

**POLITECNICO DI MILANO**

Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Orientamento Strutture



**MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO A ROTTURA DI  
BLOCCHI DI MURATURA RINFORZATI CON FIBRE  
NATURALI DI SISAL CONFRONTATI CON BLOCCHI IN  
MURATURA SEMPLICE**

Relatore: Prof. Ing. Alberto TALIERCIO

Correlatore: Prof. Ing. Marcio Antonio RAMALHO

Tesi di Laurea di:  
Viviana SANGALLI  
Matr. n. 801448

Anno Accademico 2014-2015



*Alla mia bella e grande Famiglia,  
a Nadia, Riccardo, Giulia, Marta e Francesca*



## ABSTRACT

SANGALLI Viviana, 2014. **MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO A ROTTURA DI BLOCCHI DI MURATURA RINFORZATI CON FIBRE NATURALI DI SISAL CONFRONTATI CON BLOCCHI IN MURATURA SEMPLICE.** Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Strutturale – Politecnico di Milano, Milano, 2014.

In questo elaborato di tesi si affronta lo studio, sperimentale e numerico, del comportamento a rottura di blocchi di muratura in calcestruzzo e calcestruzzo rinforzato con fibre naturali di Sisal.

Nell'introduzione si riportano studi noti in letteratura riguardanti il comportamento a rottura della muratura, la nascita della muratura quale sistema costruttivo e la successiva introduzione di fibre naturali, in particolare delle fibre di Sisal, nel materiale originale.

Nella prima parte del lavoro si ripropongono i risultati sperimentali direttamente ottenuti dall'autore in termini di curva carico – spostamento dei dodici blocchi testati a compressione monoassiale e a trazione indiretta. Le rotture sperimentali osservate per le due tipologie di blocco vengono confrontate tra loro e infine paragonate alla rottura di elementi in muratura quali i prismi e le mini – pareti.

Nella seconda parte si effettuano analisi numeriche del comportamento a rottura dei blocchi, andando a studiare i parametri che lo influenzano e calibrando le curve numeriche, carico – spostamento, in base all'andamento di quelle sperimentali.

Infine si affronta uno studio qualitativo del danneggiamento del blocco servendosi del modello a fessura diffusa di TNO DIANA e del metodo XFEM implementato nel programma di calcolo Abaqus. L'obiettivo di questi studi è quello di stimare il comportamento fessurativo di un elemento strutturale già in fase di progetto.

**Parole chiavi:** muratura strutturale, blocchi di calcestruzzo, green materials, fibre di Sisal, analisi sperimentale, analisi numerica, fessurazione, Total Strain Crack Model, Concrete Damaged Plasticity Model, XFEM.

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>15</b>
1.1	CONSIDERAZIONI INIZIALI.....	15
1.2	OBIETTIVO.....	16
1.3	GIUSTIFICAZIONE.....	17
1.4	METODOLOGIA ADOTTATA .....	18
1.5	ORGANIZZAZIONE DEL LAVORO DI TESI .....	18
<b>2</b>	<b>REVISIONE BIBLIOGRAFICA.....</b>	<b>21</b>
2.1	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA.....	21
2.1.1	<i>Analisi dei risultati sperimentali sulla resistenza della muratura</i> .....	23
2.1.2	<i>Determinazione del modulo di elasticità apparente del blocco in compressione semplice (E)</i> .....	25
2.2	CRITERI DI ROTTURA.....	26
2.2.1	<i>Criterio di Mohr – Coulomb:</i> .....	27
2.2.2	<i>Criterio di deformazione laterale massima per i prismi:</i> .....	28
2.3	MODELLI PER LA PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO A ROTTURA DELLA MURATURA SOGGETTA A UN CARICO DI COMPRESSIONE ....	29
2.4	ENERGIA DI FRATTURA .....	32
2.5	STORIA DELLA MURATURA .....	35
2.6	MATERIALI COMPOSITI .....	37
2.6.1	<i>Raccolta e lavorazione della fibra di Sisal</i> .....	38
2.6.2	<i>Blocco di calcestruzzo</i> .....	40
2.6.2.1	Processo di produzione dei blocchi in calcestruzzo .....	41
<b>3</b>	<b>PROGRAMMA SPERIMENTALE I: CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....</b>	<b>43</b>
3.1	CONSIDERAZIONI INIZIALI.....	43
3.2	CARATTERIZZAZIONE FISICA DELLA FIBRA DI SISAL.....	43
3.2.1	<i>Massa specifica reale e apparente della fibra di Sisal</i> .....	44
3.2.2	<i>Tenore di umidità iniziale del Sisal</i> .....	45
3.2.3	<i>Assorbimento di acqua delle fibre di Sisal</i> .....	46
3.2.4	<i>Risultati della caratterizzazione della fibra di Sisal</i> .....	47
3.3	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IMPIEGATI NEL CALCESTRUZZO PER LA REALIZZAZIONE DEI BLOCCHI .....	49
3.3.1	<i>Cemento Portland</i> .....	49
3.3.2	<i>Risultati della caratterizzazione del Cemento Portland</i> .....	49
3.3.3	<i>Aggregati</i> .....	50
3.3.3.1	Aggregato grosso .....	50
3.3.3.2	Aggregato fine.....	51
3.3.4	<i>Additivo</i> .....	52
3.3.5	<i>Metodi di dosaggio</i> .....	52
3.4	PRODUZIONE DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO .....	55
3.4.1	<i>Descrizione e caratterizzazione dei blocchi</i> .....	57
3.4.1.1	Analisi dimensionale dei blocchi .....	57
3.4.1.2	Assorbimento di acqua e area effettiva dei blocchi.....	59
3.4.1.3	Tenore di umidità dei blocchi.....	62
3.4.1.4	Massa specifica dei blocchi .....	62
<b>4</b>	<b>PROGRAMMA SPERIMENTALE II: PROVA DI COMPRESSIONE E DI TRAZIONE INDIRETTA.....</b>	<b>65</b>
4.1	PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI BLOCCHI .....	65
4.1.1	<i>Rivestimento del blocco</i> .....	65
4.1.2	<i>Descrizione della prova e analisi dei risultati</i> .....	67
4.1.3	<i>Meccanismi di rottura dei blocchi</i> .....	72
4.2	PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE INDIRETTA SUL BLOCCO .....	76
<b>5</b>	<b>COMMENTI SUI RISULTATI SPERIMENTALI .....</b>	<b>79</b>

5.1	CONFRONTO FRA IL COMPORTAMENTO DEI BLOCCHI, DEI PRISMI E DELLE MINI – PARETI.....	79
5.1.1	<i>Blocchi e prismi</i> .....	79
5.1.1.1	Rottura dei prismi di muratura.....	81
5.1.2	<i>Mini – pareti</i> .....	83
5.1.2.1	Rottura delle mini – pareti.....	85
5.2	ANALISI GENERALE DEI BLOCCHI E DEGLI ELEMENTI TESTATI.....	86
<b>6</b>	<b>MODELLAZIONE NUMERICA DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO .....</b>	<b>89</b>
6.1	ASPETTI RIGUARDANTI LA STRATEGIA DELLA MODELLAZIONE NUMERICA.....	89
6.1.1	<i>introduzione:</i> .....	89
6.2	IL CODICE DI CALCOLO DIANA TNO.....	89
6.3	CONSIDERAZIONI SULLE TAPPE DI PRE – PROCESSAMENTO DEI DATI .....	90
6.4	DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA .....	91
6.5	SCelta DEGLI ELEMENTI FINITI .....	92
6.6	DEFINIZIONE DEI CARICHI (SPOSTAMENTO IMPOSTO) .....	94
6.7	CONDIZIONI AL CONTORNO E DEFINIZIONE DEI MATERIALI .....	94
6.8	PROPRIETÀ DEI MATERIALI .....	94
6.8.1	<i>Modello costitutivo per il calcestruzzo</i> .....	95
6.9	CONSIDERAZIONI RIGUARDO LA TAPPA DI PROCESSAMENTO.....	96
6.10	CONSIDERAZIONI RIGUARDO LA TAPPA DI POST – PROCESSAMENTO .....	97
6.11	PRE – PROCESSAMENTO E PROCESSAMENTO IN FILE BATCH .....	97
6.12	ALTRI ASPETTI DEL MODELLO STRUTTURALE .....	98
6.12.1	<i>Energia di frattura del calcestruzzo:</i> .....	98
6.13	LUNGHEZZA EQUIVALENTE DI FRATTURA .....	98
6.14	IL MODELLO COSTITUTIVO PARABOLICO PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO .....	99
6.15	MODELLO COSTITUTIVO ESPONENZIALE PER IL CALCESTRUZZO A TRAZIONE.....	100
<b>7</b>	<b>ANALISI NUMERICA: CONSIDERAZIONI E PROCEDIMENTI ADOTTATI.....</b>	<b>103</b>
7.1	INTRODUZIONE .....	103
7.2	ITER DI LAVORO .....	104
<b>8</b>	<b>ANDAMENTO QUALITATIVO DELLE FESSURE .....</b>	<b>119</b>
8.1	“TOTAL STRAIN BASED CRACK MODEL” IN DIANA.....	119
8.2	RISULTATI DELL’ANALISI FESSURATIVA IN DIANA.....	121
<b>9</b>	<b>ANALISI NON LINEARI IN ABAQUS .....</b>	<b>135</b>
9.1	“CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL” IN ABAQUS .....	135
9.2	DESCRIZIONE DELLE ANALISI NON LINEARI IN ABAQUS.....	138
9.2.1	<i>Modelli costitutivi dei materiali</i> .....	138
9.2.2	<i>Altri input per l’analisi non lineare</i> .....	141
9.3	RISULTATI DELLE ANALISI NON LINEARI .....	142
9.4	CENNI AL METODO XFEM.....	149
9.5	APPLICAZIONE DEL METODO XFEM ALLO STUDIO DI BLOCCHI DI MURATURA COMPRESSI .....	152
9.5.1	<i>Scelta dei parametri per la realizzazione del modello numerico</i> .....	152
9.5.2	<i>Dominio di frattura</i> .....	154
9.5.3	<i>Tipologia di frattura</i> .....	154
9.5.4	<i>Innesco ed evoluzione del danno</i> .....	155
9.6	RISULTATI NUMERICI DELL’APPLICAZIONE DEL METODO XFEM ALLO STUDIO DI BLOCCHI DI MURATURA COMPRESSI.....	156
9.6.1	<i>Commenti ai risultati dell’applicazione del metodo XFEM</i> .....	162
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI.....</b>	<b>163</b>

---

10.1	CONCLUSIONI .....	163
10.2	SPUNTI PER LAVORI FUTURI .....	164
<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....</b>		<b>165</b>
<b>APPENDICE I .....</b>		<b>171</b>
COMANDI BASE IN DIANA .....		171
<i>Definizione della geometria .....</i>		<i>171</i>
<i>Costruzione di SETs.....</i>		<i>171</i>
<i>Scelta degli elementi finiti .....</i>		<i>171</i>
<i>Proprietà dei materiali .....</i>		<i>171</i>
<i>Definizione dei materiali e attribuzione dei SETs .....</i>		<i>172</i>
<i>Condizioni al contorno.....</i>		<i>172</i>
<b>APPENDICE II .....</b>		<b>173</b>
ARCHIVI .DAT PER L'ANALISI STRUTTURALE .....		173
<b>APPENDICE III .....</b>		<b>181</b>
COMANDI PER EFFETTUARE ANALISI E ANALISI MULTIPLE NEL "COMMAND BOX" DI DIANA.....		181
<b>APPENDICE IV .....</b>		<b>185</b>
METODI DI SOLUZIONE ITERATIVA .....		188
CRITERI DI CONVERGENZA .....		190
<b>APPENDICE V .....</b>		<b>193</b>
<b>RINGRAZIAMENTI.....</b>		<b>195</b>



FIGURA 2.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE DI BLOCCHI, MALTA E PRISMI .....	24
FIGURA 2.2 PRISMA DI MURATURA FORMATO DA DUE BLOCCHI ( $H_B$ ) E UNO STRATO DI MALTA ( $H_A$ ) .....	25
FIGURA 2.3 FRONTIERA DI ROTTURA DI MOHR COULOMB .....	27
FIGURA 2.4 INVILUPPO DI ROTTURA DI MOHR E DI MOHR COULOMB .....	28
FIGURA 2.5 CRITERIO DI MOHR – COULOMB NEL PIANO DELLE TENSIONI PRINCIPALI (IN CONDIZIONI DI SFORZO PIANO) .....	28
FIGURA 2.6 MODELLO CHE RAPPRESENTA LE DEFORMAZIONI LATERALI ALL'INTERNO DEI BLOCCHI E DELLA MALTA .....	29
FIGURA 2.7 INVILUPPI DI ROTTURA DELLA MALTA SOGGETTA A COMPRESSIONE TRIASSIALE E INVILUPPO DI ROTTURA DEI BLOCCHI PIENI E CON VUOTI SOGGETTI A UNO STATO DI TENSIONE BIASSIALE (COMPRESSIONE/TRAZIONE) DA AFSHARI E KALDJAN (1989) .....	30
FIGURA 2.8 INVILUPPO DI ROTTURA PROPOSTO PER I BLOCCHI DI MURATURA STRUTTURALE AL VARIARE DEL RAPPORTO TRA $A_H/A_G$ .....	30
FIGURA 2.9 EVOLUZIONE DELLE TENSIONI NEL BLOCCO E DELLE TENSIONI DI CONFINAMENTO NELLA MALTA IN FUNZIONE DELLA TENSIONE MONOASSIALE APPLICATA AL COMPLESSO BLOCCO – MALTA .....	31
FIGURA 2.10 MODELLO SEMPLIFICATO PROPOSTO PER DESCRIVERE LA ROTTURA DEI PRISMI DI MURATURA .....	32
FIGURA 2.11 MODALITÀ DI CARICO CHE SOLLECITANO LA FRATTURA .....	32
FIGURA 2.12 COMPORTAMENTO TIPICO DEI MATERIALI QUASI FRAGILI SOGGETTI A UNA CARICO MONOASSIALE E DEFINIZIONE DELL'ENERGIA DI FRATTURA – MODO I: (A) IN TRAZIONE; (B) IN COMPRESSIONE [LOURENÇO, 1996]. .....	33
FIGURA 2.13 COMPORTAMENTO DELLA MURATURA A TAGLIO E DEFINIZIONE DEL MODO II DI RILASCIO DELL'ENERGIA DI FRATTURA (C INDICA LA COESIONE) [LOURENÇO, 1996]. .....	34
FIGURA 2.14 PIRAMIDE DI CHEOPE, 2570 A.C. CA PIANA DI GIZA (EGITTO) .....	35
FIGURA 2.15 COLOSSEO, 70 D.C. o 74 D.C. ROMA .....	35
FIGURA 2.16 PARTICOLARE DELL'INTERNO DI UNA CATTEDRALE GOTICA .....	36
FIGURA 2.17 PIANTA DI AGAVE SISALANA DA CUI SI ESTRAGGONO LE FIBRE DI SISAL [LAMMA-TEST] .....	39
FIGURA 2.18 ESTRAZIONE DELLA FIBRA DI SISAL .....	39
FIGURA 3.1 FIBRE DI SISAL DI TIPO 3 [IZQUIERDO, 2011] .....	44
FIGURA 3.2 FIBRE DI SISAL ALL'INTERNO DEL CILINDRO GRADUATO DI VOLUME PARI A 1000 ML [IZQUIERDO, 2011] .....	44
FIGURA 3.3 FIBRE DI SISAL ALL'INTERNO DELLA STUFA [IZQUIERDO, 2011] .....	46
FIGURA 3.4 FIBRE DI SISAL IMMERSI IN ACQUA [IZQUIERDO, 2011] .....	47
FIGURA 3.5 ANDAMENTO DELL'ASSORBIMENTO DI ACQUA DELLE FIBRE DI SISAL NEL TEMPO [IZQUIERDO, 2011] .....	48
FIGURA 3.6 MATERIALI UTILIZZATI NEL MIX DESIGN DEL CALCESTRUZZO PER I BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011] .....	49
FIGURA 3.7 CURVA DELL'INDICE DEI VUOTI PER LE MISCELE GHIAIA – SABBIA [IZQUIERDO, 2011] .....	54
FIGURA 3.8 BLOCCHIERA MAKIPEN UTILIZZATA PER LA FABBRICAZIONE DEI BLOCCHI IN LABORATORIO [IZQUIERDO, 2011] .....	55
FIGURA 3.9 SEQUENZA DI ESECUZIONE DEI BLOCCHI STRUTTURALI: (A) RACCOLTA DEL CALCESTRUZZO NELLA CARRIOLA AL TERMINE DELL'IMPASTO IN BETONIERA, (B) RASTRELLATURA PER ELIMINARE L'ECCESSO DI CALCESTRUZZO, (C) ASTE METALLICHE CHE COMPRI MONO E COMPATTANO IL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO ALL'INTERNO DELLA FORMA DELLA BLOCCHIERA, (D) ABBASSAMENTO DEL BRACCIO DELLA MACCHINA PER PERMETTERE LA SALITA DELLA MATRICE E IL RITIRO DEI BLOCCHI, (E) CURA DEI BLOCCHI ALL'INTERNO DELLA CAMERA DI STAGIONATURA E (D) BLOCCHI STOCCATI NEL VANO ESTERNO DEL LABORATORIO FINO ALLA DATA DELLE PROVE [IZQUIERDO, 2011] .....	57
FIGURA 3.10 GEOMETRIA DEL BLOCCO DI CALCESTRUZZO, MISURE IN CM .....	58
FIGURA 3.11 ESECUZIONE DELL'ANALISI DIMENSIONALE SUI BLOCCHI: (A) MISURA DELLA LARGHEZZA, (B) MISURA DELLA DIMENSIONE INTERNA DEI FORI E (C) MISURA DELLO SPESSORE DELLE PARETI [IZQUIERDO, 2011] .....	59
FIGURA 3.12 BLOCCHI ALL'INTERNO DELLA STUFA [IZQUIERDO, 2011] .....	59
FIGURA 3.13 BLOCCHI IMMERSI IN ACQUA [IZQUIERDO, 2011] .....	60
FIGURA 3.14 MASSA DEI BLOCCHI DETERMINATA PER MEZZO DELLA BILANCIA IDROSTATICA [IZQUIERDO, 2011] .....	61
FIGURA 4.1 PROVA DI RESISTENZA DI COMPRESSIONE DEL BLOCCO .....	65
FIGURA 4.2 RIVESTIMENTO DEI BLOCCHI: (A) DISTRIBUZIONE DELLA MALTA IN UNO STRATO DI SPESSORE DI $3 \pm 1$ MM, (B) LIVELLAMENTO DEL BLOCCO CON L'AUSILIO DI UNA LIVELLA A BOLLA, (C) ASPORTAZIONE DELLA MALTA IN ECCESSO AI LATI DEL BLOCCO E (D) RITIRO DEI BLOCCHI DOPO 12 ORE [IZQUIERDO, 2011] .....	67
FIGURA 4.3 DISPOSIZIONE DEI CLIP – GAGES E DEI TRASDUTTORI SUL BLOCCO DURANTE LA PROVA DI COMPRESSIONE .....	68
FIGURA 4.4 (A) DIAGRAMMA CARICO – SPOSTAMENTO PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO E (B) PER I BLOCCHI CON LE FIBRE DI SISAL (CLIP GAGES) .....	69
FIGURA 4.5 DIAGRAMMA SFORZO – DEFORMAZIONE PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO; (B) CORREZIONE DEL TRATTO INIZIALE DELLA CURVA (TRASDUTTORI) .....	69

