") (Mpa)		Isotropic Damage Model A ("aprox") (Mpa)		f _p / f _m	f _p / f _{bt}
											Error %	Error %	Error %			
Ram 1	19,49	19,75	1,975	19750	15,60	1,560	15600	0,790	19,500	0,1%	16,750	14,1%	17,250	11,5%	1,2494	9,8684
Ram 2	18,41	19,75	1,975	19750	12,15	1,215	12150	0,615	18,000	2,2%	15,000	18,5%	15,697	14,7%	1,5152	9,3215
Ram 3	14,42	19,75	1,975	19750	5,00	0,500	5000	0,253	13,750	4,6%	12,736	11,7%	14,579	1,1%	2,8840	7,3013
Ram 4	14,11	19,75	1,975	19750	4,27	0,427	4270	0,216	13,250	6,1%	12,527	11,2%	14,512	2,8%	3,3044	7,1443
Ram 5	17,36	17,56	1,756	17560	15,60	1,560	15600	0,888	17,250	0,6%	16,000	7,8%	16,250	6,4%	1,1128	9,8861
Ram 6	16,90	17,56	1,756	17560	12,15	1,215	12150	0,692	16,750	0,9%	13,986	17,2%	14,500	14,2%	1,3909	9,6241
Ram 7	14,39	17,56	1,756	17560	5,00	0,500	5000	0,285	12,500	13,1%	11,512	20,0%	13,032	9,4%	2,8780	8,1948
Ram 8	13,31	17,56	1,756	17560	4,27	0,427	4270	0,243	12,000	9,8%	11,255	15,4%	12,946	2,7%	3,1171	7,5797
Ram 9	13,48	13,48	1,348	13480	12,15	1,215	12150	0,901	13,250	1,7%	12,500	7,3%	12,500	7,3%	1,1095	10,0000
Ram 10	11,21	13,48	1,348	13480	5,00	0,500	5000	0,371	10,250	8,6%	8,965	20,0%	9,586	14,5%	2,2420	8,3160
Ram 11	11,00	13,48	1,348	13480	4,27	0,427	4270	0,317	9,750	11,4%	9,027	17,9%	10,065	8,5%	2,5761	8,1602
Ram 12	11,14	10,93	1,093	10930	5,00	0,500	5000	0,457	8,974	19,4%	7,000	37,2%	8,073	27,5%	2,2280	10,1921
Ram 13	10,86	10,93	1,093	10930	4,27	0,427	4270	0,391	8,500	21,7%	7,241	33,3%	7,808	28,1%	2,5433	9,9360
Ram 14	6,43	6,74	0,674	6740	4,27	0,427	4270	0,634	6,250	2,8%	5,177	19,5%	5,250	18,4%	1,5059	9,5401
Error Promedio												17,9%		11,9%		
B1-A1-S/G-AT	12,47	17,68	1,768	17680	3,90	0,390	3900	0,221	12,7154	2,0%	16,4459	31,9%	15,0071	20,3%	3,1974	7,0532
B2-A1-S/G-AT	15,73	27,42	2,742	27420	5,57	0,557	5570	0,203	19,471	23,8%	20,097	27,8%	23,313	48,2%	2,8241	5,7367
B3-A1-S/G-AT	17,06	28,98	2,898	28980	3,80	0,380	3800	0,131	18,887	10,7%	20,080	17,7%	25,002	46,6%	4,4895	5,8868
B1-A2-S/G-AT	8,00	12,50	1,250	12500	7,68	0,768	7680	0,614	11,500	43,8%	11,038	38,0%	11,366	42,1%	1,0417	6,4000
B2-A2-S/G-AT	17,89	24,06	2,406	24060	7,39	0,739	7390	0,307	19,2777	7,8%	20,0009	11,8%	22,5181	25,9%	2,4208	7,4356
B3-A2-S/G-AT	22,04	33,52	3,352	33520	7,81	0,781	7810	0,233	24,6911	12,0%	25,1884	14,3%	28,4521	29,1%	2,8220	6,5752
Error Promedio												16,7%		23,6%		35,4%
Error *												11,2%		20,7%		34,0%
SERCOF	13,05	19,49	1,949	19487	14,59	1,459	14590	0,749	12,2206	6,4%	15,75	20,7%	16	22,6%	0,8945	6,6971
TOIGSEP	11,27	16,84	1,684	16838	14,59	1,459	14590	0,867	10,75	4,6%	14,75	30,9%	15	33,1%	0,7722	6,6914
NEIRA & HNO.	8,25	16,22	1,622	16221	14,59	1,459	14590	0,899	10,3725	25,7%	14,75	78,7%	14,75	78,7%	0,5657	5,0880
Error Promedio												12,2%		43,4%		44,8%
PROMEDIO FINAL												10,3%		27,4%		30,3%

Fuente: elaboración propia

ANEXO E

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS BLOQUES INNOVATIVOS

Tabla E.01 – Resistencia a compresión bloques individuales con diversas dosificaciones de chamote empleado en los modelos innovativos.

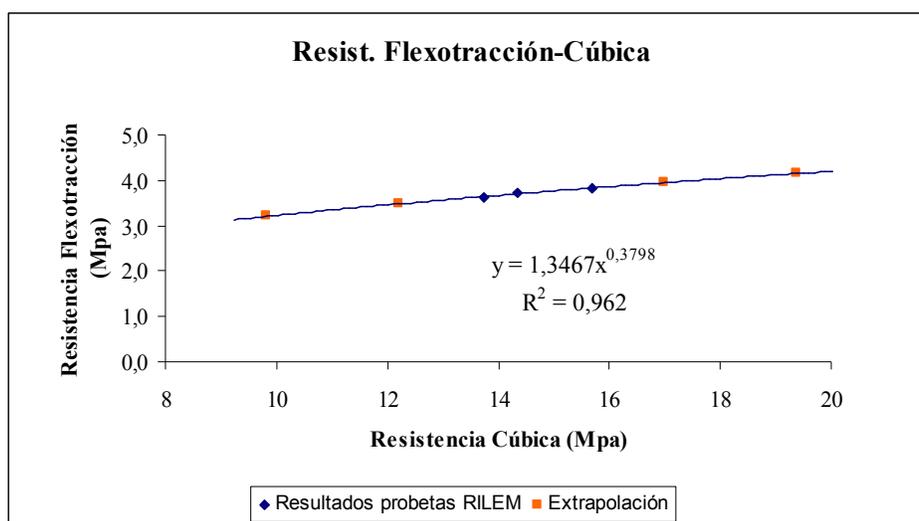
Composición	kg/cm ₂
sin chamote	140
5% chamote	110,6
10% chamote	115,42
Promedio neto	122,01
Promedio real	201,46

Fuente: elaboración propia

Tabla E.02 – Rango de posibles valores, para las distintas morfologías.

f _b	E bloque	f _m	f _t Mortero	E mortero	E _b /E _m	E _m /E _b
24,30	33610	19,38	4,15	19378	1,734	0,58
22,03	32529	16,99	3,95	16985	1,915	0,52
19,76	31370	14,59	3,73	14592	2,150	0,47
15,56	28970	12,20	3,48	12199	2,375	0,42
11,36	26088	9,81	3,21	9807	2,660	0,38

Fuente: elaboración propia



Grafica E.01 – Extrapolación resistencia Flexotracción

Fuente: elaboración propia