FIGURA 4.6 – (A) DIAGRAMMA SFORZO – DEFORMAZIONE PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO CON FIBRE DI SISAL; (B) CORREZIONE DEL TRATTO INIZIALE DELLA CURVA (TRASDUTTORI).....	70
FIGURA 4.7 – (A) DIAGRAMMA CARICO – SPOSTAMENTO PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO; (B) CORREZIONE DEL TRATTO INIZIALE DELLA CURVA (TRASDUTTORI) .....	70
FIGURA 4.8 – (A) DIAGRAMMA CARICO – SPOSTAMENTO PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO CON FIBRE DI SISAL; (B) CORREZIONE DEL TRATTO INIZIALE DELLA CURVA (TRASDUTTORI).....	71
FIGURA 4.9 (A), (B) E (C) MECCANISMI DI ROTTURA DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO .....	73
FIGURA 4.10 (A), (B), (C) E (D) MECCANISMI DI ROTTURA DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO RINFORZATO .....	74
FIGURA 4.11 (A), (B), (C) E (D) MECCANISMI DI ROTTURA DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO RINFORZATO ALL'AUMENTARE DELLO SPOSTAMENTO IMPOSTO .....	75
FIGURA 4.12 PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE INDIRECTA SUI BLOCCHI.....	76
FIGURA 5.1 CURVE SFORZO – DEFORMAZIONE DEI PRISMI (A) IN CALCESTRUZZO SEMPLICE, PR E (B) DEI PRISMI CON L'1% DI FIBRE, PR 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011].....	81
FIGURA 5.2 ROTTURA DEI PRISMI (A) SENZA FIBRE, PR E (B) DEI PRISMI CON L'1% DI FIBRE, PR 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011] .....	82
FIGURA 5.3 ROTTURE DEI PRISMI SOTTO COMPRESSIONE [IZQUIERDO, 2011].....	82
FIGURA 5.4 CURVE SFORZO – DEFORMAZIONE DELLE MINI – PARETI (A) IN CALCESTRUZZO SEMPLICE, MN E (B) DELLE MINI – PARETI CON L'1% DI FIBRE, MN 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011] .....	84
FIGURA 5.5 CAMPO FESSURATIVO E ROTTURA DELLE MINI – PARETI IN CALCESTRUZZO RINFORZATO(MN 20 – 1%) [IZQUIERDO, 2011] .....	85
FIGURA 5.6 SCHIACCIAMENTO DELLA MALTA NEI GIUNTI PER LE MINI – PARETI IN CALCESTRUZZO SEMPLICE (MN) [IZQUIERDO, 2011] .....	85
FIGURA 6.1 DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA DEL BLOCCO IN DIANA.....	91
FIGURA 6.2 ELEMENTO HX24L PER LA REALIZZAZIONE DELLA MAGLIA DEL BLOCCO [DIANA USER'S MANUAL, 2014] .....	92
FIGURA 6.3 ELEMENTO TP18L [DIANA USER'S MANUAL, 2014] .....	93
FIGURA 6.4 MODELLI COSTITUTIVI DISPONIBILI IN DIANA PER IL CALCESTRUZZO A TRAZIONE [DIANA USER'S MANUAL, 2014] .....	95
FIGURA 6.5 MODELLI COSTITUTIVI DISPONIBILI IN DIANA PER IL CALCESTRUZZO A COMPRESSIONE [DIANA USER'S MANUAL, 2014] .....	96
FIGURA 6.6 MODELLO COSTITUTIVO PARABOLICO PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO .....	99
FIGURA 6.7 DIAGRAMMA SFORZO – DEFORMAZIONE NELLA FESSURA PER IL MODELLO ESPONENZIALE.....	100
FIGURA 7.1 (A) MAGLIA DI ELEMENTI FINITI IN DIANA E (B) MAGLIA ANALOGA IN FX + .....	103
FIGURA 7.2 VINCOLO DI DOPPIA CERNIERA PER IL BLOCCO B4_RID .....	104
FIGURA 7.3 CURVA CARICO – SPOSTAMENTO CON VINCOLI A CERNIERA SULLE DUE FACCE DEL BLOCCO IN CALCESTRUZZO (A) E CALCESTRUZZO RINFORZATO (B) CON UNA MAGLIA RIDOTTA .....	104
FIGURA 7.4 CURVA CARICO – SPOSTAMENTO CON VINCOLI A CERNIERA SULLE DUE FACCE DEL BLOCCO IN CALCESTRUZZO (A) E CALCESTRUZZO RINFORZATO (B) CON UNA MAGLIA RAFFINATA .....	105
FIGURA 7.5 VINCOLO DI SEMPLICE APPOGGIO PER IL BLOCCO B4_RID .....	105
FIGURA 7.6 VINCOLO DI CERNIERA ALLA BASE INFERIORE E APPOGGIO SEMPLICE SULLA BASE SUPERIORE, BLOCCO B4_RID .....	106
FIGURA 7.7 (A) B4_AUTO_MESH, (B) B4_FITTA .....	106
FIGURA 7.8 (A) B4, (B) B4_RID .....	107
FIGURA 7.9 CHECK QUALITY PER (A) B4_AUTO_MESH E (B) B4_FITTA .....	108
FIGURA 7.10 CHECK QUALITY PER (A) B4 E (B) B4_RID.....	108
FIGURA 7.11 ANDAMENTI DELLA MAGLIA RIDOTTA, B4_RID E PIÙ RAFFINATA, B4_FITTA NEL POST – PICCO.....	109
FIGURA 7.12 ANDAMENTI DELLA CURVA NUMERICA (B4_RID), CALBRATA SULLA MEDIA DELLE CURVE SPERIMENTALI PER IL MODELLO A VINCOLI SIMMETRICI (_V) IN ASSENZA (A) E IN PRESENZA DI FIBRE (B).....	114
FIGURA 7.13 ANDAMENTI DELLA CURVA NUMERICA (B4_RID), CALBRATA SULLA MEDIA DELLE CURVE SPERIMENTALE PER IL MODELLO A VINCOLI ASIMMETRICI IN ASSENZA (A) E IN PRESENZA DI FIBRE (B).....	114
FIGURA 7.14 ANDAMENTI DELLA CURVA NUMERICA (B4_RID), E DELLE CURVE SPERIMENTALI PER IL MODELLO A VINCOLI SIMMETRICI IN ASSENZA (A) E IN PRESENZA DI FIBRE (B).....	115
FIGURA 7.15 ANDAMENTI DELLA CURVA NUMERICA (B4_RID), E DELLE CURVE SPERIMENTALI PER IL MODELLO A VINCOLI ASIMMETRICI IN ASSENZA (A) E IN PRESENZA DI FIBRE (B).....	116
FIGURA 8.1 ANDAMENTO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO NEL TRATTO PRE – PICCO PER IL MODELLO A VINCOLI DOPPIO SIMMETRICI IN CALCESTRUZZO SEMPLICE B4_RID_2SIMM .....	121
FIGURA 8.2 DEFORMAZIONI TOTALI E1, E2 E E3 ALLA FINE DELLA FASE ELASTICA LINEARE (PASSO 30) PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO .....	122
FIGURA 8.3 SFORZI PRINCIPALI S1, S2 E S3 ALLA FINE DELLA FASE ELASTICA LINEARE (PASSO 30) PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO .....	123

FIGURA 8.4 DEFORMAZIONI TOTALI E1, E2 E E3 IN PROSSIMITÀ DEL PICCO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO (PASSO 50) PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO..... 124

FIGURA 8.5 SFORZI PRINCIPALI S1, S2 E S3 IN PROSSIMITÀ DEL PICCO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO (PASSO 50) PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO ..... 125

FIGURA 8.6 PROGRESSIONE DEL CAMPO FESSURATIVO PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO SEMPLICE ..... 126

FIGURA 8.7 ANDAMENTO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO NEL TRATTO PRE – PICCO PER IL MODELLO A VINCOLI DOPPIO SIMMETRICI IN CALCESTRUZZO RINFORZATO B4\_RID\_2SIMM\_F..... 127

FIGURA 8.8 DEFORMAZIONI TOTALI E1, E2 E E3 ALLA FINE DELLA FASE ELASTICA LINEARE (PASSO 53) PER IL BLOCCO RINFORZATO..... 128

FIGURA 8.9 SFORZI PRINCIPALI S1, S2 E S3 ALLA FINE DELLA FASE ELASTICA LINEARE (PASSO 53) PER IL BLOCCO RINFORZATO ..... 129

FIGURA 8.10 DEFORMAZIONI TOTALI E1, E2 E E3 IN PROSSIMITÀ DEL PICCO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO (PASSO 100) PER IL BLOCCO RINFORZATO ..... 130

FIGURA 8.11 SFORZI PRINCIPALI S1, S2 E S3 IN PROSSIMITÀ DEL PICCO DELLA CURVA FORZA – SPOSTAMENTO (PASSO 100) PER IL BLOCCO RINFORZATO ..... 131

FIGURA 8.12 PROGRESSIONE DEL CAMPO FESSURATIVO PER IL BLOCCO RINFORZATO ..... 132

FIGURA 8.13 CONFRONTO TRA IL COMPORTAMENTO SPERIMENTALE E NUMERICO DI UN BLOCCO DI CALCESTRUZZO, IN TERMINI DI CAMPO FESSURATIVO SULLA SUPERFICIE LATERALE LONGITUDINALE ..... 133

FIGURA 8.14 CONFRONTO TRA IL COMPORTAMENTO SPERIMENTALE E NUMERICO DI UN BLOCCO RINFORZATO, IN TERMINI DI CAMPO FESSURATIVO SULLA SUPERFICIE LATERALE TRASVERSALE ..... 133

FIGURA 9.1 LEGAME PLASTICO ..... 135

FIGURA 9.2 RAPPRESENTAZIONE DEL CRITERIO DI DRUCKER – PRAGER NELLO SPAZIO DELLE TENSIONI PRINCIPALI ..... 137

FIGURA 9.3 CRITERI DI MOHR – COULOMB E DRUCKER – PRAGER NEL PIANO DEVIATORICO ..... 137

FIGURA 9.4 DATI ELASTICI DEL CALCESTRUZZO..... 138

FIGURA 9.5 PARAMETRI RICHIESTI DAL CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL DI ABAQUS ..... 139

FIGURA 9.6 SUPERFICIE DI ROTTURA NEL PIANO DEVIATORICO AL VARIARE DEL PARAMETRO  $K_c$  [ABAQUS USER'S MANUAL 2013] ..... 139

FIGURA 9.7 DEFINIZIONE DELLA DEFORMAZIONE PLASTICA A COMPRESSIONE ..... 140

FIGURA 9.8 ANDAMENTO DEGLI SFORZI DI TRAZIONE OLTRE LO SFORZO DI ROTTURA E ENERGIA DI FESSURAZIONE A TRAZIONE ..... 141

FIGURA 9.9 CONFRONTO TRA LE MAGLIE DI ABAQUS (A) E DI DIANA (B)..... 141

FIGURA 9.10 DEFINIZIONE DELLO STEP IN ABAQUS..... 142

FIGURA 9.11 CONFRONTO TRA LE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO DI DIANA E DI ABAQUS PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO (A) E IN CALCESTRUZZO RINFORZATO (B) PER IL VINCOLO DI DOPPIA CERNIERA ALLE BASI ..... 143

FIGURA 9.12 CONFRONTO TRA LE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO DI DIANA E DI ABAQUS PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO (A) E IN CALCESTRUZZO RINFORZATO (B) PER IL VINCOLO DI DOPPIA CERNIERA ALLE BASI IN ABAQUS E DI SEMPLICE APPOGGIO IN DIANA. . 144

FIGURA 9.13 ANDAMENTO DEGLI SFORZI MASSIMI (A) E MINIMI (B) PRINCIPALI AL PICCO PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO ..... 145

FIGURA 9.14 VALORI DEGLI SFORZI PRINCIPALI S11 (A), S22 (B) E S33 (C) AL PICCO PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO ..... 146

FIGURA 9.15 ANDAMENTO DEGLI SFORZI MASSIMI (A) E MINIMI (B) PRINCIPALI AL PICCO PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO RINFORZATO ..... 147

FIGURA 9.16 VALORI DEGLI SFORZI PRINCIPALI S11 (A), S22 (B) E S33 (C) AL PICCO PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO RINFORZATO ..... 148

FIGURA 9.17 PRINCIPIO DEL METODO DEI NODI FANTASMA (PHANTOM NODE METHOD) IN CUI L'AREA TRATTEGGIATA DEFINISCE IL DOMINIO REALE, I CERCHI PIENI RAPPRESENTANO I NODI REALI E QUELLI VUOTI I NODI FANTASMA..... 151

FIGURA 9.18 CARATTERIZZAZIONE DEL CALCESTRUZZO NEL METODO XFEM ..... 153

FIGURA 9.19 DOMINIO DI FRATTURA..... 154

FIGURA 9.20 DEFINIZIONE DEL TRATTO SOFTENING DELLA CURVA A TRAZIONE ..... 156

FIGURA 9.21 (A) CONFRONTO TRA GLI ANDAMENTI DELLE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO MODELLATE TRAMITE DAMAGED PLASTICITY MODEL (ABAQUS) E METODO XFEM (XFEM) PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO; (B) QUADRO FESSURATIVO AL RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL BLOCCO IN CALCESTRUZZO ..... 157

FIGURA 9.22 (A) CONFRONTO TRA GLI ANDAMENTI DELLE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO MODELLATE TRAMITE DAMAGED PLASTICITY MODEL (ABAQUS) E METODO XFEM (XFEM) PER IL BLOCCO RINFORZATO; (B) QUADRO FESSURATIVO AL RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL BLOCCO RINFORZATO ..... 158

FIGURA 9.23 (A) CONFRONTO TRA LE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO OTTENUTE IN DIANA (DIANA) E IN ABAQUS (XFEM) PER LA STIMA DEL QUADRO FESSURATIVO; (B) QUADRO FESSURATIVO IN DIANA E (C) QUADRO FESSURATIVO IN ABAQUS AL PASSO 50 PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO ..... 159

FIGURA 9.24 QUADRO FESSURATIVO A ROTTURA PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO ..... 160

FIGURA 9.25 (A) CONFRONTO TRA LE CURVE NUMERICHE CARICO – SPOSTAMENTO OTTENUTE IN DIANA (DIANA) E IN ABAQUS (XFEM) PER LA STIMA DEL QUADRO FESSURATIVO; (B) QUADRO FESSURATIVO IN DIANA E (C) QUADRO FESSURATIVO IN ABAQUS AL PASSO 100 PER IL BLOCCO IN CALCESTRUZZO RINFORZATO .....	161
FIGURA 9.26 QUADRO FESSURATIVO A ROTTURA PER I BLOCCHI IN CALCESTRUZZO RINFORZATO (A) FRONTE; (B) SUPERFICIE LATERALE IN DIREZIONE Y .....	162
FIGURA A.III.1 MODIFICA DELLO SCRIPT CON I COMANDI PER ESEGUIRE L'ANALISI DAL COMMAND BOX .....	181
FIGURA A.III.2 REINDIRIZZO DEL COMMAND BOX SULLA CARTELLA CONTENENTE LE ANALISI DA ESEGUIRE .....	182
FIGURA A.III.3 OTTENIMENTO DELL'INDIRIZZO DELLA CARTELLA SELEZIONATA DA PARTE DEL COMMAND BOX .....	182
FIGURA A.III.4 CHIAMATA DEL PROGRAMMA DIANA PER ESEGUIRE L'ANALISI "CUBO" .....	183
FIGURA A.III.5 (A) DATI DI OUPUT E (B) PASSI DELL'ANALISI IN ESECUZIONE .....	183
FIGURA A.III.6 ESEMPIO DI ANALISI MULTIPLA .....	184
FIGURA A.IV.1 (A) CONTROLLO DI CARICO, (B) CONTROLLO DI SPOSTAMENTO, (C) CONTROLLO TRAMITE IL METODO "ARC – LENGTH" NELLA CURVA CARICO – SPOSTAMENTO. (D) CONFRONTO TRA I POSSIBILI CONTROLLI. ....	187
FIGURA A.IV.2 METODO DI NEWTON RAPHSON .....	189
FIGURA A.IV.3 METODO DI NEWTON RAPHSON MODIFICATO .....	189
FIGURA A.IV.4 METODO SECANTE.....	189
FIGURA A.V.1 ANDAMENTI DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE (TDTZ(V)) DEL BLOCCO .....	193
FIGURA A.V.2 ANDAMENTI DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE (TDTZ(V)) DEL BLOCCO RINFORZATO.....	194

TABELLA 2.1 RESISTENZA CARATTERISTICA DELLA MURATURA SECONDO (BS-5628 (1992)).....	21
TABELLA 2.2 VALORI DI K PER I DIVERSI TIPI DI MALTA E DI BLOCCHI.....	22
TABELLA 2.3 DIMENSIONI DELLA FACCIA DEL BLOCCO E DEL COMPONENTE DI MURATURA CORRISPONDENTE .....	23
TABELLA 2.4 CLASSIFICAZIONE DEI BLOCCHI.....	40
TABELLA 3.1 MASSA SPECIFICA REALE E APPARENTE, TENORE DI UMIDITÀ DELLE FIBRE DI SISAL [IZQUIERDO, 2011] .....	47
TABELLA 3.2 ASSORBIMENTO DI ACQUA DELLE FIBRE DI SISAL NEL TEMPO [IZQUIERDO, 2011].....	48
TABELLA 3.3 CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE DEL CEMENTO CP V ARI RS [IZQUIERDO, 2011].....	50
TABELLA 3.4 CARATTERIZZAZIONE FISICA DELL'AGGREGATO GROSSO [IZQUIERDO, 2011] .....	50
TABELLA 3.5 ANALISI GRANULOMETRICA DELLA SABBIA E DELLA GRANIGLIA UTILIZZATI NEI BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011].....	51
TABELLA 3.6 CARATTERISTICHE FISICHE DELLA SABBIA E DELLA GRANIGLIA [IZQUIERDO, 2011].....	51
TABELLA 3.7 RISULTATI DI MASSA UNITARIA E VOLUME DEI VUOTI PER CIASCUNA MISCELA DI GHIAIA E SABBIA [IZQUIERDO, 2011] .....	53
TABELLA 3.8 MIX DESIGN PER 1 M <sup>3</sup> DI CALCESTRUZZO [IZQUIERDO, 2011] .....	54
TABELLA 3.9 VALORE MEDIO DELL'ASSORBIMENTO DI ACQUA DEI BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011] .....	60
TABELLA 3.10 VALORI MEDI DI AREA NOMINALE E AREA EFFETTIVA DEI BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011].....	62
TABELLA 3.11 VALORE MEDIO DEL TENORE DI UMIDITÀ DEI BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011] .....	62
TABELLA 3.12 VALORI MEDI DELLA MASSA SPECIFICA DEI BLOCCHI [IZQUIERDO, 2011] .....	63
TABELLA 4.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE E MODULO ELASTICO DEI BLOCCHI (TRASDUTTORI).....	71
TABELLA 4.2 RESISTENZA A TRAZIONE INDIRETTA DEI BLOCCHI .....	77
TABELLA 5.1 RESISTENZA A COMPRESSIONE, MODULO DI DEFORMAZIONE E DEFORMAZIONI DEI BLOCCHI, CON E SENZA L'AGGIUNTA DI FIBRE .	79
TABELLA 5.2 RESISTENZA A COMPRESSIONE, MODULO DI DEFORMAZIONE E DEFORMAZIONI DEI PRISMI, CON E SENZA L'AGGIUNTA DI FIBRE [IZQUIERDO, 2011] .....	80
TABELLA 5.3 RESISTENZA A COMPRESSIONE, MODULO DI DEFORMAZIONE E DEFORMAZIONI DELLE MINI – PARETI CON E SENZA L'AGGIUNTA DI FIBRE [IZQUIERDO, 2011] .....	83
TABELLA 6.1 VALORI DI $G_{r0}$ IN FUNZIONE DEL DIAMETRO MASSIMO $D_{MAX}$ DELL'AGGREGATO.....	98
TABELLA 7.1 CORPI DI PROVA CILINDRICI SENZA LE FIBRE (5 x 10) CM [IZQUIERDO, 2011] .....	110
TABELLA 7.2 PROPRIETÀ LINEARI DEI MATERIALI .....	110
TABELLA 7.3 PARAMETRI CHE DEFINISCONO IL COMPORTAMENTO NON LINEARE PER I MODELLI B1 (A), B2 (B), B3 (C), B4 (D) E B5 (E).....	111
TABELLA 7.4 PARAMETRI CHE DEFINISCONO IL COMPORTAMENTO NON LINEARE PER I MODELLI B3_F (A), B4_F (B) E B5_F (C) .....	112



# 1 INTRODUZIONE

## 1.1 CONSIDERAZIONI INIZIALI

La muratura strutturale è uno dei metodi più antichi di costruzione degli edifici. La sua caratteristica principale è la semplicità: disporre blocchi uno sopra l'altro, unendoli per mezzo di malta è un processo semplice, efficace e tradizionale [LOURENÇO, 1996]. Il successo di tale sistema si può attribuire alle molteplici funzioni che una parete in muratura può svolgere: oltre a sostenere l'edificio, una parete in muratura divide gli spazi, fornisce un isolamento termico e acustico, protegge dal fuoco e dall'infiltrazione di acqua. La muratura può risultare più economica rispetto al calcestruzzo armato, può presentare una maggiore durabilità e permettere modifiche architettoniche della struttura.

In Brasile, come in Europa, è presente una quantità significativa di edifici costruiti in muratura strutturale a causa dei vantaggi tecnici ed economici offerti da questo sistema costruttivo. Tali vantaggi comprendono la potenziale razionalizzazione dei materiali, i costi competitivi, i tempi di esecuzione minori rispetto ad altri sistemi costruttivi, l'alta qualità e le buone prestazioni ottenibili [MOHAMAD, 2007].

Al giorno d'oggi il progetto strutturale non può prescindere dal concetto di sviluppo sostenibile.

Lo sviluppo sostenibile è definito come un modello economico, politico, sociale, culturale e ambientale equilibrato, che soddisfa le necessità delle generazioni attuali senza compromettere la possibilità delle generazioni future di soddisfare le proprie [EIRES, 2006].

Questa concezione comincia a formarsi e a diffondersi mettendo in discussione uno sviluppo improntato sull'abuso delle risorse naturali caratterizzato da forti guadagni raggiunti in tempi brevi e a discapito di alternative più sostenibili.

Nel settore delle costruzioni il tema della sostenibilità ambientale investe la scala dei rapporti tra l'edificio e l'ambiente e la scala dei rapporti tra l'edificio e i suoi abitanti; da un lato, infatti, il settore edilizio risulta essere la principale causa di impatto sull'ambiente e dall'altro l'uomo che abita questi edifici pretende di trovare in essi un luogo confortevole e salubre [ROCKWOOL].

Per questo motivo si sente l'esigenza di associare l'utilizzo di materiali alternativi ai materiali più comuni del settore delle costruzioni, aprendo nuove strade in materia di sostenibilità ambientale.

Questi materiali alternativi provengono da fonti rinnovabili e meno inquinanti e riflettono il cambiamento di mentalità della società, le tendenze in termini di moda o la semplice necessità di avere opzioni diversificate.

Il costo dei materiali da costruzione tradizionali rappresenta una percentuale rilevante del costo finale di un'opera, a causa dell'elevato consumo di energia durante il processo produttivo e del costo di trasporto. Per questo motivo, negli ultimi anni, il crescente studio di nuovi materiali caratterizzati da un vantaggioso rapporto tra resa e costo ha favorito l'utilizzo di fibre naturali in sostituzione delle fibre sintetiche, normalmente impiegate come rinforzo nei materiali compositi.

I paesi dal clima tropicale, come il Brasile, possiedono una abbondanza e varietà di colture vegetali che possono fornire fibre: per migliorare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e

rendere la struttura sostenibile è dunque auspicabile la loro introduzione nell'industria delle costruzioni.

In questo elaborato di tesi tra i materiali da costruzione non convenzionali, (green materials), ci si concentra sullo studio di fibre di origine vegetale per la costruzione di edifici ecosostenibili. L'interesse per l'utilizzo di fibre vegetali quali rinforzo del calcestruzzo per la fabbricazione di blocchi di muratura, è favorito dal loro costo contenuto, dalla grande disponibilità in territorio brasiliano e dal ridotto consumo di energia durante il processo produttivo. Oltre ai benefici di tipo economico, le fibre migliorano le caratteristiche meccaniche del materiale, aumentandone la resistenza a trazione, controllando l'apertura e la propagazione delle fessure e aumentandone la duttilità, permettendo deformazioni relativamente grandi senza perdita di integrità [SAVASTANO, 2000].

Il Sisal, la fibra studiata all'interno di questo lavoro, è utilizzato come rinforzo nella matrice cementizia dei blocchi di calcestruzzo. Attualmente il Brasile è il maggiore produttore di Sisal al mondo e il solo stato di Bahia è responsabile di circa l'80% della produzione di fibra nazionale.

Del Sisal si utilizza principalmente la fibra ricavata dalle foglie la quale, dopo essere stata trattata, è destinata per lo più all'industria tessile e all'artigianato, al settore della produzione di corde, spaghi, sacchi, di alcuni tipi di tessuto, di reti e di tappeti.

Un valore aggiunto per questo materiale è rappresentato dal suo utilizzo quale rinforzo per materiali strutturali: il Sisal, infatti, costituisce una risorsa per il futuro, data l'abbondanza di cui si dispone in Brasile e la facilità di coltivazione, trattandosi di un materiale biodegradabile proveniente da fonti rinnovabili e con buone proprietà di isolamento termico e acustico. Questi fattori, insieme con l'elevata durezza, la resistenza all'abrasione e il costo contenuto, rendono il Sisal una delle fibre naturali interessanti come oggetto di studio e sperimentazione.

## 1.2 OBIETTIVO

L'obiettivo principale di questo elaborato di tesi è modellare mediante un programma numerico strutturale, TNO DIANA, il comportamento di blocchi di calcestruzzo e di calcestruzzo rinforzato con fibre di Sisal sulla base degli andamenti sperimentali delle curve carico – spostamento direttamente ricavate dall'autore, commentando e calibrando i parametri che governano la risposta dei blocchi.

In questo lavoro si mette in luce l'influenza delle fibre sull'andamento della curva carico – spostamento e sui valori di resistenza a compressione e duttilità del blocco di calcestruzzo.

Gli obiettivi specifici di questo studio comprendono:

- Confronto del comportamento del blocco con l'aggiunta di fibre con quello di altri elementi in muratura fibro – rinforzata per quantificare l'efficacia delle fibre di Sisal nel migliorare il comportamento a rottura di elementi costruttivi più vicini alle tradizionali opere in muratura.



- Confronto del danneggiamento del blocco, modellato nel tratto pre – picco della curva carico – spostamento mediante il programma numerico TNO DIANA (modello di danneggiamento a fessura diffusa, “Smearred Crack Model”), con il danneggiamento sperimentale.
- Validazione del modello numerico realizzato in DIANA mediante il modello realizzato in Abaqus, basato sul Concrete Damaged Plasticity Model, e calibrato con gli stessi parametri utilizzati in DIANA.
- Analisi dell’andamento fessurativo modellato tramite il programma numerico Abaqus e con metodo XFEM.

### 1.3 GIUSTIFICAZIONE

La muratura strutturale formata da blocchi di calcestruzzo promuove la razionalizzazione delle costruzioni, riducendone il costo finale e l’utilizzo di armature. Inoltre l’aggiunta di fibre naturali di Sisal può migliorare le caratteristiche meccaniche, in termini di resistenza meccanica, rigidità, duttilità, capacità di assorbire energia di deformazione e comportamento post – fessurativo, rispetto a blocchi di muratura in solo calcestruzzo. Le fibre naturali, quale rinforzo di materiali fragili cementizi, rivestono un ruolo di grande interesse nei paesi in via di sviluppo a causa del loro costo contenuto, della elevata disponibilità, del risparmio economico e della sostenibilità ambientale. Lo studio di tali materiali, inoltre, presenta un carattere innovativo considerando che la maggior parte delle fibre utilizzate quale rinforzo per malte e calcestruzzi sono in acciaio o in polipropilene.

Partendo da dati sperimentali, riuscire a calibrare un modello numerico affinché ricalchi il comportamento sperimentale dei blocchi di muratura in presenza e in assenza di fibre può rivelarsi fondamentale per la progettazione di nuove strutture con materiali compositi.

Per i blocchi di muratura in calcestruzzo la rottura avviene normalmente a causa degli sforzi di trazione che si sviluppano nel blocco. Quando si aggiungono le fibre nella matrice cementizia si può ottenere una diminuzione degli sforzi di trazione a carico del calcestruzzo. Questo può portare ad un ritardo della fessurazione poiché la stessa avviene in forma maggiormente distribuita o poiché il composito mantiene una parte della sua capacità resistente anche se fessurato.

Tramite lo studio a livello qualitativo del campo fessurativo tracciato con il programma numerico e confrontato con le immagini sperimentali, si vuole visualizzare il ritardo nella fessurazione per i blocchi con fibre al fine di stimare il comportamento fessurativo di un elemento strutturale già in fase di progetto.

## 1.4 METODOLOGIA ADOTTATA

La metodologia proposta all'interno di questo lavoro prevede una revisione bibliografica del comportamento a rottura della muratura, la descrizione delle prove di compressione e di trazione indiretta svolte in laboratorio e una modellazione numerica delle prove sperimentali.

Nella tappa di revisione bibliografica si presentano lavori rilevanti (articoli, libri e tesi) che trattano tematiche affini a quelle discusse in questa tesi. In questo modo, partendo dal materiale raccolto, il prossimo capitolo fornisce l'inquadramento teorico per il lavoro sviluppato nei capitoli successivi. Nel seguito, a partire dal lavoro di laurea specialistica e di dottorato della Dottoressa Indara Soto Izquierdo, si sono descritti i blocchi oggetto di questo elaborato di tesi, caratterizzando i materiali che li compongono e presentando in tabelle riassuntive i risultati salienti. Il passo successivo ha previsto la realizzazione di due prove sperimentali: compressione assiale e trazione indiretta, per due serie da sei blocchi ciascuna, rispettivamente con e senza l'aggiunta delle fibre di Sisal. Queste prove sono state realizzate nel laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale della EESC di São Carlos. Si presentano i risultati ottenuti riportando le curve carico – spostamento, alla base del successivo lavoro numerico di calibrazione. Infine si riportano nel dettaglio le scelte operate sia in termini di maglia del modello numerico, sia di stima e calibrazione dei parametri responsabili dell'andamento delle curve carico – spostamento numeriche. Pur non avendo misurazioni della fessurazione dei blocchi, mediante modellazione numerica e successivo confronto visivo con le fotografie sperimentali, si è tentato di tracciare il percorso fessurativo qualitativo che ha interessato i blocchi durante la prova di compressione. L'influenza delle fibre vegetali di Sisal sul comportamento delle curve carico – spostamento e, più in generale, il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura strutturale che si ottiene dall'aggiunta di fibre in prismi e pareti di calcestruzzo viene discussa quale conclusione dell'elaborato di tesi, servendosi dei dati ottenuti in prima persona dall'autore e dei dati sperimentali gentilmente forniti dalla Dottoressa I. S. Izquierdo, ottenuti nel corso dei suoi studi accademici.

## 1.5 ORGANIZZAZIONE DEL LAVORO DI TESI

Il presente elaborato di tesi si propone di studiare e comparare il comportamento a compressione di blocchi di muratura in presenza e in assenza di fibre.

Nel Capitolo 2 si riportano alcuni risultati di studi riguardanti la muratura, i suoi meccanismi di rottura e concetti ripresi poi nel corso della tesi, quali la definizione dell'energia di frattura a compressione e a trazione della muratura. In particolare, a conclusione del capitolo si fa un excursus riguardo la comparsa della muratura quale sistema costruttivo e la sua diffusione e trasformazione nei secoli; si descrivono i materiali compositi definendo i due soggetti della tesi: i blocchi in calcestruzzo e le fibre di Sisal.

Nel Capitolo 3 si illustrano le principali caratteristiche della pianta del Sisal, da cui si ricavano le fibre naturali oggetto di questa tesi; si descrivono le fasi della raccolta e i metodi di essiccamento fino ad ottenere la fibra finita.

All'interno dello stesso capitolo si riportano dati tecnici riguardo alla resistenza delle fibre di Sisal, al loro utilizzo confrontandolo con le prestazioni e l'utilizzo di altre fibre naturali ad oggi in commercio.

Nel Capitolo 4 si illustrano le prove sperimentali oggetto di questo elaborato di tesi, la prima, una prova di compressione su 12 blocchi complessivi, sei di solo calcestruzzo e sei di calcestruzzo con fibre, la seconda una prova di trazione indiretta su 12 blocchi di dimensione e composizione analoghe ai primi.

La prima parte del capitolo, in particolare, è dedicata ad una descrizione teorica di questo tipo di prove, mentre la seconda descrive nel dettaglio le metodologie di prova adottate.

All'interno di questa seconda parte si presentano e commentano i risultati ottenuti dalle prove sperimentali, riportando i grafici per i 12 provini e le correzioni effettuate sui grafici medi, oggetto della calibrazione numerica. In particolare, si riportano i grafici medi di sforzo e deformazione da cui si ricava il valore del modulo elastico da inserire nel programma e i grafici medi carico – spostamento da confrontare con quelli del modello numerico.

A conclusione del capitolo si riportano alcune immagini rappresentative della rottura dei blocchi, rispettivamente di tipo duttile per i blocchi rinforzati e di tipo fragile per i blocchi in calcestruzzo semplice.

Nel Capitolo 5 si riassumono i risultati significativi delle prove sperimentali sui blocchi, mettendo in evidenza il diverso comportamento a rottura dei blocchi rinforzati rispetto ai blocchi in calcestruzzo semplice. In un'ottica più generale poi, si riportano dati sperimentali riguardanti prismi e piccole pareti, fibre rinforzati e non, per quantificare l'efficacia delle fibre di Sisal nel migliorare il comportamento a rottura di elementi costruttivi più vicini alle tradizionali opere in muratura.

Nel Capitolo 6 viene presentato il Programma di calcolo strutturale TNO DIANA, descrivendo nel dettaglio tutti i passi che hanno portato alla realizzazione del modello finale.

Un excursus importante riguarda i metodi di analisi offerti dal programma e le scelte progettuali adottate per meglio descrivere il comportamento a trazione e a compressione del solo calcestruzzo e del calcestruzzo con fibre.

Nel Capitolo 7 si mettono a confronto i grafici carico – spostamento di tipo sperimentale con gli analoghi grafici ottenuti dall'analisi numerica e si commentano i comportamenti ottenuti.

Nel Capitolo 8 si descrive in modo qualitativo l'andamento delle fessure servendosi del programma di calcolo DIANA, basandosi su di un modello di danneggiamento a fessura diffusa, "Smearred Crack Model" e confrontando i risultati numerici con le immagini sperimentali.

Nel Capitolo 9 si ripete la modellazione del blocco utilizzando i parametri calibrati in DIANA all'interno del "Concrete Damaged Plasticity" di Abaqus. Nella seconda parte del capitolo ci si affida al metodo XFEM per tentare di studiare l'avanzamento delle fessure nel blocco e per avere un ulteriore confronto con i risultati sperimentali.

Infine, nel Capitolo 10 si sintetizzano il lavoro svolto e i risultati ottenuti e si evidenziano i possibili sviluppi futuri in questo ambito.

Dal momento che questo lavoro si inserisce in un progetto di ricerca più ampio, che coinvolge lo studio di blocchi, prismi e mini – pareti in muratura, rinforzati con fibre naturali di Sisal o realizzati con materiali alternativi, vale la pena sottolineare quali siano le parti originali aggiunte dall'autore. Tali parti comprendono le prove sperimentali eseguite sui blocchi (descritte nel Capitolo 4 e commentate, alla luce di risultati ottenuti nel progetto di ricerca, nel Capitolo 5) e la definizione di due modelli numerici del blocco. I modelli numerici sono pensati per rappresentare il comportamento sperimentale ottenuto, sia in termini di curva carico – spostamento (Capitolo 7 e Capitolo 9), che in termini di danneggiamento e fessurazione (Capitolo 8 e seconda parte del Capitolo 9). Infine nel Capitolo 10 si riassumono tutti i risultati ottenuti, a livello numerico e sperimentale, tornando a inquadrare il problema all'interno del progetto di ricerca iniziale.

## 2 REVISIONE BIBLIOGRAFICA

### 2.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA

Diversi ricercatori hanno cercato di determinare, attraverso risultati sperimentali, la resistenza ultima a compressione della muratura. SALHIN, 1971 riporta molti tentativi per mettere in relazione, attraverso un'equazione, la resistenza della muratura con quella del blocco e quella della malta. La realizzazione di test su pareti in scala reale è molto cara, pertanto, nella maggior parte dei casi si utilizzano test in scala minore su prismi di muratura (formati da due o più blocchi). La norma Brasileira per il calcolo di muratura strutturale di blocchi svasati di calcestruzzo, NBR 10837:1989, si basa sul criterio delle tensioni ammissibili, secondo il quale la resistenza della muratura è ottenuta a partire dalla resistenza di prismi formati da due blocchi.

L'Equazione 2.1 mostra la resistenza ammissibile a compressione della muratura:

$$f_{alv,comp} = 0,2 \cdot f_{prisma} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad (2.1)$$

dove  $f_{prisma}$  è la resistenza media a compressione dei prismi,  $h$  è l'altezza della parete;  $t$  è lo spessore della parete.

La Norma Britannica BS 5628 (1992) stabilisce il criterio di dimensionamento attraverso gli stati limite ultimi, dove il carico verticale resistente di progetto è specificato dall'Equazione 2.2:

$$N_{rd} = \frac{\beta \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

$N_{rd}$  è il carico per metro lineare;  $\beta$  è un coefficiente che considera la snellezza e l'eccentricità della parete;  $t$  è lo spessore della parete;  $f_k$  è la resistenza caratteristica della parete;  $\gamma_m$  è il coefficiente di sicurezza del materiale. In accordo con la BS-5628 (1992), la resistenza caratteristica a compressione della muratura dipende dalla resistenza a compressione del blocco. Nella Tabella 2.1 si nota come, per resistenze a compressione del blocco di 5 MPa, l'influenza dell'aumento di resistenza della malta non si traduce in un aumento significativo della resistenza della parete. Già con resistenze del blocco superiori a 20 MPa, si osserva una maggiore influenza della malta sulla resistenza della parete.

**Tabella 2.1 Resistenza caratteristica della muratura secondo (BS-5628 (1992))**

F <sub>b</sub> (MPa)	Tipo di malta			
	i	ii	iii	iv
5	5	5	5	4,4
10	6,1	5,7	5,5	4,9
20	7,5	6,5	5,9	5,3
35	11,4	9,4	8,5	7,3

Per i tipi i, ii, iii, iv valgono le proporzioni in volume di 1:0,25:3; 1:0,5:4,5; 1:1:6 e 1:2:9, rispettivamente.

La norma EN 1996-1-1 (2005) prescrive la determinazione della resistenza caratteristica a compressione della muratura attraverso l'Equazione 2.3:

$$f_k = k \cdot f_b^\alpha \cdot f_{arg}^\beta \quad (2.3)$$

In questa equazione,  $k$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  sono costanti,  $f_{arg}$  è la resistenza a compressione media della malta ( $\text{N/mm}^2$ ) e  $f_b$  è la resistenza a compressione normalizzata del blocco ( $\text{N/mm}^2$ ), cioè il valore della resistenza normalizzato sulla resistenza di un campione di 100 mm di larghezza per 100 mm di altezza essiccato all'aria.

Per murature fatte con malte tradizionali e leggere, si usa l'Equazione 2.4:

$$f_k = k \cdot f_b^{0,7} \cdot f_{arg}^{0,3} \quad (2.4)$$

Il valore della costante  $k$  (Tabella 2.2) è determinato a partire dal tipo di blocco (gruppo a cui appartiene), dalla malta utilizzata e dalla tipologia di parete.

I requisiti per determinare la resistenza del blocco e della malta sono:

- La resistenza a compressione del blocco ( $f_b$ ) non può essere maggiore di 75 MPa, quando la malta è di uso generale;
- La resistenza a compressione del blocco ( $f_b$ ) non può essere maggiore di 50 MPa, quando la malta utilizzata presenta uno spessore compreso tra 0,5 e 3 mm;
- La resistenza della malta ( $f_{arg}$ ) non può essere maggiore di 20 MPa né maggiore del doppio della resistenza media dei blocchi ( $2 f_b$ ), quando la malta è di uso generale;
- La resistenza della malta ( $f_{arg}$ ) non può essere maggiore di 10 MPa, per malte leggere, la cui densità sia compresa tra  $600 \text{ kg/m}^3$  e  $1500 \text{ kg/m}^3$ .

In accordo con EN 1996-1-1 (2005), si evidenzia la necessità di raggruppare i materiali rispetto alla composizione, ai vuoti presenti, al tipo di malta e allo spessore della stessa, tenendo conto dell'approssimazione dei risultati sperimentali.

**Tabella 2.2 Valori di  $k$  per i diversi tipi di malta e di blocchi**

Blocchi di muratura	Malta di uso generale	Strato fine di malta*	Malte leggere		
			$600 \text{ Kg/m}^3$ $\leq \rho \leq 800 \text{ Kg/m}^3$	$800 \text{ Kg/m}^3$ $< \rho \leq 1500 \text{ Kg/m}^3$	
Ceramici	Gruppo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicio - calcarei	Gruppo 1	0,55	0,80	-	-
	Gruppo 2	0,45	0,65	-	-
Calcestruzzo convenzionale	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Gruppo 3	0,40	0,50	-	-

	Gruppo 4	0,35	-	-	-
Calcestruzzo poroso autoclavato	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pietra artificiale	Gruppo 1	0,45	0,75	-	-
Pietra di origine naturale	Gruppo 1	0,45	-	-	-

\*giunto di malta di assestamento tra 0,05 mm e 3 mm

La norma EN 1052-1 (1999) specifica le dimensioni di riferimento per le prove sulla muratura finalizzate a determinare la resistenza a compressione. Nella Tabella 2.3 i parametri di ingresso principali sono la lunghezza e l'altezza dei blocchi.

**Tabella 2.3 Dimensioni della faccia del blocco e del componente di muratura corrispondente**

Dimensioni della faccia del blocco		Dimensioni del componente della muratura			
$l_u$ (mm)	$h_u$ (mm)	Lunghezza $l_s$	Altezza $h_s$	Spessore $t_s$	
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \cdot l_u)$	$\geq 5 \cdot h_u$	$\geq 3 \cdot t_s$ e $\leq 15 \cdot t_s$ e $\geq l_s$	$\geq t_u$
	$> 150$		$\geq 3 \cdot h_u$		
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \cdot l_u)$	$\geq 5 \cdot h_u$		
	$> 150$		$\geq 3 \cdot h_u$		

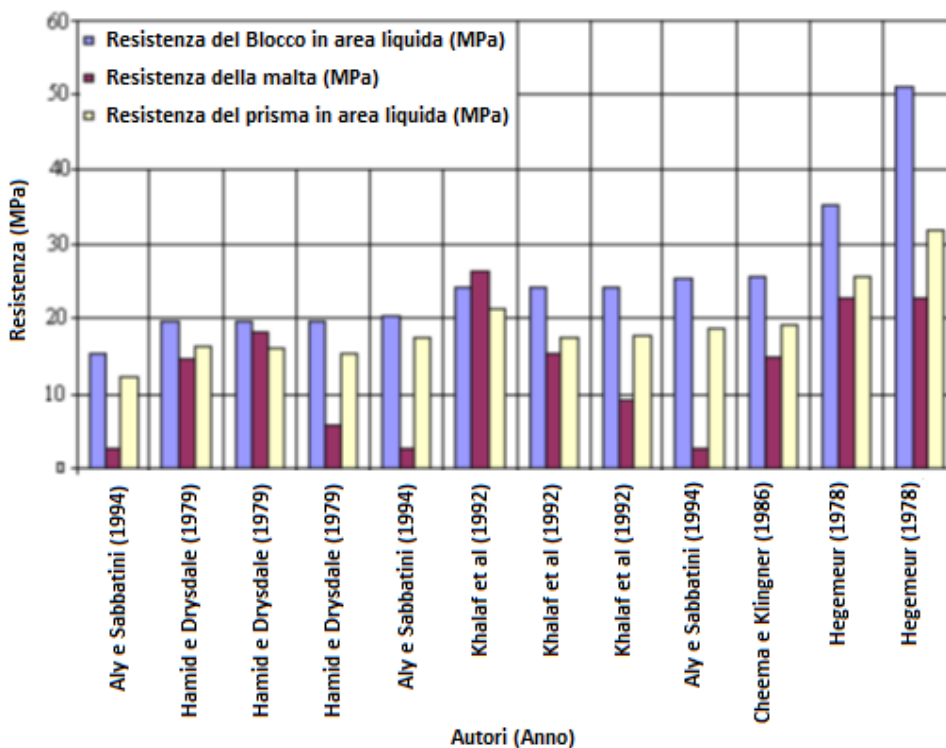
### 2.1.1 Analisi dei risultati sperimentali sulla resistenza della muratura

La muratura è un materiale composto dall'unione di componenti eterogenee, il che rende difficile lo sviluppo di modelli matematici che ne descrivano fedelmente il comportamento strutturale; per questo motivo è importante svolgere test sperimentali [HAMID; DRYSDALE, 1979].

SHRIVE, 1985 cita quale parametro fondamentale nello studio della muratura, la resistenza a compressione, ottenuta mediante prove sperimentali o normalizzazione. Le normalizzazioni combinano la resistenza del blocco con quella della malta per ottenere la resistenza a compressione dell'insieme. La resistenza della muratura attraverso prove sperimentali si ottiene testando provini denominati prismi o piccole pareti. Per avere una base comparativa, si mettono a confronto la resistenza dei blocchi, dei prismi e della malta ottenute da diversi autori.

I risultati sono presentati in Figura 2.1. Si nota che alcuni autori lavorano con valori di resistenza dell'ordine del 40 ÷ 60 % della resistenza del blocco in area effettiva. Solamente ALY e SABATTINI, 1994 si servono di resistenze dell'ordine del 10 ÷ 20 % della resistenza del blocco. Adottare l'area effettiva permette di comparare i valori di resistenza ottenuti da ciascun autore, indipendentemente dall'area dei fori.

BOULT, 1979 sottolinea come, in presenza di valori simili di moduli e deformazioni limite nel blocco e nella malta, i risultati, in termini di proprietà ultime della muratura, in generale migliorino.



**Figura 2.1 Resistenza a compressione di blocchi, malta e prismi**

Generalmente, la muratura strutturale è vista come una composizione di materiali in cui la capacità resistente è governata dalla resistenza a compressione dei blocchi. Questa conclusione porta a ritenere la resistenza della malta poco significativa per la resistenza della muratura, come dimostrano i risultati della Figura 2.1. Alcuni ricercatori propongono di adottare una malta con bassi valori di resistenza, che rispetti i requisiti, ritenuti principali, in termini di coesione richiesta allo stato fresco, consistenza, coesione e integrità della miscela. Analizzando i risultati semplicemente attraverso la resistenza a compressione monoassiale, si deduce che, realmente, lo strato di malta ha un'importanza secondaria all'interno della muratura. Pertanto, per una migliore comprensione dei fenomeni di rottura proprio della muratura, è necessario realizzare studi che valutino le caratteristiche meccaniche, considerando i materiali soggetti ad uno stato di tensione multiassiale, e il conseguente incremento di resistenza e di capacità deformativa della malta. Si devono valutare anche le caratteristiche fisiche della malta all'interno dei giunti, quali la grandezze, la disposizione e il volume dei pori.

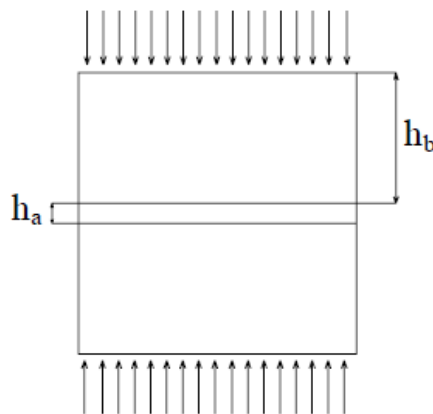


### 2.1.2 Determinazione del modulo di elasticità apparente del blocco in compressione semplice (E)

Il diagramma sforzo nominale – deformazione nominale delle murature compresse è uno dei parametri fondamentali in un progetto strutturale, per questo motivo molti autori hanno cercato di tracciare il comportamento tipico della curva e di derivare il valore del modulo di elasticità apparente, al variare dei blocchi e delle malte utilizzate.

Di norma si utilizza il modulo tangente iniziale preso nel limite del 30% della tensione ultima o il modulo di elasticità secante in corrispondenza dei 2/3 della tensione ultima.

Nella Figura 2.2 si mostra la schematizzazione di un prisma di muratura con la nomenclatura adottata nelle formule seguenti.



**Figura 2.2 Prisma di muratura formato da due blocchi ( $h_b$ ) e uno strato di malta ( $h_a$ )**

Si riportano nel seguito alcune formule disponibili in letteratura per la stima del modulo elastico dell'insieme blocco – giunto di malta.

$$\text{L'altezza totale è: } h = h_a + 2 \cdot h_b \tag{2.5}$$

$$\text{Lo spostamento verticale totale è: } \Delta h = \Delta h_a + 2 \cdot \Delta h_b \tag{2.6}$$

$$\text{Gli spostamenti di ciascun materiale sono: } \Delta h_a = \varepsilon_{arg} \cdot h_a \text{ e } \Delta h_b = \varepsilon_b \cdot h_b \tag{2.7}(2.8)$$

Le deformazioni della malta e del blocco si possono ottenere come:

$$\varepsilon_{arg} = \sigma / E_{arg} \text{ e } \varepsilon_b = \sigma / E_b \text{ rispettivamente.} \tag{2.9} \tag{2.10}$$

Sostituendo le (2.7), (2.8), (2.9) e (2.10) nella (2.6) e semplificando la stessa, si ottiene l'Equazione 2.11 che rappresenta una prima stima del modulo di elasticità della muratura ( $E_{alv}$ ), in funzione dello spessore dello strato di malta ( $h_a$ ), dell'altezza del blocco ( $h_b$ ), del modulo di elasticità del blocco ( $E_b$ ) e della malta ( $E_{arg}$ ).

$$E_{alv} = \frac{h}{\left( \frac{h_a}{E_{arg}} + \frac{2 \cdot h_b}{E_b} \right)} \tag{2.11}$$

Tale formula trascura l'effetto Poisson che produce sforzi trasversali nel blocco e nel giunto.

Per ottenere una stima del modulo di elasticità della muratura più prossimo al reale, è necessario che i materiali, blocco e malta, siano testati con lo stesso stato di tensioni di quando si uniscono a formare la muratura.

Secondo DHANASEKAR, 1985, il modulo di elasticità della muratura di mattoni può essere espresso in funzione della resistenza ultima della stessa. L'autore suggerisce l'utilizzo della formula presente nello S.A.A. Brickwork Code (Standards Association of Australia), in cui  $k$  è una costante che dipende dal mattone, Equazione 2.12:

$$E_{alv} = k \cdot f_c \quad (2.12)$$

Comunemente le pareti di muratura presentano un diagramma sforzo – deformazione non lineare. Gran parte delle non linearità a livello deformativo per la muratura costituita da mattoni pieni, ha origine nei giunti di malta, mentre si è soliti ritenere il comportamento del mattone, in termini di tensioni – deformazioni, di tipo lineare. DHANASEKAR, 1985 suggerisce una relazione non lineare per stabilire un valore del modulo di elasticità della muratura in funzione della resistenza a compressione, presentata nell'Equazione 2.13:

$$E_{alv} = 1180 \cdot (f_c)^{0,83} \quad (2.13)$$

EN 1996-1-1 (2005) fornisce una approssimazione semplice per determinare il modulo di elasticità della muratura, Equazione 2.14:

$$E_{alv} = k \cdot f_k \quad (2.14)$$

dove  $f_k$  è la resistenza a compressione caratteristica della muratura, e il valore raccomandato di  $k$  risulta pari a 1000.

L'andamento del diagramma sforzo – deformazione per la muratura soggetta a compressione, dipende da alcune variabili, quali la resistenza a compressione del blocco, la sua forma (blocchi pieni o forati), la resistenza a compressione della malta e lo stato di tensione sviluppato durante il ciclo di carico nei materiali.

## 2.2 CRITERI DI ROTTURA

In questa sezione si presenta il criterio di rottura di Mohr – Coulomb per descrivere il comportamento dei materiali sotto uno stato di tensione triassiale.

Successivamente si definisce, come riferimento, il criterio di deformazione laterale massima per spiegare i meccanismi che portano a rottura l'insieme blocco – malta. Questo modo di rappresentare le deformazioni del blocco, della malta e l'aderenza all'interno delle interfacce è il fondamento dei modelli che descrivono la rottura della parete.

### 2.2.1 Criterio di Mohr – Coulomb:

Il diagramma di rottura di Mohr offre un metodo di rappresentazione della rottura in presenza di uno stato di tensione di trazione e di compressione, in cui la frontiera rettilinea, rappresentata dal segmento AB in Figura 2.3, prende il nome di curva limite di rottura.

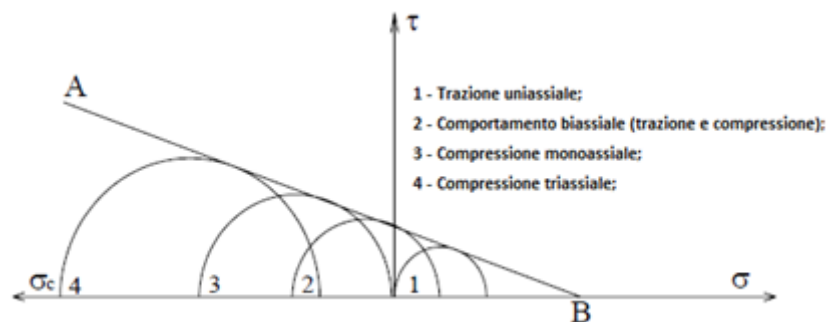
Secondo questo criterio, la rottura si verifica su un piano quando viene raggiunta una combinazione critica degli sforzi normali e tangenziali. Si tratta di una generalizzazione della legge di rottura per attrito e si esprime attraverso l'Equazione 2.15

$$\tau = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (2.15)$$

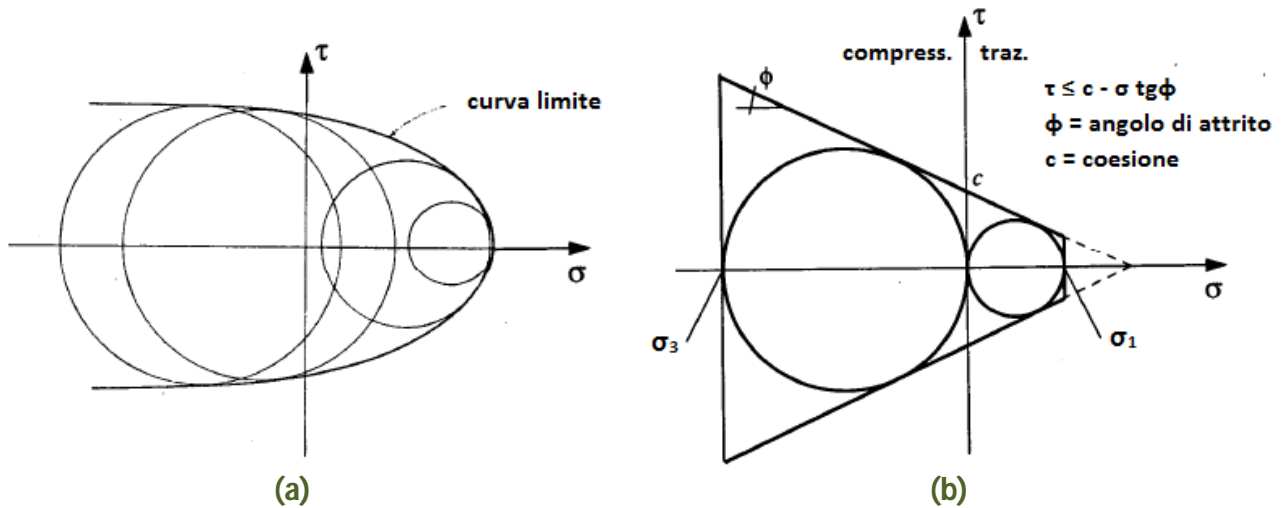
dove  $\tau$  è il valore della tensione tangenziale sul piano di rottura,  $c$  è la coesione,  $\sigma_n$  è la tensione normale sul piano di rottura e  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno. Rispetto alla legge di rottura per attrito, la tensione di snervamento non è legata soltanto alla tensione tangenziale massima, ma anche alla tensione normale applicata sul piano di taglio.

Il criterio di Mohr – Coulomb, è un caso particolare del criterio di Mohr, Figura 2.4 (a), in cui ci si limita a considerare i soli 2 cerchi di Mohr che delimitano gli stati di crisi per trazione monoassiale e compressione monoassiale e l'involuppo risulta costituito da 2 rette, si veda la Figura 2.4 (b).

La rottura avviene quando il punto rappresentante lo stato di tensione cade all'esterno dell'area definita dai due cerchi di Mohr, quello della resistenza a trazione monoassiale e quello a compressione monoassiale.

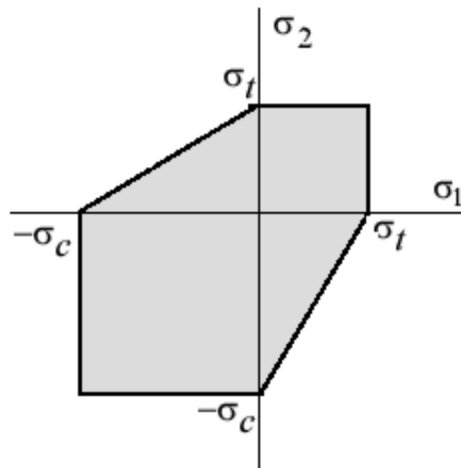


**Figura 2.3 Frontiera di rottura di Mohr Coulomb**



**Figura 2.4 Involuppo di rottura di Mohr e di Mohr Coulomb**

Nello spazio delle tensioni principali la superficie di snervamento è prismatica, Figura 2.5, mentre sul piano deviatorico è un esagono irregolare, in accordo con la caratteristica dei materiali sensibili alla pressione idrostatica di avere una resistenza a trazione minore di quella a compressione, si rimanda al Paragrafo 9.1 per una trattazione più completa.

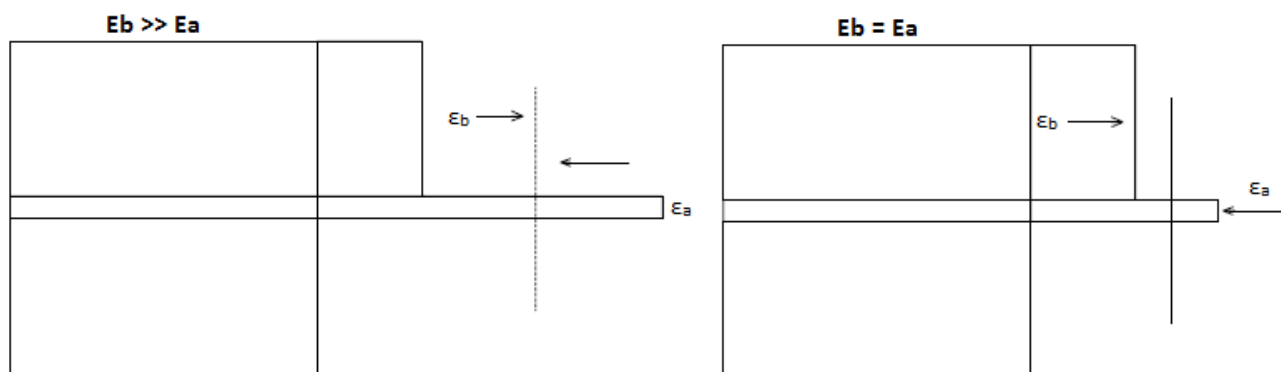


**Figura 2.5 Criterio di Mohr – Coulomb nel piano delle tensioni principali (in condizioni di sforzo piano)**

### 2.2.2 Criterio di deformazione laterale massima per i prismi:

Il criterio di deformazione laterale massima è di fondamentale importanza per spiegare lo sviluppo di tensioni e, di conseguenza, di meccanismi che portano la muratura a rottura. Questo principio si basa sulla congruenza tra le deformazioni laterali dei due materiali.

Nella Figura 2.6 si vedono le deformazioni laterali dei blocchi e della malta soggetti a compressione in assenza e in presenza di aderenza.



**Figura 2.6 Modello che rappresenta le deformazioni laterali all'interno dei blocchi e della malta**

Si vede come, secondo questo criterio, quanto maggiore è la differenza tra il modulo di elasticità della malta e del blocco, maggiori sono le tensioni laterali di trazione e compressione che nascono all'interno dei materiali.

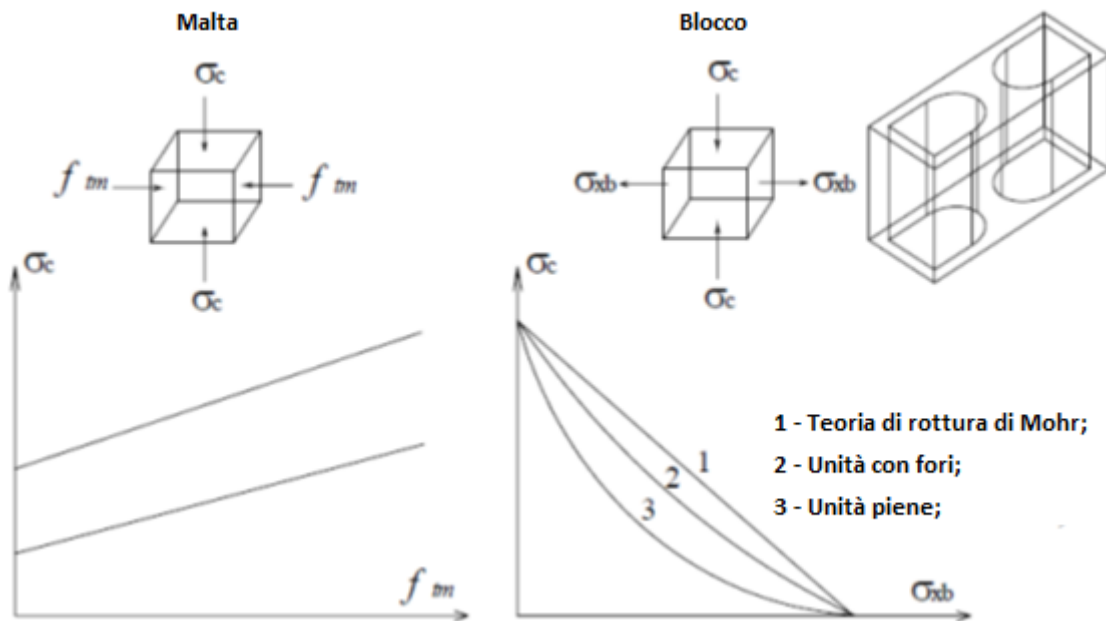
### 2.3 MODELLI PER LA PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO A ROTTURA DELLA MURATURA SOGGETTA A UN CARICO DI COMPRESIONE

L'obiettivo di questo paragrafo è di illustrare il comportamento teorico a rottura della muratura (blocco e malta), descrivendo gli stati di sforzo che interessano i due materiali quando soggetti a compressione monoassiale. Nella parte sperimentale di questo elaborato si indagherà solo il comportamento del blocco di calcestruzzo (con e senza fibre), analizzandone le modalità di rottura e confrontandole con quelle previste dalla teoria. Nel Capitolo 5 della tesi si presenteranno alcuni risultati riguardanti prismi di muratura, con e senza fibre, per indagare l'effetto della presenza delle stesse sul comportamento a rottura della muratura; (per questo è bene dare una base teorica del comportamento a rottura non solo del blocco ma della muratura, intesa come blocco + malta).

Per comprendere il comportamento meccanico della muratura è necessario analizzare i modi di rottura che si possono verificare e valutare le proprietà dei materiali in presenza di uno stato di tensione multiassiale.

AFSHARI e KALDJIAN, 1989 sostengono che, per stabilire la causa di rottura in prismi di muratura, bisogna determinare l'involuppo di rottura della malta sotto compressione/trazione (biassiale), come mostra la Figura 2.7.

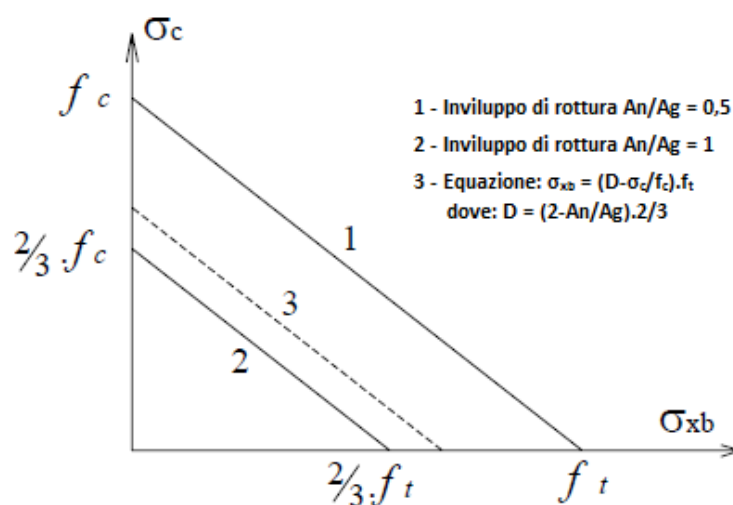
Le prove realizzate da ATKINSON et. al., 1985 mostrano che l'involuppo di rottura della malta è lineare, mentre per i blocchi l'involuppo di rottura è debolmente curvilineo. Inoltre, dagli studi di AFSHARI e KALDJIAN, 1989 si evidenzia che il comportamento di blocchi pieni o forati è differente. La spiegazione di ciò si comprende trattando i blocchi pieni come blocchi con fori, riempiti dello stesso materiale che costituisce i pieni. Questo materiale di riempimento si espande lateralmente portando alla formazione di tensioni di trazione aggiuntive, e facendo variare la forma dell'involuppo di rottura (rendendolo più aperto rispetto a quello proposto dalla teoria di Mohr).



**Figura 2.7 Involuppi di rottura della malta soggetta a compressione triassiale e involucro di rottura dei blocchi pieni e con vuoti soggetti a uno stato di tensione biassiale (compressione/trazione) da Afshari e Kaldjan (1989)**

Secondo AFSHARI e KALDJIAN, 1989 l'involuppo di rottura dei blocchi di muratura, al variare del rapporto tra l'area effettiva ( $A_n$ ) e l'area nominale ( $A_g$ ), segue l'andamento riportato nel grafico di Figura 2.8, nel quale  $\sigma_c$  rappresenta la tensione monoassiale applicata,  $f_t$  è la resistenza a trazione monoassiale dei blocchi e  $f_c$  è la resistenza a compressione degli stessi.

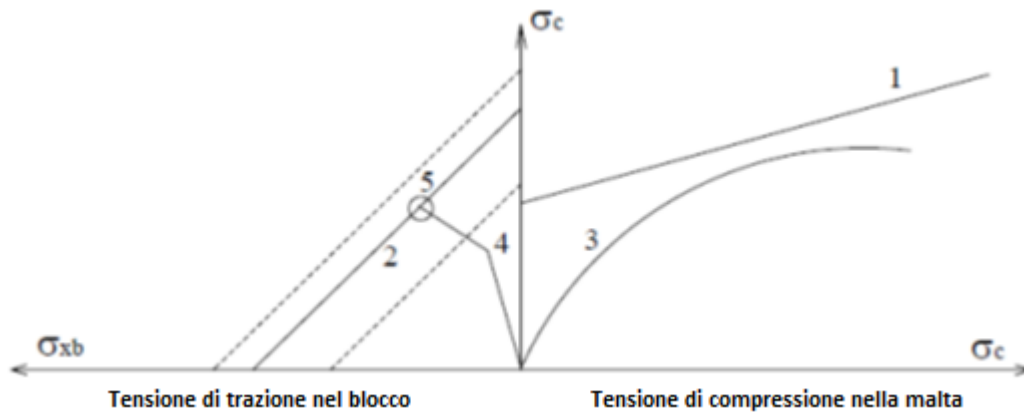
L'involuppo di Figura 2.8 può essere corretto tenendo conto della relazione tra area effettiva e area nominale, in particolare, per  $A_n/A_g = 0,5$ ,  $D = 1$ , mentre per  $A_n/A_g = 1$ ,  $D = 2/3$ .



**Figura 2.8 Involuppo di rottura proposto per i blocchi di muratura strutturale al variare del rapporto tra  $A_n/A_g$**

AFSHARI e KALDJIAN, 1989 hanno determinato il comportamento generale di prismi soggetti a compressione uniforme per mezzo del grafico che illustra l'evoluzione delle tensioni nel blocco e delle tensioni di confinamento nella malta, in funzione della tensione monoassiale applicata al complesso, (Figura 2.9).

Questo modello, che rispecchia quello formulato da ATKINSON et. al., 1985 per i blocchi solidi, aggiunge considerazioni riguardanti la relazione tra area effettiva e area nominale degli stessi.



**Figura 2.9 Evoluzione delle tensioni nel blocco e delle tensioni di confinamento nella malta in funzione della tensione monoassiale applicata al complesso blocco – malta**

Nella Figura 2.9 si evidenziano:

- l'involuppo di rottura della malta soggetta a compressione triassiale (1);
- l'involuppo di rottura dei blocchi soggetti a compressione biassiale (2);
- la curva di carico della malta (3);
- la curva di carico del blocco (4);
- il punto di rottura per trazione nel blocco prima della frantumazione del giunto di malta (5).

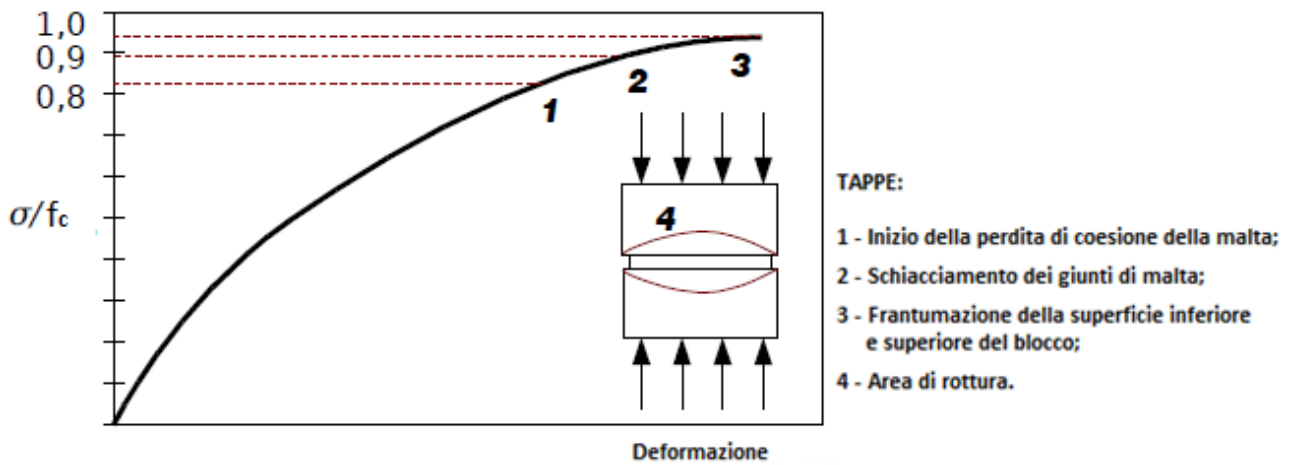
Basandosi sulle prove sperimentali portate avanti dai diversi autori, riguardanti la resistenza a rottura di prismi di muratura, si può ritenere che l'inizio di perdita di capacità resistente del complesso avvenga solamente dopo la comparsa di rotture sulla superficie del blocco superiore. Per questo motivo non è possibile affermare che la rottura sia solo dovuta alla trazione indotta nel blocco o allo schiacciamento dei giunti, ma le due cause vanno considerate concomitanti [MOHAMAD, 2007].

Questa conclusione contraddice il parere di altri ricercatori che vedono la rottura come una combinazione di effetti isolati.

Quindi, per valutare la resistenza del prisma, non si deve tenere conto del solo blocco ma di entrambi i materiali. Per questo motivo è necessario, per definire i criteri specifici di resistenza della muratura, conoscere la resistenza ultima dell'insieme e il criterio di rottura.

Nelle prove sperimentali dovrebbe osservarsi la sequenza di rottura dei prismi, cioè, non si dovrebbe solo considerare la perdita di capacità resistente del complesso durante la compressione.

La Figura 2.10 mostra un'idealizzazione dei meccanismi coinvolti nella rottura di prismi di muratura.

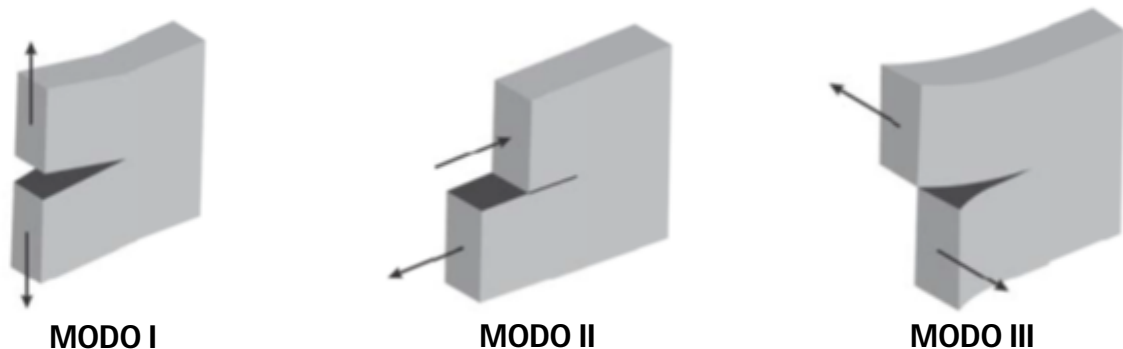


**Figura 2.10** Modello semplificato proposto per descrivere la rottura dei prismi di muratura

## 2.4 ENERGIA DI FRATTURA

All'interno della meccanica della frattura esistono tre modi base rispetto alla forma della rottura che permettono di studiare i fattori di intensità di sforzo all'apice della fessura e i meccanismi di propagazione. Questi modi sono definiti rispetto alla separazione geometrica delle superfici della fessura e prendono il nome di:

- Modo I, o modo di apertura caratterizzato dalla propagazione della fessura nel piano che la contiene, tramite un'apertura perpendicolare alla faccia della fessura, senza variazioni angolari;
- Modo II, o modo di taglio, vale a dire che la fessura si propaga nel piano ed è generata dallo scorrimento tra le facce lungo la direzione della lunghezza della fessura;
- Modo III, o modo di strappo, consente alla fessura di propagarsi nello spazio per taglio fuori dal piano e nella direzione normale alla lunghezza della fessura (Figura 2.11).



**Figura 2.11** Modalità di carico che sollecitano la frattura

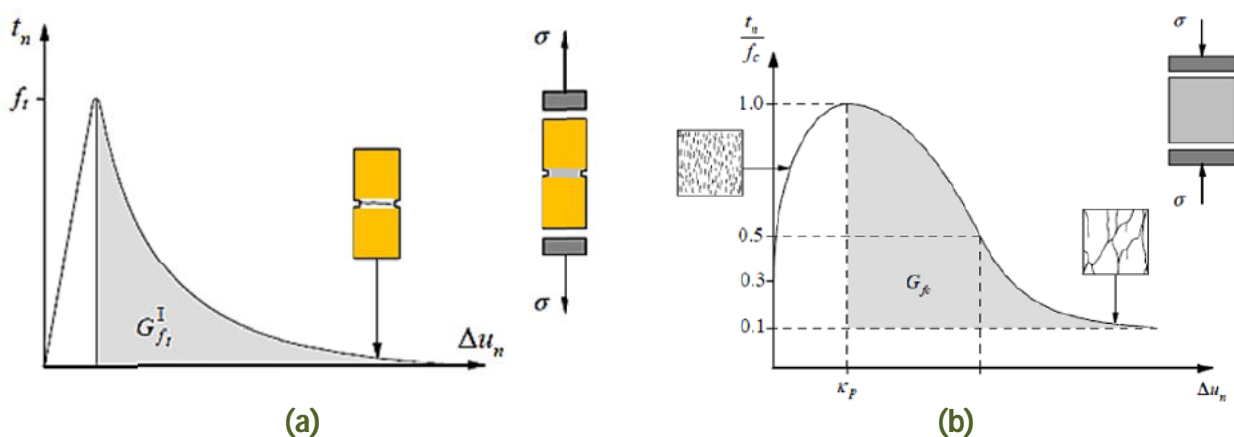


Il collegamento tra i blocchi e la malta è normalmente il punto debole delle pareti di muratura. La risposta non lineare dei giunti, che è controllata dall'interfaccia blocco – malta, è uno degli aspetti più importanti per caratterizzare il comportamento della muratura. Due diversi fenomeni avvengono all'interfaccia tra blocco e malta, uno alla rottura per trazione (Modo I) e l'altro associato alla rottura per taglio (Modo II) [ALMEIDA, 2012].

L'energia di frattura  $G_f$  è definita come l'energia necessaria per la formazione di una fessura di area unitaria lungo l'interfaccia blocco – malta.

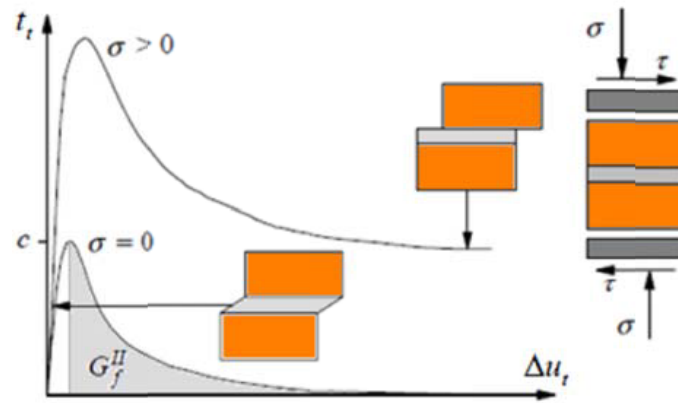
LOURENÇO, 1996 indica la possibilità di descrivere il comportamento post – picco, in trazione e in compressione, integrando il diagramma sforzo – spostamento. L'integrale coinvolge l'intervallo di spostamenti successivi al picco delle tensioni e definisce le proprietà dei materiali che prendono il nome di: Energia di frattura a trazione  $G_{f_t}$  e energia di frattura a compressione  $G_c$  (Modo I).

Il diagramma sforzo – spostamento tipico per i materiali quasi fragili sotto trazione e in compressione è riportato in Figura 2.12.



**Figura 2.12** Comportamento tipico dei materiali quasi fragili soggetti a una carico monoassiale e definizione dell'energia di frattura – Modo I: (a) in trazione; (b) in compressione [LOURENÇO, 1996].

Per completezza, sempre in accordo con LOURENÇO, 1996, si ricorda che la muratura presenta altri tipi di meccanismi di rottura, che consistono nello slittamento dell'interfaccia tra il blocco e la malta in presenza di una forza tagliante, si veda la Figura 2.13.



**Figura 2.13** Comportamento della muratura a taglio e definizione del Modo II di rilascio dell'energia di frattura ( $c$  indica la coesione) [LOURENÇO, 1996].

Ancora una volta si assume di poter descrivere il comportamento inelastico a taglio attraverso il Modo II di rilascio dell'energia di frattura, definita dall'integrale del diagramma sforzo – spostamento, in assenza di carichi normali confinanti.

La rottura per taglio è una caratteristica importante del comportamento della muratura che va incorporata nella strategia di micro – modellazione<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Nella micro – modellazione gli elementi di interfaccia rappresentano piani di potenziale fessurazione e scorrimento. Il giunto di malta può essere modellato come un'interfaccia di spessore zero, mentre i blocchi possiedono dimensioni maggiorate per rispettare la geometria originaria della muratura. Questa semplificazione porta a una perdita di precisione poiché si trascura l'effetto Poisson della malta [LOURENÇO, 1996].

La macro – modellazione invece parte dall'idea che i blocchi e i giunti possano essere studiati come cellula base della muratura, caratterizzandola con proprietà omogeneizzate rappresentative dei due componenti. In questo modo si stima una matrice di rigidezza di un materiale omogeneo fittizio, meccanicamente equivalente alla muratura.

Tutte le strategie di modellazione sono valide a seconda della finalità con le quali sono pensate. La micro – modellazione è utile per osservare la fessurazione locale in prismi e pareti e verificare, in modo puntuale, l'influenza del giunto sul comportamento della muratura. La macro – modellazione è utile per analizzare grandi strutture in cui è prioritario lo studio del comportamento globale.

## 2.5 STORIA DELLA MURATURA

La muratura è un sistema costruttivo tradizionale utilizzato sin dall'inizio dell'attività costruttiva dell'uomo per le finalità più svariate. L'utilizzo di blocchi costruiti con materiali differenti ha permesso la costruzione di opere che sono sopravvissute fino ai giorni nostri che rappresentano monumenti di grandissima importanza storica e che testimoniano l'esistenza di culture antiche scomparse [RAMALHO; CORRÊA, 2003].

Quali esempi emblematici non si possono che citare le immense piramidi della civiltà egizia (2800 – 2000 a.C.), Figura 2.14, realizzate tramite pesanti blocchi di pietra accatastati l'uno sopra l'altro.



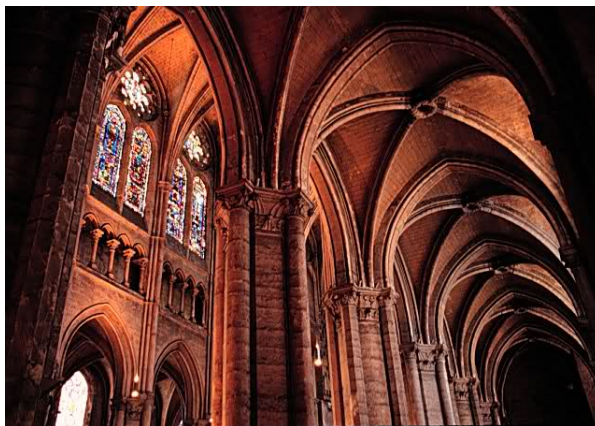
**Figura 2.14 Piramide di Cheope, 2570 a.C. ca piana di Giza (Egitto)**

Dell'architettura Romana si menzionano i templi, i palazzi, le colonne, le chiese, i ponti e gli acquedotti (0 – 1200 d.C.). In Figura 2.15 si riporta l'immagine del Colosseo, monumento simbolo dell'Impero Romano e ora emblema della città di Roma.



**Figura 2.15 Colosseo, 70 d.C. o 74 d.C. Roma**

Nel periodo Gotico (1100 – 1500 d.C.) si costruiscono le prime Cattedrali Gotiche. Elemento fondamentale dell'architettura gotica è la volta ogivale o a costoloni. Essa si compone di un'armatura permanente, in muratura, costituita da nervature o costoloni diagonali – ogive –, e da archi perimetrali che possono essere incastrati nei muri che fiancheggiano la volta, Figura 2.16.



**Figura 2.16 Particolare dell'interno di una cattedrale Gotica**

Oltre alla pietra, altri materiali comunemente utilizzati per le costruzioni sono i mattoni di fango essiccati al sole (adobe). La necessità di materiali da costruzione unita all'abbondanza di argilla, al clima caldo e secco necessario per essiccare il mattone e l'assenza di legname e pietra hanno portato alla diffusione del mattone di argilla. I mattoni sono di facile realizzazione, sono più leggeri rispetto alla pietra e offrono una buona resistenza all'azione del fuoco [LOURENÇO, 1999].

È solo durante l'Impero Romano (27 a.C. a 395 d.C.) che si diffuse la produzione di mattoni nella maggior parte delle terre conquistate dai Romani e annesse all'impero, non solo grazie alla disponibilità di materia prima ma soprattutto per la volontà di questo popolo di caratterizzare il proprio dominio omologando gli stili costruttivi e l'architettura degli edifici.

Gli edifici Romani, a causa del clima della penisola Italica, erano costruiti principalmente con mattoni essiccati al sole disposti sopra giunti di argilla. Le facce esterne erano intonacate per migliorare le facciate degli edifici e per fornire una maggiore protezione contro la pioggia.

Nel Nord Europa, già a partire dal Medioevo le costruzioni erano prettamente in mattoni a causa della scarsa disponibilità di pietra in queste regioni. Anche in Inghilterra, durante il XIV e XV secolo, la diffusione della muratura fatta di mattoni aumentò, anche a causa dell'aumento dei prezzi del legno.

Mano a mano che la produzione dei mattoni aumentava si rendevano disponibili svariate gradazioni di colori che andavano dal beige al grigio passando attraverso varie tonalità di rosso.

La muratura giunse in America del Nord grazie ai coloni Europei.

All'inizio del XX secolo con la figura di Jesse Besser si raggiunse la massima diffusione di blocchi di calcestruzzo nel mercato nord – americano.

Besser diede inizio alla produzione di macchine semi automatiche per la fabbricazione dei blocchi di calcestruzzo.

Le macchine per la produzione dei blocchi prendono il nome di blocchiere e impiegano un meccanismo di vibrazione per far sì che il materiale penetri e riempia con la migliore compattazione la cassaforma della macchina.

I blocchi di calcestruzzo giunsero in Brasile nel 1950, quando si importò dagli Stati Uniti la prima blocchiera. Nel 1966 nacque a São Paulo la prima fabbrica di blocchi di calcestruzzo per muratura

strutturale, ma solo nel 1970 la diffusione di questi blocchi investì il mercato Brasiliano delle costruzioni, a causa della diffusione della muratura armata con blocchi di calcestruzzo [BUTTLER, 2007]. A partire dal '70 e per tutto il decennio successivo la muratura in Brasile venne utilizzata principalmente per opere pubbliche, e per edifici di quattro, massimo cinque piani. Per questo motivo alla muratura si associò un ruolo povero tra i vari metodi costruttivi, collegandola specialmente ad abitazioni popolari di pochi piani e con una impostazione rigida nella concezione architettonica.

In realtà la scelta della muratura quale materiale costruttivo non preclude la realizzazione di edifici architettonicamente avanzati, anzi, si caratterizza per la semplicità del processo esecutivo incentrando gli studi al miglioramento delle caratteristiche meccaniche, alla razionalizzazione del processo produttivo e all'industrializzazione, al fine di aumentare la produttività e la qualità globale dell'opera.

Attualmente il Brasile sta vivendo un periodo di grande sviluppo: la stabilità economica e la concorrenza fanno sì che le imprese comincino ad interessarsi sempre più dei costi, favorendo le ricerche e l'utilizzo di nuovi materiali [RAMALHO; CORRÊA, 2003].

## 2.6 MATERIALI COMPOSITI

I materiali compositi sono costituiti da almeno due materiali semplici, i quali possono essere perfettamente identificati all'interno della miscela.

Ogni materiale corrisponde ad una differente fase, per cui un materiale composito è caratterizzato da una struttura non omogenea; i materiali che compongono un materiale composito sono nettamente separati da un'interfaccia di spessore nullo e ciascuno di essi è dotato di proprietà fisico chimiche differenti a livello macroscopico e strutturale.

Il composito è normalmente formato da due fasi: la matrice e l'elemento di rinforzo.

Il componente matriciale, normalmente costituito da agglomerati minerali (quali gli aggregati nel caso del calcestruzzo, delle malte o delle paste cementizie), trasferisce e uniforma gli sforzi a cui è soggetto il componente di rinforzo. Le fibre, per esempio, fungono da elemento di rinforzo con l'obiettivo di ostacolare la propagazione delle fessure e di trasferire gli sforzi.

Facendosi carico di sopportare una parte della sollecitazione agente, le fibre garantiscono una capacità resistente residua, in seguito all'apertura di fessure, rendendo la rottura un processo progressivo [CAETANO et al., 2004].

L'interfaccia fibra – matrice permette che i materiali lavorino in modo congiunto affinché vi sia un trasferimento di sforzi adeguato tra il rinforzo e la matrice, grazie all'aderenza che si instaura tra gli stessi. Per questo motivo, un requisito importante per l'efficacia del composito è quello di garantire la qualità dell'interfaccia.

Altre caratteristiche quali la quantità, il volume relativo, la lunghezza, il fattore di forma e l'orientazione delle fibre influiscono sull'efficacia dei compositi.

Con una quantità di fibre maggiore aumenta il numero di microfessure intercettate e si ottengono miglioramenti in termini di resistenza e tenacità del materiale; infatti, l'aggiunta delle fibre

migliora l'efficacia del complesso, ritardando la propagazione delle fessure e aumentando la tensione massima sopportabile. Ciò si verifica poiché la sollecitazione imposta alla matrice viene parzialmente trasferita alle fibre che assorbono parte delle tensioni interne.

D'altro lato, troppe fibre potrebbero causare un serio indebolimento della struttura, dovuto a fenomeni di "impaccamento" (o "appallottolamento") delle fibre, addensamenti localizzati che nei casi più gravi interrompono localmente la continuità strutturale del calcestruzzo. Senza contare le difficoltà di utilizzo e di lavorazione di un calcestruzzo contenente fibre in quantità eccessiva (scadimento delle qualità reologiche del composito).

Per questo motivo si è introdotto il concetto di volume massimo di fibre, ossia, massima quantità di fibre che può essere aggiunta alla matrice per ottenere una distribuzione uniforme.

Il contenuto di fibre in una matrice di calcestruzzo è comunemente indicato attraverso la sua percentuale volumetrica in rapporto al volume totale di calcestruzzo o malta, denominato  $V_f$  (%).

Un altro modo per indicarlo è attraverso la percentuale in massa di fibre rispetto al volume del calcestruzzo, rappresentata da  $W_f$  (%).

Rispetto al fattore di forma (rapporto tra la lunghezza della fibra e il suo diametro), quanto maggiore è il suo valore, per una lunghezza fissata, maggiore sarà la quantità di fibre presenti nella matrice, a garanzia di un rinforzo più efficace. La forma di rottura delle fibre dipende soprattutto dalla dimensione longitudinale. Le fibre più lunghe si strappano, mentre per quelle più corte la rottura avviene solitamente per sfilamento, poiché la lunghezza di ancoraggio è insufficiente a garantire l'adesione tra la fibra e la matrice cementizia [CAETANO et. al., 2004].

### 2.6.1 Raccolta e lavorazione della fibra di Sisal

Nella coltivazione dell'Agave Sisalana (Figura 2.17) il ciclo varia tra gli 8 e i 10 anni.

Il primo taglio è realizzato approssimativamente dopo 36 mesi dalla semina, e si arriva a raccogliere dalle 50 alle 60 foglie per pianta.

Le fibre rappresentano appena il 4 – 5 % della massa nominale della foglia di Sisal, e si raccolgono con frequenza semestrale durante tutta la vita utile della pianta.



**Figura 2.17** Pianta di Agave Sisalana da cui si estraggono le fibre di Sisal [LaMMA-TEST]

Le operazioni di taglio, imballaggio, trasporto e estrazione delle fibre devono essere sincronizzate: terminata la raccolta delle foglie cominciano i processi di lavorazione per evitarne l'avvizzimento che ostacola l'estrazione delle fibre e svaluta il loro valore di mercato.

L'estrazione delle fibre di Sisal prevede l'asportazione della polpa o della mucillagine che ricopre la fibra della foglia mediante raspatura meccanica.

Nel Nord Est del Brasile l'estrazione delle fibre si svolge mediante una macchina denominata "Máquina Paraibana" (Figura 2.18); questa macchina, che richiede un numero elevato di operai per il suo corretto utilizzo, riesce ad estrarre dai 150 ai 200 kg di fibra in un turno di 10 ore di lavoro [SILVA; BELTRÃO, 1999].



**Figura 2.18** Estrazione della fibra di Sisal

Successivamente queste ultime vengono immerse dalle 8 alle 12 ore in taniche di acqua per eliminare i residui di mucillagine e di linfa di clorofilla ancora presenti.

La tappa conclusiva è quella della battitura che consiste nel rimuovere la polvere che ricopre le fibre di Sisal e che si realizza attraverso macchine battitrici all'interno di capannoni chiusi. Dopo la battitura la fibra viene classificata e imballata per poter essere commercializzata.

La lavorazione del Sisal ha inizio con le prime fasi di estrazione e termina con le attività di distribuzione per lo più ad uso agricolo – artigianale.

L'industria del Sisal porta molti benefici a diverse aree del Nord Est del Brasile, in termini economici, sociali e ambientali; per questo motivo, includere le fibre di Sisal quale rinforzo per le costruzioni civili, apre le porte a un nuovo mercato che può favorire l'economia locale generando impiego e capitale monetario e che si frappona alla progressiva desertificazione del suolo.

### 2.6.2 Blocco di calcestruzzo

Secondo MEDEIROS e SABBATINI, 1993, la maggior parte delle Norme definisce un blocco di calcestruzzo in modo incompleto, elencando i materiali che lo costituiscono o servendosi delle dimensioni e della geometria dello stesso. Nel Bollettino Tecnico della Scuola Politecnica della USP, scritto dagli autori citati in precedenza, un blocco di calcestruzzo è definito come "un'unità di muratura costituita dall'unione omogenea, in proporzioni adeguate, di cemento Portland, aggregati grossi e fini, compattati tramite vibrazione e pressatura, con dimensioni superiori a 250 mm x 120 mm x 55mm, (lunghezza x spessore x altezza)".

Quali elementi fondamentali della muratura strutturale, i blocchi sono i principali responsabili nel definire le caratteristiche resistenti degli elementi strutturali; sono disponibili sul mercato in una grande varietà di forme, grandezze, modelli, texture e colori.

Se si classificano i blocchi in base al materiale che li compone, i più utilizzati in Brasile per la costruzione di edifici di muratura strutturale sono:

- blocchi di calcestruzzo,
- blocchi di ceramica
- blocchi silicio – calcarei, (Tabella 2.4).

La forma dei blocchi può essere piena o forata, prendendo il nome di mattoni e blocchi rispettivamente. Si considerano pieni i blocchi che possiedono una percentuale di foratura al massimo pari al 25 % dell'area totale; se i fori eccedono questo limite, il blocco è classificato come forato.

**Tabella 2.4 Classificazione dei blocchi**

Materiale			Forma	
Calcestruzzo	Ceramici	Silicio – Calcarei	Pieni (mattoni)	Forati (blocchi)
				



### 2.6.2.1 Processo di produzione dei blocchi in calcestruzzo

MEDEIROS e SABBATINI, 1993 spiegano che le caratteristiche dei blocchi di calcestruzzo dipendono da:

- tipo di materiali che li costituiscono,
- grado di umidità dei materiali,
- proporzione tra i materiali,
- grado di compattazione conferito nella fase di produzione,
- metodi di stoccaggio utilizzati.

Il calcestruzzo utilizzato nella produzione dei blocchi ha consistenza secca a causa della bassa quantità di acqua impiegata nella fase di impasto; ciò fa sì che questi calcestruzzi possiedano abbattimento zero e che non sia valida la legge di Abrams, essendo necessario l'utilizzo di macchine speciali che conferiscano compattezza alla miscela quando inserita nelle casseforme.

Le prestazioni della macchina e il processo di produzione sono fondamentali per raggiungere la resistenza e le caratteristiche meccaniche desiderate. La resistenza dei blocchi è proporzionale all'energia di compattazione utilizzata durante la vibrazione, poiché l'efficacia della vibrazione e della pressatura è direttamente responsabile della qualità finale dei blocchi prodotti [BUTTLER, 2007].

La vibrazione governa le operazioni di stampaggio e contribuisce direttamente alla pressatura dei blocchi: secondo HOLANDA, 2000, la migliore vibrazione è quella che permette di ottenere, nel minor tempo, blocchi di qualità omogenea in tutti i punti della forma e con un buon grado di compattazione.

Oggi la fabbricazione di blocchi di calcestruzzo è un processo altamente automatizzato e una blocciera arriva a produrre fino a 2000 blocchi all'ora. La produzione in serie di blocchi di calcestruzzo contribuisce in modo considerevole alla diminuzione dei suoi costi e al miglioramento della qualità finale.

Il processo di fabbricazione dei blocchi coinvolge la fase di getto del calcestruzzo all'interno di casseforme standardizzate, la fase di compattazione e di vibrazione per mezzo delle blocciere, la stagionatura in apposite camere e lo stoccaggio fino al momento della consegna.



## **3 PROGRAMMA SPERIMENTALE I: CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI**

### **3.1 CONSIDERAZIONI INIZIALI**

Il programma sperimentale, realizzato nel laboratorio di Strutture della Scuola di ingegneria di São Carlos (EESC), prevede l'esecuzione di due prove, una di compressione e l'altra di trazione indiretta sui blocchi oggetto di studio. In particolare si sono eseguite le due prove su sei blocchi di solo calcestruzzo e su sei blocchi di calcestruzzo rinforzato con fibre di Sisal.

Sebbene i blocchi studiati fossero già stati realizzati all'interno del progetto di Dottorato di Indara Soto Izquierdo, si ritiene importante precisare le analisi preliminari cui i blocchi sono stati sottoposti:

analisi dimensionali, determinazione dell'area effettiva e dell'assorbimento di acqua, tenore di umidità e masse specifiche.

Di seguito si riportano anche le proprietà dei materiali utilizzati, fibre di Sisal e calcestruzzo, e si fornisce una descrizione delle prove di caratterizzazione dei materiali riassumendo le Tabelle dei risultati ottenuti.

### **3.2 CARATTERIZZAZIONE FISICA DELLA FIBRA DI SISAL**

La fibra di Sisal utilizzata in questo elaborato è stata fornita dall'impresa "Tecalagem de Sisal" (Tecsai) situata nello stato di Bahia (Brasile nordorientale).

Seguendo la Norma di "Identidade, Qualidade, Apresentação e Embalagem da Fibra Beneficiada de Sisal ou Agave e seus Resíduos de Valor Econômico", esistono quattro tipi di fibre di Sisal: Tipo superiore, Tipo 1, Tipo 2 e Tipo 3.

La fibra di Sisal utilizzata in queste prove sperimentali è di Tipo 3; questo tipo di fibra è normalmente utilizzata per confezionare spaghi, in particolare Baler Twine (spaghi di tipo agricolo esportati in tutto il mondo). Si contraddistingue per essere una fibra secca, ben schiacciata o pettinata, con lucentezza e resistenza normale, ruvida, con umidità massima del 13,5%, sciolta e esente da impurità, come si vede nella Figura 3.1.



**Figura 3.1 Fibre di Sisal di Tipo 3 [IZQUIERDO, 2011]**

Alla consegna del materiale si è determinata la massa specifica delle fibre, l'assorbimento di acqua e il tenore di umidità per ottenere le informazioni necessarie per il successivo utilizzo delle stesse quale rinforzo strutturale per il calcestruzzo dei blocchi.

### 3.2.1 Massa specifica reale e apparente della fibra di Sisal

Le fibre sono state tagliate con l'ausilio di una cesoia in lunghezze pari a 30 mm, misurate tramite un righello con precisione pari a 0,5 mm.

Si è collocata una quantità di fibre sufficiente per la prova in un recipiente contenente acqua per 24 ore. In seguito alla saturazione dei pori permeabili, le fibre sono state disposte al di sopra di una superficie piana ed esposte a una leggera corrente d'aria. Successivamente, sono state pesate per mezzo di una bilancia di sensibilità pari a 0,01 g, ottenendo la massa in condizione satura essiccata all'aria ( $M_{sat}$ ). Si è poi collocato il campione di fibre in un cilindro graduato contenente un volume di acqua iniziale pari a 600 ml ( $V_i$ ) e si è eseguita la lettura del volume finale ( $V_f$ ), conformemente a quanto illustrato in Figura 3.2.



**Figura 3.2 Fibre di Sisal all'interno del cilindro graduato di volume pari a 1000 ml [IZQUIERDO, 2011]**

Il campione saturo, disposto su di un vassoio, è stato essiccato in stufa per 24 ore ad una temperatura di 60°C. Durante questo tempo, il materiale ha perso tutta l'acqua presente all'interno dei pori permeabili. In seguito, le fibre sono state pesate sulla bilancia, ottenendo la massa secca ( $M_s$ ).

La massa specifica reale si calcola attraverso l'Equazione 3.1:

$$\rho_{spec,real} = \frac{M_s}{(V_f - V_i) - [(M_{sat} - M_s)/\rho_{acqua}]} \quad (3.1)$$

In cui:

$\rho_{spec,appar}$ : massa specifica apparente della fibra di Sisal ( $\text{g}/\text{cm}^3$ );

$M_s$ : massa secca della fibra di Sisal dopo 24 ore in stufa (g);

$M_{sat}$ : massa essiccata all'aria della fibra di Sisal (g);

$V_i$ : volume iniziale di acqua all'interno del cilindro graduato ( $\text{cm}^3$ );

$V_f$ : volume finale all'interno del cilindro graduato ( $\text{cm}^3$ ).

La massa specifica apparente si calcola tramite l'Equazione 3.2:

$$\rho_{spec,app} = \frac{M_s}{(V_f - V_i)} \quad (3.2)$$

In cui:

$\rho_{spec,appar}$ : massa specifica apparente della fibra di Sisal ( $\text{g}/\text{cm}^3$ );

$M_s$ : massa secca della fibra di Sisal dopo 24 ore in stufa (g);

$V_i$ : volume iniziale di acqua all'interno del cilindro graduato ( $\text{cm}^3$ );

$V_f$ : volume finale all'interno del cilindro graduato ( $\text{cm}^3$ ).

### 3.2.2 Tenore di umidità iniziale del Sisal

Si è determinato il tenore di umidità della fibra di Sisal esposta all'aria all'interno del laboratorio. Le fibre sono state seccate in stufa a 60°C fino a misurazioni di massa pressoché costante, ottenendo il valore della massa secca ( $M_s$ ), come si vede in Figura 3.3.



**Figura 3.3 Fibre di Sisal all'interno della stufa [IZQUIERDO, 2011]**

Tolte dalla stufa, le fibre sono rimaste esposte all'aria per 24 ore, ottenendo il valore della massa secca delle fibre lasciate all'aria ( $M_{sa}$ ), Equazione 3.3.

$$U = \frac{M_{sa} - M_s}{M_s} \cdot 100 \quad (3.3)$$

In cui:

$U$ : tenore di umidità delle fibre (%);

$M_{sa}$ : massa delle fibre seccate in stufa e poi lasciate all'aria;

$M_s$ : massa secca delle fibre di Sisal dopo 24 ore in stufa (g).

### 3.2.3 Assorbimento di acqua delle fibre di Sisal

Per determinare l'assorbimento di acqua, le fibre di massa iniziale costante ( $M_s$ ) sono state immerse in acqua (Figura 3.4) e, in tempi successivi, si sono misurati i valori di massa corrispondenti.



**Figura 3.4 Fibre di Sisal immerse in acqua [IZQUIERDO, 2011]**

Si sono stabiliti gli intervalli di misurazione della massa in 5, 30, 60 e 120 minuti e poi in 24 ore fino al sesto giorno.

Per il calcolo dell'assorbimento si è usata l'Equazione 3.4:

$$A = \frac{M_{ht} - M_s}{M_s} \cdot 100 \quad (3.4)$$

In cui:

$A$ : assorbimento di acqua della fibra (%);

$M_{ht}$ : massa umida della fibra al tempo  $t$  (g);

$M_s$ : massa secca della fibra dopo 24 ore in stufa (g).

### 3.2.4 Risultati della caratterizzazione della fibra di Sisal

In Tabella 3.1 si presentano i risultati delle prove di caratterizzazione fisica delle fibre di Sisal in termini di massa specifica, reale e apparente e tenore di umidità.

**Tabella 3.1 Massa specifica reale e apparente, tenore di umidità delle fibre di Sisal [IZQUIERDO, 2011]**

Valori	Massa specifica reale (kg/m <sup>3</sup> )	Massa specifica apparente (kg/m <sup>3</sup> )	Tenore di umidità (%)
Media	970,62	740,22	10,47
Sd	31,42	30,52	0,59
CV (%)	3,24	4,12	5,68

La massa specifica reale è data dal rapporto tra la massa del materiale secco e il suo volume, trascurando i pori permeabili, mentre la massa specifica apparente è data dal rapporto tra la massa specifica del materiale secco e il suo volume includendo i pori permeabili [CAMPOS, 2008].

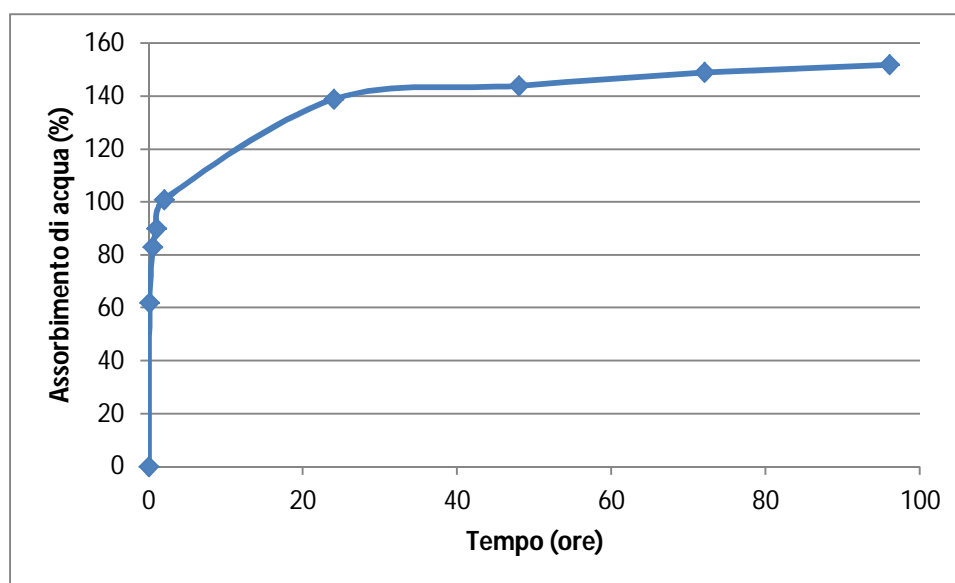
Un basso valore di massa specifica apparente e un elevato assorbimento di acqua sono dati tipici delle fibre vegetali a causa della grande incidenza dei pori permeabili che comprendono le lacune e il "lumen", ovvero il canale vuoto posto al centro delle fibre che agevola l'assorbimento dell'acqua. Per quanto riguarda il tenore di umidità, il valore riscontrato è inferiore all'umidità massima del 13,5% stabilito dalla "Norma de Identidade, Qualidade, Apresentação e Embalagem da Fibra de Sisal (1984)". Ciò può essere dovuto al basso valore di umidità a cui le fibre sono rimaste esposte all'interno del laboratorio.

In Tabella 3.2 si riportano i valori di assorbimento di acqua delle fibre misurati in tempi prestabiliti rispetto alla massa secca.

**Tabella 3.2 Assorbimento di acqua delle fibre di Sisal nel tempo [IZQUIERDO, 2011]**

Tempi	Assorbimento di acqua (%)
5 min	62
30 min	83
1 ora	90
2 ore	101
24 ore	139
48 ore	144
72 ore	149
96 ore	152

Nei primi 30 minuti si è ottenuto il 55% dell'assorbimento totale, raggiungendo il 90% dopo appena 24 ore di immersione. Dopo circa 36 ore il processo si stabilizza (Figura 3.5).



**Figura 3.5 Andamento dell'assorbimento di acqua delle fibre di Sisal nel tempo [IZQUIERDO, 2011]**



I valori di assorbimento di acqua nelle 24 ore delle fibre di Sisal sono inferiori a quelli ottenuti da altri ricercatori [TOLEDO FILHO, 1997] e [SAVASTANO, 2000]. Tali valori sono comunque significativi, al punto da poter influenzare il grado di aderenza con la matrice cementizia e compromettere la lavorabilità della miscela.

### 3.3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IMPIEGATI NEL CALCESTRUZZO PER LA REALIZZAZIONE DEI BLOCCHI

Le prove di caratterizzazione dei materiali sono state realizzate nel laboratorio della EESC conformemente a quanto raccomandato dalle Norme Brasiliane. I materiali, di uso comune e di facile reperibilità, sono stati utilizzati nelle stesse condizioni in cui sono normalmente impiegati nelle costruzioni civili (Figura 3.6).



**Figura 3.6 Materiali utilizzati nel mix design del calcestruzzo per i blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

#### 3.3.1 Cemento Portland

Il cemento utilizzato è il CP V ARI RS di marca Holcim. Le caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche rispettano i requisiti della NBR 5733: 1991 "Cemento Portland de alta resistência inicial". Questo materiale ha la peculiarità di attingere resistenze elevate già nei primi giorni dopo il getto. Lo sviluppo di un'alta resistenza iniziale è dovuto all'utilizzo di un dosaggio differente di calcare e argilla nella produzione del clinker e all'affinamento della grana del cemento che, reagendo con l'acqua, raggiunge resistenze elevate con una velocità maggiore.

#### 3.3.2 Risultati della caratterizzazione del Cemento Portland

Le caratteristiche fisiche, chimiche e meccaniche del cemento CP V ARI RS sono riassunte in Tabella 3.3.

**Tabella 3.3 Caratteristiche fisiche e meccaniche del cemento CP V ARI RS [IZQUIERDO, 2011]**

Prove	Risultati
	CP V-ARI-RS
Finezza – Residuo nel setaccio di 75 mm (%)	0,07
Massa specifica (g/cm <sup>3</sup> )	3,12
Area specifica (cm <sup>2</sup> /g)	4743,00
Inizio della presa (h: min)	1:50
Fine della presa (h:min)	2:43
Resistenza 3 giorni (MPa)	44,40
Resistenza 7 giorni (MPa)	47,90
Resistenza 28 giorni (MPa)	52,20
Perdita al fuoco (%)	4,06
SiO <sub>2</sub> (%)	19,20
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	5,97
CaO (%)	63,47
MgO (%)	0,59
Equivalente alcalino (%)	0,71
Calce libera in CaO (%)	2,19

### 3.3.3 Aggregati

Come aggregato fine si è utilizzata la sabbia fina proveniente da Rio Mogi – Guaçu, frequentemente acquistata nella città di São Carlos (nello Stato di São Paulo); come aggregato grosso invece si è utilizzata ghiaia basaltica.

Per la sabbia e la ghiaia si sono adottati gli stessi procedimenti di caratterizzazione e la stessa strumentazione impiegati per la graniglia. In questo modo, si è determinata la massa specifica reale e apparente, la massa unitaria sciolta e compatta e la composizione granulometrica.

#### 3.3.3.1 Aggregato grosso

La caratterizzazione del pietrisco è riportata in Tabella 3.4.

**Tabella 3.4 Caratterizzazione fisica dell'aggregato grosso [IZQUIERDO, 2011]**

Granulometria (% trattenuta accumulata)	Proprietà	
	Diametro dei setacci (mm)	Ghiaia
	12,5	0,00
	9,5	0,50
	6,3	48,30
	4,8	86,00
	2,4	98,80
	Fondo	100,00
	<b>Dimensione massima</b>	<b>9,50</b>

<b>Modulo di finezza</b>	5,85
<b>Massa specifica reale</b>	2,86
<b>Massa specifica</b>	2,70
<b>Massa unitaria sciolta</b>	1,49
<b>Massa unitaria</b>	1,68

### 3.3.3.2 Aggregato fine

L'analisi granulometrica della sabbia e della graniglia è riportata in Tabella 3.5.

**Tabella 3.5 Analisi granulometrica della sabbia e della graniglia utilizzati nei blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

Setacci (mm)	Sabbia		Graniglia	
	% Trattenuta Accumulata	% Passante Accumulata	% Trattenuta Accumulata	% Passante Accumulata
4,80	0,60	99,40	1,30	98,70
2,40	2,90	97,10	41,00	59,00
1,20	10,30	89,70	65,00	35,00
0,60	34,20	65,80	78,70	21,30
0,30	70,60	29,40	86,40	13,60
0,15	96,30	3,70	91,10	8,90
Fondo	100,00	0,00	100,00	0,00

Come si osserva nella Tabella 3.5 la graniglia presenta una quantità di fini (<0,3 mm) minore di quella della sabbia, 13,6% del totale nella graniglia e 29,4% nella sabbia.

Una quantità eccessiva di fini all'interno dell'impasto può peggiorare la resistenza meccanica dei blocchi aumentando la superficie specifica del materiale e richiedendo una quantità elevata di acqua e pasta cementizia.

Grazie alla dimensione granulometrica della graniglia e della sabbia è possibile classificarle rispettivamente come: sabbia fina in zona 2 e graniglia appartenente alla zona 4, trattabile come sabbia grossa.

I risultati ottenuti dalla caratterizzazione degli aggregati fini si riportano in Tabella 3.6.

**Tabella 3.6 Caratteristiche fisiche della sabbia e della graniglia [IZQUIERDO, 2011]**

Materiali	Massa specifica (g/cm <sup>3</sup> )		Massa unitaria (g/cm <sup>3</sup> )		Mod. di finezza	Dim. max. caratt. (mm)	Mat. in polvere (%)
	Reale	Apparente	Stato sciolto	Stato compattato			
Sabbia	2,62	2,59	1,68	1,77	2,15	2,40	0,31
Graniglia	2,89	2,80	1,72	1,92	3,64	4,80	12,58

Entrambi i materiali presentano la stessa distribuzione granulometrica, come si verifica dividendo la massa unitaria allo stato compattato con la massa apparente di ciascun materiale e ottenendo un valore percentuale pari al 68%.

Il tenore di materiali in polvere all'interno della graniglia si mostra superiore al limite consentito dalla NBR NM 46: 2003, che fissa il valore massimo del materiale passante nel setaccio di 0,075 mm pari al 3% per i calcestruzzi con un'elevata usura superficiale, mentre pari al 5% per i rimanenti. Ulteriori studi hanno però dimostrato che per la graniglia questo limite può raggiungere il 20% dal momento che si sta andando ad aumentare la compattezza e, di conseguenza, la durabilità del calcestruzzo.

#### 3.3.4 Additivo

Per la produzione dei blocchi si è utilizzato un additivo fluidificante Rheomix 610 della BASF. Si tratta di un prodotto liquido che non contiene cloruri ed è utilizzato per la fabbricazione di manufatti in calcestruzzo (blocchi, pavimentazioni ecc.) con caratteristiche fluidificanti/plastificanti e di riduttore di acqua.

Questo prodotto consente una maggiore lavorabilità e durabilità e rispetta i requisiti della NBR 11768: 1992 "Aditivos químicos para concreto de cemento Portland – Requisitos".

#### 3.3.5 Metodi di dosaggio

Per lo svolgimento del programma sperimentale si è utilizzato il "Método de Dosagem do Menor Volume de Vazios" per determinare la composizione ideale degli aggregati.

Il procedimento prevede la determinazione della classe granulometrica degli aggregati grazie al passaggio degli stessi attraverso una pila di setacci, con l'obiettivo di lasciare il minor numero di vuoti servendosi di masse unitarie della dimensione maggiore possibile. La ricerca del minore volume di vuoti è volta a raggiungere una proporzione tra gli aggregati che renda la miscela più compatta e con una resistenza a compressione proporzionalmente maggiore.

Senza entrare nel dettaglio delle prove eseguite in laboratorio, per cui si rimanda a [IZQUIERDO, 2011], si definisce la massa unitaria compatta (M.U.C), come il rapporto tra la massa del materiale compattato e il volume del recipiente.

Per mezzo del valore della massa compattata è già possibile farsi un'idea del riempimento ottimale dei vuoti con materiale solido. L'indice dei vuoti è la grandezza solitamente utilizzata per esprimere questo riempimento. In particolare quando la densità dei due materiali è differente, può succedere che il punto di massima massa unitaria compattata, non corrisponda al punto di minore indice dei vuoti. Per questo motivo partendo dalle masse specifiche di ciascun materiale si passa a calcolare il volume reale occupato dai solidi al variare della composizione granulometrica.

L'indice dei vuoti (I.V) rappresenta la percentuale di volume dei vuoti rispetto alla volume totale.

Matematicamente ciò può essere espresso tramite l'Equazione 3.5:

$$I.V = 100\% - \left( \frac{\%_A}{\gamma_A} + \frac{\%_B}{\gamma_B} \right) \cdot (M.U.C.) \quad (3.5)$$

In cui:

$\%_A$ : percentuale di ghiaia;

$\%_B$ : percentuale di sabbia;

$\gamma_A$ : massa specifica di ghiaia;

$\gamma_B$ : massa specifica di sabbia;

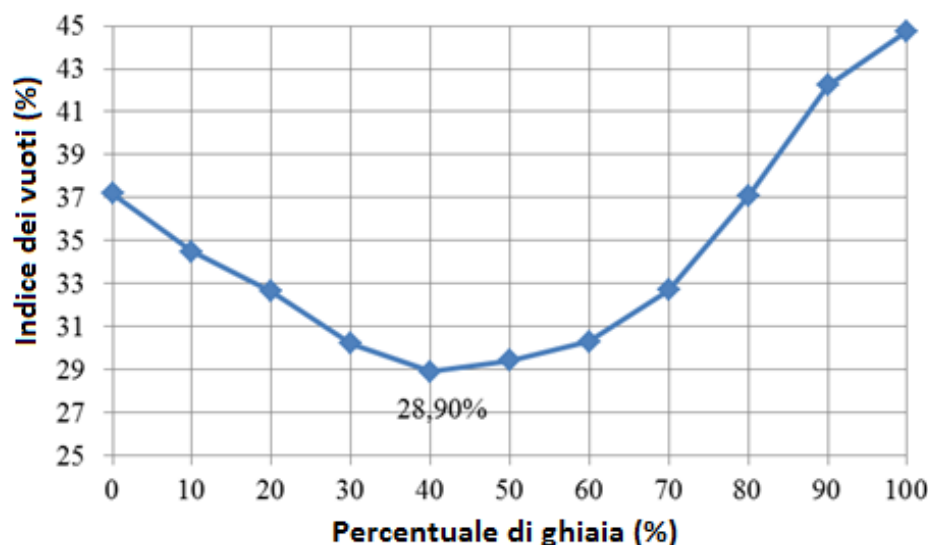
M. U. C.: massa unitaria compattata della miscela.

I risultati per ciascuna miscela di ghiaia e sabbia testata si riassumono in Tabella 3.7.

**Tabella 3.7 Risultati di massa unitaria e volume dei vuoti per ciascuna miscela di ghiaia e sabbia [IZQUIERDO, 2011]**

% Ghiaia	% Sabbia	Massa della miscela compattata (g)	M.U.C (g/l)	I.V (%)
100	0	4739,80	1579,93	44,76
90	10	4915,00	1638,33	42,23
80	20	5310,50	1770,17	37,05
70	30	5629,00	1876,33	32,70
60	40	5805,50	1935,17	30,30
50	50	5840,50	1946,83	29,40
40	60	5752,50	1917,50	28,90
30	70	5557,50	1852,50	30,20
20	80	5393,00	1797,67	32,62
10	90	5197,00	1732,33	34,48
0	100	4937,00	1645,67	37,19

I risultati in termini di indice dei vuoti si riportano nel grafico di Figura 3.7.



**Figura 3.7** Curva dell'indice dei vuoti per le miscele ghiaia – sabbia [IZQUIERDO, 2011]

Dall'analisi dei dati sperimentali si ottiene che la percentuale migliore per il mix design corrisponde al 40% di ghiaia e al 60% di sabbia; il volume di vuoti rimanente, pari al 28,90%, va colmato con pasta cementizia.

Si riporta in Tabella 3.8 il mix design per 1m<sup>3</sup> di calcestruzzo riferendosi a tre rapporti cemento:aggregato, pari a 1:15, 1:10 e 1:6 (povero, medio e ricco) per produrre blocchi strutturali di resistenza pari a 4, 8 e 12 MPa.

**Tabella 3.8** Mix design per 1 m<sup>3</sup> di calcestruzzo [IZQUIERDO, 2011]

Materiali	Rapporto cemento : aggregato		
	1:15	1:10	1:6
Cemento (kg)	141,00	205,20	322,10
Pietrisco (kg)	846,06	820,52	773,14
Sabbia (kg)	1269,09	1230,78	1159,70
Acqua (kg)	143,80	143,60	144,90
Rapporto a/c	1,02	0,70	0,45
Rapporto in massa (c:s:p)	1:9:6	1:6:4	1:3.6:2.4
Additivo rispetto alla massa di cemento (%)	0,35	0,35	0,35
Tenore di malta (%)	62,50	63,60	65,70
Umidità (%)	6	6	6
Modulo di finezza della miscela	4	4	4

Nella Tabella 3.8 si vede che per ciascun rapporto cemento:aggregato, l'umidità è stata fissata al 6% rispetto alla quantità totale dei materiali secchi, mentre la percentuale di additivo è pari allo 0,35%.

### 3.4 PRODUZIONE DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO

I blocchi con l'aggiunta delle fibre naturali di Sisal sono stati realizzati nel Laboratorio di Strutture della EESC.

La blocchiera per la produzione dei blocchi, di marca Makipen modello Pen 200, è in grado di fabbricare fino a 2000 blocchi di 14 x 19x 39 cm in otto ore (Figura 3.8). Si tratta di una macchina semi automatica, dotata di un piano di vibrazione per costipare il calcestruzzo all'interno delle casseforme della macchina. La vibrazione si ottiene tramite due assi eccentrici messi in rotazione da un motore tri fase di 3 HP e costantemente lubrificati tramite oli. L'energia di compattazione utilizzata nella fase di vibrazione è stata stimata in funzione della resistenza richiesta ai blocchi, per ottenere blocchi con una buona finitura, una consistenza rigida e un buon addensamento del calcestruzzo.



**Figura 3.8 Blocchiera Makipen utilizzata per la fabbricazione dei blocchi in laboratorio [IZQUIERDO, 2011]**

Si sono realizzate diverse serie di blocchi variando la lunghezza e il tenore di fibre rispetto al volume di calcestruzzo.

Tutti i materiali sono stati dosati in massa per ottenere un maggiore controllo e una qualità migliore nella produzione dei blocchi.

Per l'impasto del calcestruzzo si è utilizzato un miscelatore meccanico ad asse verticale, a vasca fissa e pale mobili, con capacità di 300 kg (con almeno 3 minuti di tempo in betoniera ad asse verticale si è potuto ottenere un calcestruzzo sufficientemente omogeneo).

Si riporta la sequenza con cui si sono aggiunti i materiali nel miscelatore:

- Dosaggio e miscela di tutti gli aggregati;
- Aggiunta di metà della quantità d'acqua prevista;
- Introduzione del cemento e delle fibre di Sisal;
- Miscela dei materiali per un minuto;
- Aggiunta della quantità di acqua rimasta e dell'additivo;
- Omogeneizzazione finale della miscela.

Dopo l'impasto, il calcestruzzo è stato raccolto in una carriola e in seguito disposto sul piano di vibrazione per il riempimento della forma della macchina. Il calcestruzzo in eccesso è stato rimosso mediante rastrellatura e, in seguito, le aste metalliche della macchina hanno compresso e compattato il calcestruzzo all'interno della forma. Il braccio della macchina è stato poi abbassato per fare alzare la matrice e poter ritirare i blocchi pronti. Terminata la pressatura i blocchi appena confezionati sono stati trasferiti all'interno di apposite camere di stagionatura e stoccati nel vano esterno del laboratorio fino alla data prevista per le prove sperimentali.

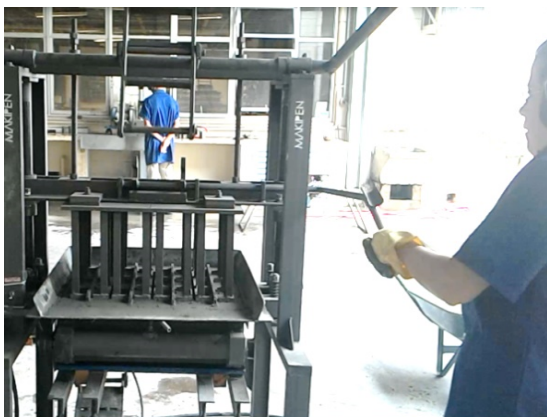
La sequenza di questo processo è illustrata in Figura 3.9.



(a)



(b)



(c)



(d)





(e)



(f)

**Figura 3.9 Sequenza di esecuzione dei blocchi strutturali: (a) raccolta del calcestruzzo nella carriola al termine dell'impasto in betoniera, (b) rastrellatura per eliminare l'eccesso di calcestruzzo, (c) aste metalliche che comprimono e compattano il calcestruzzo fibrorinforzato all'interno della forma della blocciera, (d) abbassamento del braccio della macchina per permettere la salita della matrice e il ritiro dei blocchi, (e) cura dei blocchi all'interno della camera di stagionatura e (f) blocchi stoccati nel vano esterno del laboratorio fino alla data delle prove [IZQUIERDO, 2011]**

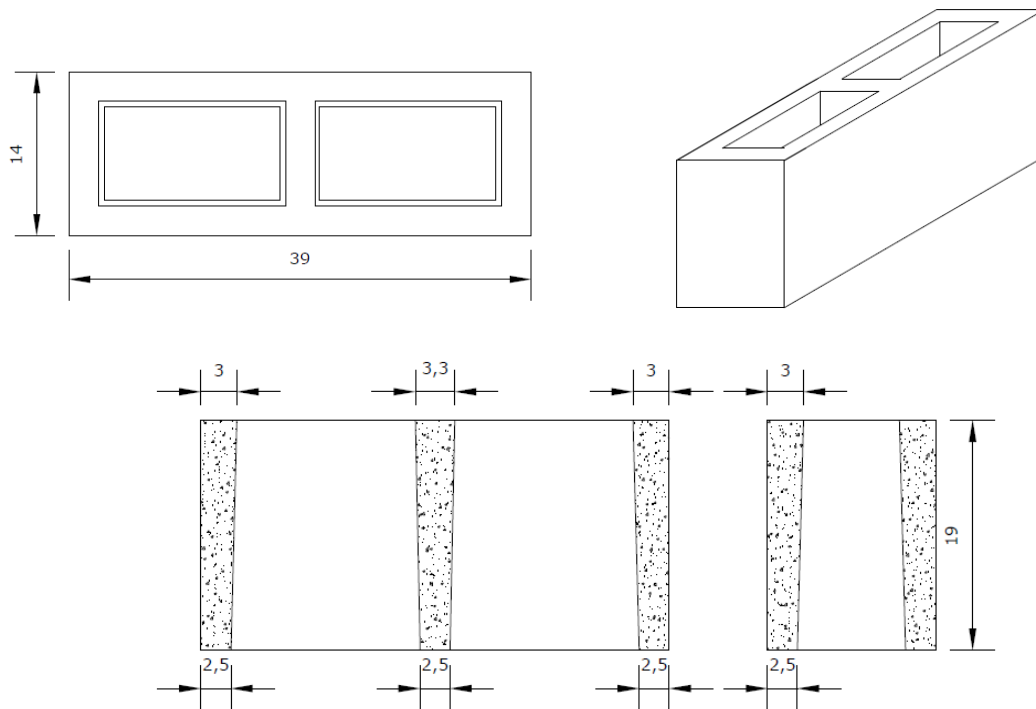
### 3.4.1 Descrizione e caratterizzazione dei blocchi

I blocchi di calcestruzzo fibrorinforzato devono rispettare i limiti imposti dalle norme tecniche riguardo a proprietà fisiche, meccaniche, analisi dimensionali, assorbimento di acqua, tenore di umidità, area effettiva, massa specifica, resistenza a compressione e modulo di deformazione.

#### 3.4.1.1 Analisi dimensionale dei blocchi

Seguendo le prescrizioni della norma NBR 6136:2007 mediante controllo visivo si è verificato che i blocchi non presentassero difetti sistematici, quali crepe, fessure, rotture, superfici irregolari o deformazioni che impediscano il loro corretto utilizzo.

I blocchi (Figura 3.10) sono stati gettati in casseforme per avere dimensioni pari a 140 mm x 190 mm x 390 mm (spessore x altezza x lunghezza). Secondo la norma, le tolleranze sono di  $\pm 2$  mm per la larghezza e di  $\pm 3$  mm per l'altezza e la lunghezza. Gli spessori delle pareti trasversali e longitudinali devono essere almeno pari a 25 mm per i blocchi strutturali di classe M – 15 e la dimensione minima dei fori deve essere  $\geq 70$  mm.



**Figura 3.10 Geometria del blocco di calcestruzzo, misure in cm**

Per ciascuna serie di blocchi si è preso un corpo di prova di sei blocchi, scelti aleatoriamente, per determinare la larghezza, la lunghezza e l'altezza minima delle pareti e le dimensioni dei fori. Ciascuna dimensione è stata misurata in almeno tre punti distinti per ogni faccia, servendosi di un righello metallico di precisione pari a 1 mm, una squadra metallica rettificata e un calibro digitale con approssimazione pari a 0,1 mm. Quale dimensione finale si è utilizzata la media delle misurazioni effettuate. In Figura 3.11 si riportano alcune immagini che descrivono l'analisi dimensionale svolta.



(a)



(b)



(c)

**Figura 3.11 Esecuzione dell'analisi dimensionale sui blocchi: (a) misura della larghezza, (b) misura della dimensione interna dei fori e (c) misura dello spessore delle pareti [IZQUIERDO, 2011]**

#### 3.4.1.2 Assorbimento di acqua e area effettiva dei blocchi

Per determinare l'assorbimento di acqua si sono seguite le prescrizioni della NBR 12118: 2007 "Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio". Per ciascuna serie di blocchi si sono testate tre unità rappresentative.

Dopo lo stoccaggio dei blocchi nel vano esterno del laboratorio, gli stessi sono stati pesati su di una bilancia di marca Mettler Toledo, ottenendo la massa denominata  $M_3$ . Successivamente i blocchi sono stati seccati in stufa alla temperatura di  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  per 24 ore, conformemente a quanto prescritto dalla NBR 12118: 2007. Il blocco raffreddato è poi stato pesato e di nuovo collocato in stufa per altre due ore; questa operazione è stata ripetuta finché la massa misurata presentasse un valore inferiore allo 0,5% della misura precedente. Il valore di massa ottenuto,  $M_1$ , rappresenta la massa in condizione secca del blocco (Figura 3.12).



**Figura 3.12 Blocchi all'interno della stufa [IZQUIERDO, 2011]**

In seguito i blocchi sono stati immersi in acqua alla temperatura di  $(23 \pm 5)^\circ\text{C}$  per 24 ore; sono stati tolti dall'acqua, pesati e immersi nuovamente. Questa operazione è stata ripetuta ogni due ore

fino ad ottenere differenze, in termini di massa misurata, non superiori allo 0,5%. La massa ottenuta prende il nome di massa in condizione saturata e si indica con  $M_2$  (Figura 3.13).



**Figura 3.13 Blocchi immersi in acqua [IZQUIERDO, 2011]**

Il valore di assorbimento di acqua, espresso in percentuale per ciascun blocco ( $A\%$ ), è calcolato attraverso l'Equazione 3.6:

$$A = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \cdot 100 \quad (3.6)$$

In cui:

$A$ : assorbimento di acqua dei blocchi (%);

$M_1$ : massa del blocco seccato in stufa/in condizioni secche (g);

$M_2$ : massa del blocco in condizioni sature (g).

La NBR 6136: 2007 specifica che per i blocchi di calcestruzzo con funzione strutturale l'assorbimento di acqua deve essere minore o uguale al 10%.

La Tabella 3.9 presenta i valori medi dell'assorbimento di acqua per la serie di blocchi BE e BE 20-1% (con fibre di lunghezza 20 mm e all'1% di concentrazione).

**Tabella 3.9 Valore medio dell'assorbimento di acqua dei blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

Tipo di Blocco	Assorbimento di acqua		
	Media	$S_d$	C.V (%)
BE	7,78	0,26	0,03
BE 20-1%	10,00	1,03	0,10

La NBR 6136: 2007 stabilisce che l'assorbimento di acqua, per blocchi strutturali di calcestruzzo, sia minore o uguale al 10%.

I blocchi senza fibre hanno un assorbimento medio minore rispetto a quelli con le fibre. La presenza di fibre nel calcestruzzo fa aumentare l'assorbimento di acqua a causa della maggiore incidenza dei pori permeabili, mantenendo comunque il valore medio all'interno del limite consentito dalla normativa.

L'area effettiva è stata ottenuta mediante il peso sommerso del blocco e il volume di liquido spostato. La divisione tra il volume di liquido spostato e l'altezza del blocco fornisce l'area effettiva media, come mostra l'Equazione 3.7. L'altezza del blocco e il valore di  $M_2$  sono stati ottenuti come descritto in precedenza. Il blocco in condizioni sature è stato immerso in acqua a temperatura di  $(23 \pm 5^\circ\text{C})$  per mezzo di una bilancia idrostatica (Figura 3.14) e il valore ottenuto rappresenta la massa apparente  $M_4$ .

$$A_{liq} = \frac{M_2 - M_4}{H \cdot \rho_a} \cdot 1000 \quad (3.7)$$

In cui:

$A_{liq}$ : area effettiva dei blocchi ( $\text{mm}^2$ );

$M_2$ : massa del blocco in condizioni sature (g);

$M_4$ : massa apparente del blocco (g);

$H$ : altezza media del blocco (mm);

$\rho_a$ : massa specifica dell'acqua ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).



**Figura 3.14 Massa dei blocchi determinata per mezzo della bilancia idrostatica [IZQUIERDO, 2011]**

I valori medi delle aree effettive e nominali per le due serie di blocchi ed il rapporto tra area effettiva e area nominale si riportano in Tabella 3.10.

**Tabella 3.10 Valori medi di area nominale e area effettiva dei blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

Tipo di Blocco	Area nominale (mm <sup>2</sup> )	Area effettiva (mm <sup>2</sup> )	A <sub>liq</sub> /A <sub>nom</sub> (%)
	Media	Media	Media
BE	54117,80	30203,14	55,81
BE 20-1%	54328,11	30679,08	56,47

Dal momento che il rapporto tra l'area effettiva e quella nominale dei blocchi si è mantenuta minore del 75%, i blocchi sono stati classificati come blocchi forati, in accordo alla ABNT NBR 6136: 2007.

#### 3.4.1.3 Tenore di umidità dei blocchi

La percentuale di umidità di ciascun blocco è stata determinata conformemente a quanto descritto da ROMAGNA, 2000, per mezzo dell'Equazione 3.8:

$$U = \frac{M_3 - M_1}{M_2 - M_1} \cdot 100 \quad (3.8)$$

In cui:

$U$ : umidità dei blocchi (%);

$M_3$ : massa del blocco seccato all'aria (g);

$M_1$ : massa del blocco seccato in stufa (g);

$M_2$ : massa del blocco in condizioni sature (g).

La NBR 6136: 2007 stabilisce che il valore massimo di umidità per i blocchi è pari al 40% con variazioni annuali dell'umidità relativa comprese tra il 50% e il 75% (è il caso del Laboratorio di Strutture sito in São Carlos nello stato di São Paulo).

I blocchi rispettano le prescrizioni della norma, come mostrato in Tabella 3.11.

**Tabella 3.11 Valore medio del tenore di umidità dei blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

Tipo di Blocco	Tenore di umidità U (%)		
	Media	S <sub>d</sub>	C.V (%)
BE	31,89	1,11	3,47
BE 20-1%	18,27	1,56	8,54

#### 3.4.1.4 Massa specifica dei blocchi

Le masse specifiche del blocco in condizione secca e satura sono state determinate in modo conforme alla NBR 9778: 2005 "Argamassas e concretos endurecidos: determinação da absorção de água por imersão – índice de vazios e massa específica", secondo le Equazioni 3.9 e 3.10.

$$\gamma_{spec,secca} = \frac{M_3}{(M_2 - M_4)/\rho_a} \quad (3.9)$$

$$\gamma_{spec,sat} = \frac{M_2}{(M_2 - M_4)/\rho_a} \quad (3.10)$$

In cui:

$\gamma_{spec,secca}$ : massa specifica secca dei blocchi ( $\text{g/cm}^3$ );

$\gamma_{spec,sat}$ : massa specifica in condizioni sature dei blocchi ( $\text{g/cm}^3$ );

$M_3$ : massa del blocco seccato all'aria (g);

$M_2$ : massa del blocco in condizioni sature (g);

$M_4$ : massa apparente del blocco (g);

$\rho_a$ : massa specifica dell'acqua ( $\text{g/cm}^3$ ).

In Tabella 3.12 si riportano i valori medi della massa specifica secca all'aria e della massa specifica satura per le due serie di blocchi.

**Tabella 3.12 Valori medi della massa specifica dei blocchi [IZQUIERDO, 2011]**

Tipo di Blocco	Massa specifica secca all'aria ( $\text{g/cm}^3$ )			Massa specifica satura ( $\text{g/cm}^3$ )		
	Media	$S_d$	C.V (%)	Media	$S_d$	C.V (%)
BE	2,18	0,04	1,63	2,33	0,01	0,20
BE 20-1%	2,11	0,05	0,03	2,28	0,03	1,48

I valori di massa specifica secca o satura sono minori per i blocchi con le fibre rispetto a quelli in solo calcestruzzo. Ciò è dovuto alla presenza delle fibre e all'incremento del numero di vuoti che incorporano una quantità maggiore di aria.





## 4 PROGRAMMA SPERIMENTALE II: PROVA DI COMPRESSIONE E DI TRAZIONE INDIRECTA

### 4.1 PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI BLOCCHI

La NBR 12118: 2007 prescrive il metodo di determinazione della resistenza a compressione in blocchi forati di calcestruzzo semplice per la muratura strutturale. La caratterizzazione dei blocchi viene fatta in termini di resistenza media ( $f_{bm}$ ). La Norma specifica che per la realizzazione della prova è necessaria una pressa dotata di due piatti in acciaio utilizzati come appoggio. Per questo motivo si è utilizzata una macchina computerizzata di marca ELE e modello Autotest 2000, con capacità di 2000 kN e velocità di imposizione del carico pari a 2,03 kN/s.

I blocchi sono stati testati previa essiccazione all'aria aperta (Figura 4.1).



**Figura 4.1 Prova di resistenza di compressione del blocco**

Si sono realizzate due serie di prove da 6 blocchi ciascuna, rispettivamente in presenza e in assenza di fibre, per un totale di 12 blocchi testati. Il carico è stato applicato nella direzione di sforzo che il blocco deve sopportare in servizio.

L'allineamento del blocco riveste un ruolo fondamentale durante la prova ed è necessario verificare che il centro di gravità del blocco coincida con il centro di carico dei piatti di acciaio della pressa. Per regolarizzare le facce, inferiore e superiore, del blocco, quest'ultimo è stato rivestito con pasta di cemento, come descritto in 4.1.1.

#### 4.1.1 Rivestimento del blocco

Si rivestono le facce, inferiore e superiore, del blocco con un fine strato di un materiale che, secondo la NBR 12118: 2007, deve offrire una resistenza a compressione almeno pari a quella del blocco oggetto di studio. Si utilizza questo procedimento per ridurre gli effetti delle irregolarità

sulla cima e alla base del blocco e al fine di ottenere una distribuzione più uniforme delle tensioni, minimizzando le concentrazioni di sforzo.

Nelle prove di compressione il rivestimento è a diretto contatto con le piastre in acciaio della pressa.

Per il rivestimento si possono utilizzare paste o malte che formino uno strato di spessore  $\leq 3$  mm. La malta è stata dosata in proporzioni 1:1 (cemento CPV ARI: sabbia fina) con una quantità di acqua sufficiente ad ottenere la consistenza necessaria.

Prove condotte in precedenza dalla Dott. Ing. Indara Soto Izquierdo su corpi di prova (5 x 10 cm) realizzati con la stessa malta, hanno evidenziato valori di resistenza a compressione di molto superiori alla resistenza dei blocchi utilizzati in questo lavoro, (dell'ordine dei 60 MPa a 28 giorni dal getto).

Per l'esecuzione del rivestimento si sono compiuti i seguenti passi:

- stesura di un sottile strato di olio sulla superficie del piano metallico;
- distribuzione della malta in uno strato di  $3 \pm 1$  mm di spessore e posizionamento del blocco;
- rettifica della superficie del blocco con l'ausilio di una livella a bolla;
- asportazione dell'eccesso di malta ai lati del blocco;
- ritiro del blocco dopo 12 ore.

In Figura 4.2 si mostra la sequenza del processo.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 4.2 Rivestimento dei blocchi: (a) distribuzione della malta in uno strato di spessore di  $3 \pm 1$  mm, (b) livellamento del blocco con l'ausilio di una livella a bolla, (c) asportazione della malta in eccesso ai lati del blocco e (d) ritiro dei blocchi dopo 12 ore [IZQUIERDO, 2011]**

#### 4.1.2 Descrizione della prova e analisi dei risultati

Prima della prova si sono determinate l'area effettiva (come descritto in 3.4.1.2) e l'area nominale dei blocchi. Quest'ultima si calcola come il valore medio di almeno tre misurazioni a quote differenti: due alle estremità, inferiore e superiore, e una a metà dell'altezza del blocco (senza sottrarre la superficie occupata dai fori).

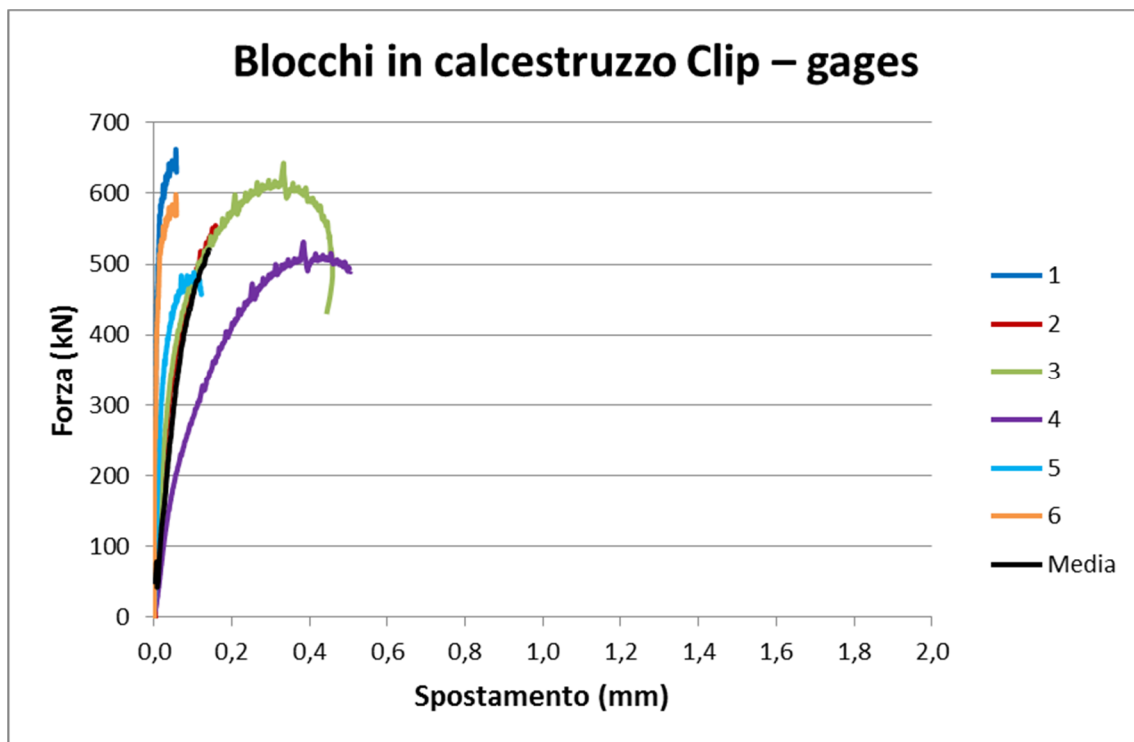
La resistenza di ciascun blocco, espressa in MPa, si ottiene dividendo il carico di rottura rispettivamente per l'area effettiva e l'area nominale.

Si sono utilizzati quattro clip – gages, con base pari a 100 mm, posizionati simmetricamente sulle facce laterali del blocco e quattro trasduttori (con base coincidente all'altezza del blocco, 19 cm) tra le piastre in acciaio per misurare gli spostamenti relativi fra le piastre della macchina (Figura 4.3). In questo modo è stato possibile ottenere le curve di carico – spostamento e sforzo – deformazione specifica e determinare il modulo di elasticità secante dei blocchi, misurato nel tratto compreso tra il 5% e il 33% della resistenza a compressione massima.

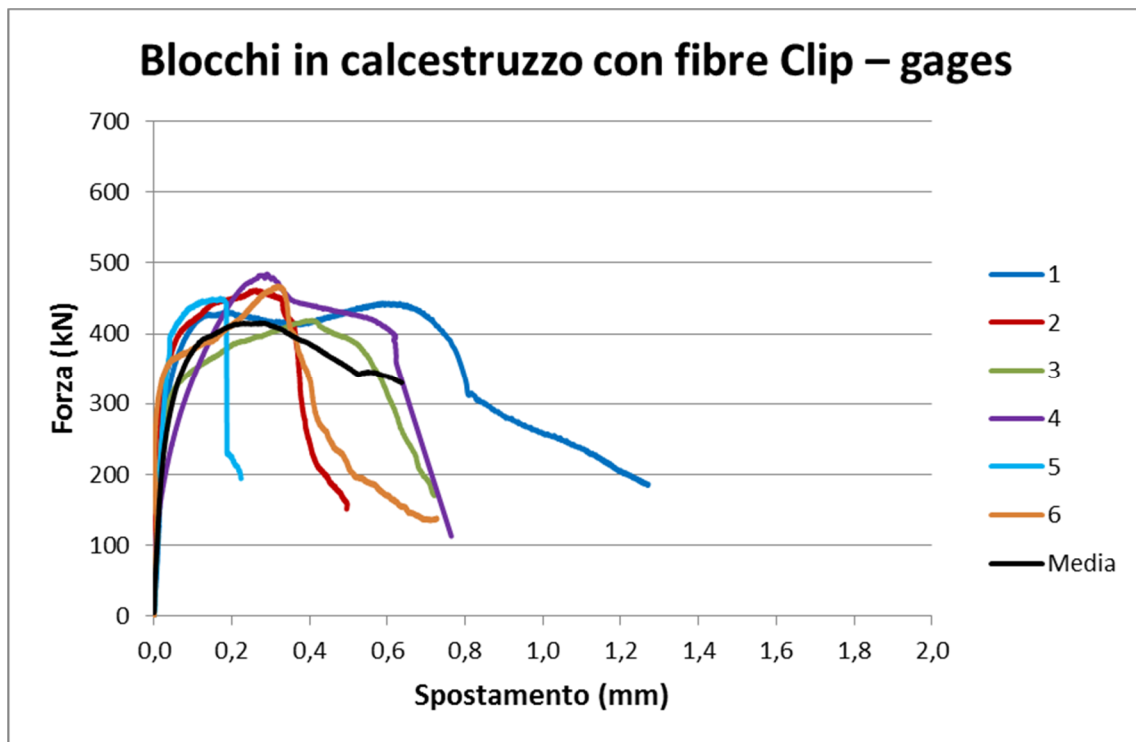


**Figura 4.3** Disposizione dei clip – gages e dei trasduttori sul blocco durante la prova di compressione

Le curve carico – spostamento ottenute per le due serie di blocchi grazie alle misurazioni dei clip – gages, sono mostrate in Figura 4.4.



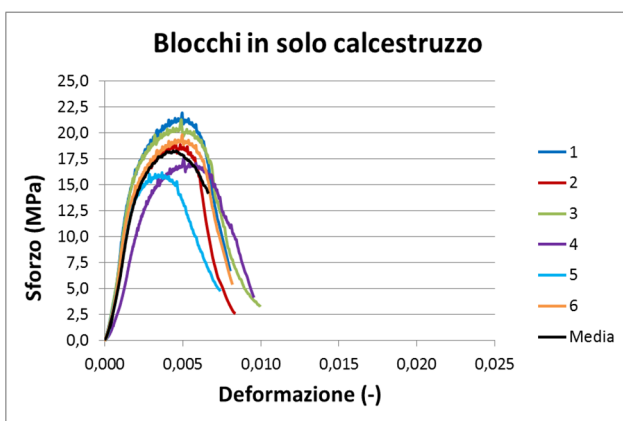
(a)



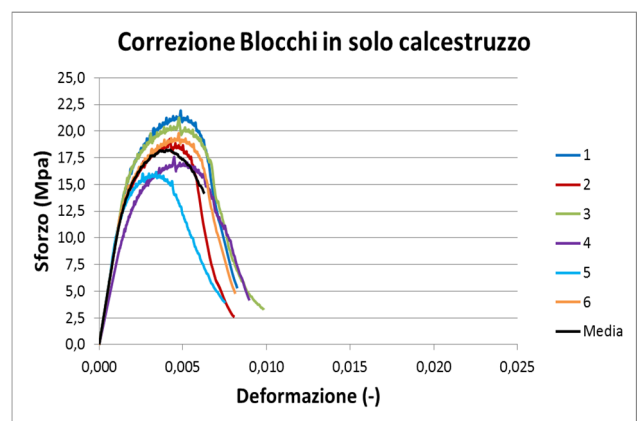
(b)

Figura 4.4 (a) Diagramma Carico – Spostamento per i blocchi in calcestruzzo e (b) per i blocchi con le fibre di Sisal (clip gages)

La Figura 4.5 e Figura 4.6 presentano le curve sforzo – deformazione specifica dei blocchi di calcestruzzo e calcestruzzo con fibre, ottenute dalla media delle misurazioni rilevate dai trasduttori utilizzati nella prova di compressione per ciascun blocco.

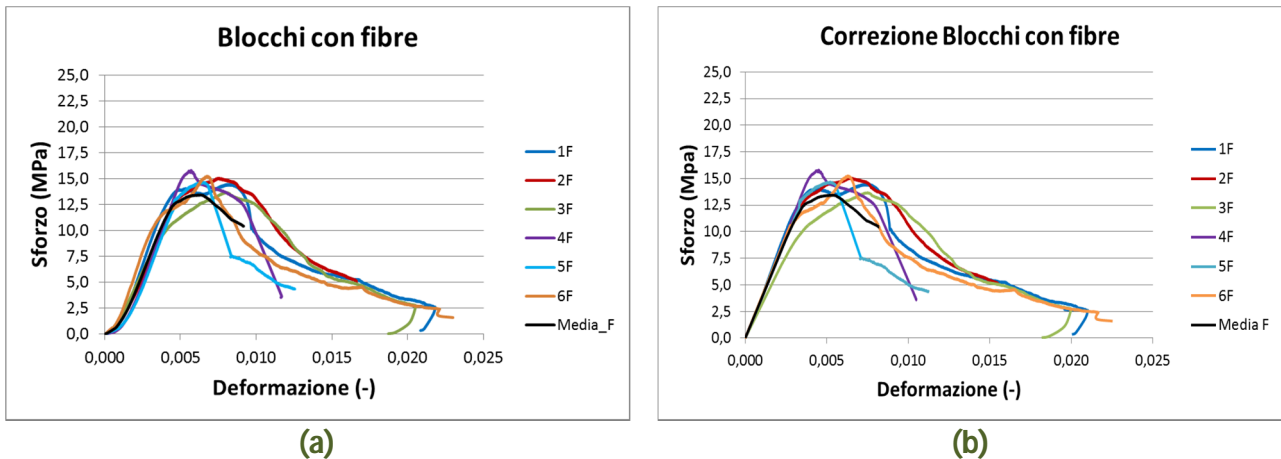


(a)



(b)

Figura 4.5 Diagramma Sforzo – Deformazione per i blocchi in calcestruzzo; (b) correzione del tratto iniziale della curva (trasduttori)

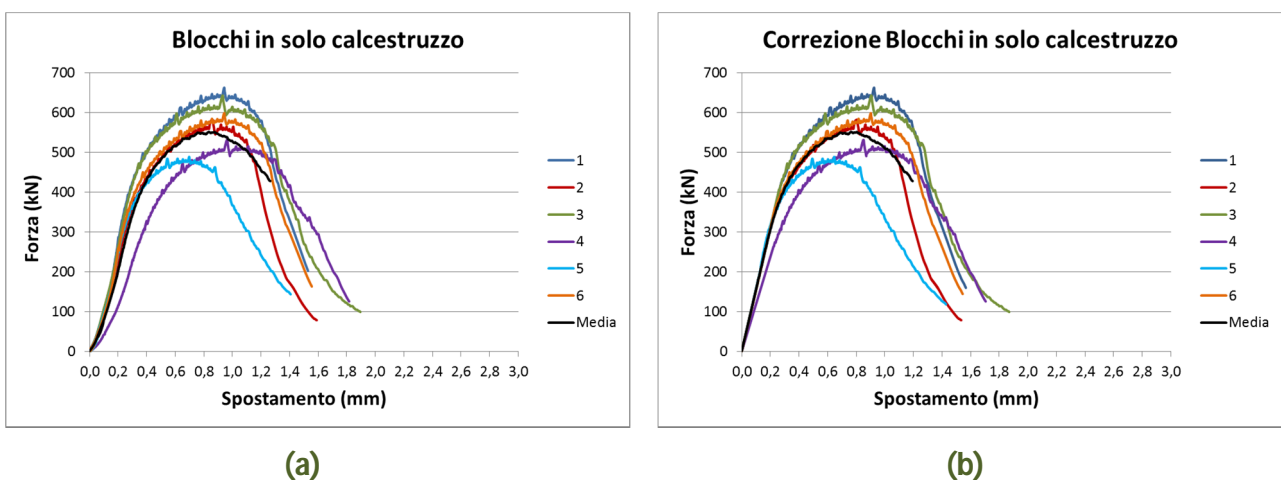


**Figura 4.6 – (a) Diagramma Sforzo – Deformazione per i blocchi in calcestruzzo con fibre di Sisal; (b) correzione del tratto iniziale della curva (trasduttori)**

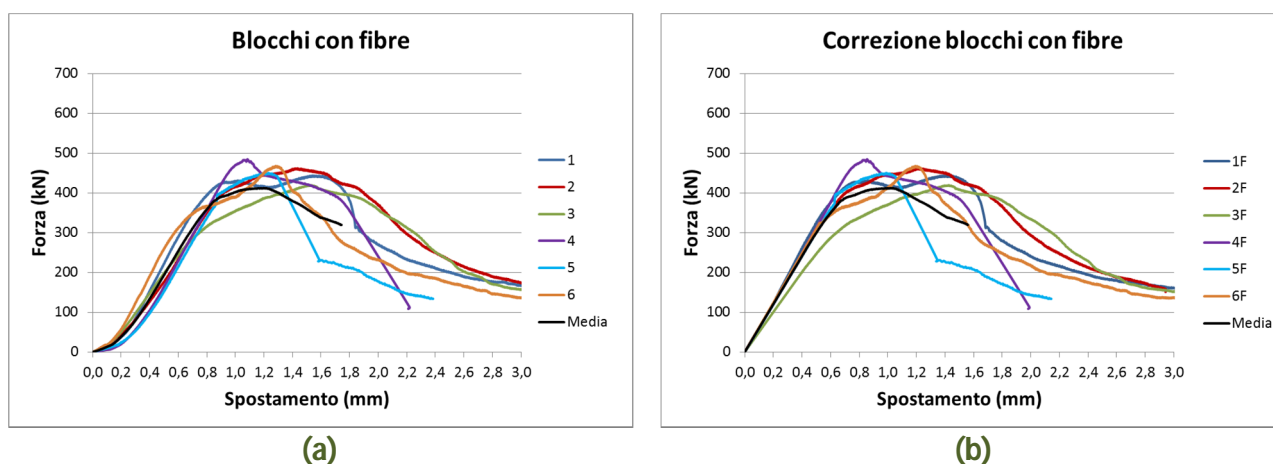
Per ottenere il modulo di elasticità secante è stato necessario aggiustare il tratto iniziale delle deformazioni verticali, a causa dell'interazione blocco – piatti di acciaio della pressa (linearizzazione mediante il software di analisi dati Origin).

Si osserva che l'inclinazione della curva rilevata con i clip – gages, e quindi il modulo di elasticità, è di molto superiore a quella tracciata per mezzo dei trasduttori. Per la successiva fase di modellazione si farà riferimento alla curva carico – spostamento ottenuta per mezzo dei soli trasduttori che risultano più attendibili poiché sono collegati alle piastre in acciaio della pressa e le cui misurazioni non sono inficiate dalle rotture locali a livello del blocco di calcestruzzo.

Per ciascuna serie di blocchi si riportano le curve carico – spostamento, riferendosi alle sole misurazioni dei trasduttori, la cui media (curva in nero) risulterà la base per la calibrazione del modello numerico, (Figura 4.7 e Figura 4.8).



**Figura 4.7 – (a) Diagramma Carico – Spostamento per i blocchi in calcestruzzo; (b) correzione del tratto iniziale della curva (trasduttori)**



**Figura 4.8 – (a) Diagramma Carico – Spostamento per i blocchi in calcestruzzo con fibre di Sisal; (b) correzione del tratto iniziale della curva (trasduttori)**

La Tabella 4.1 presenta i risultati della resistenza a compressione dei blocchi e il modulo di elasticità (rispettivamente in area effettiva e in area nominale), calcolato con i dati dei trasduttori.

**Tabella 4.1 Resistenza a compressione e modulo elastico dei blocchi (Trasduttori)**

Blocco	Forza (kN)	Tensione su $A_{nom}$ (MPa)	Tensione su $A_{liq}$ (MPa)	$E (A_{nom})$ MPa	$E (A_{liq})$ MPa
1	661,92	12,23	21,92	5385,23	9652,03
2	581,70	10,75	19,26	5470,70	9801,45
3	642,37	11,87	21,27	5471,89	9805,15
4	530,88	9,81	17,58	4166,89	7467,27
5	488,45	9,03	16,17	5533,80	9909,36
6	598,09	11,05	19,80	5439,49	9746,77
<b>Media</b>	<b>551,31</b>	<b>10,19</b>	<b>18,25</b>	<b>5210,40</b>	<b>9752,51</b>
1F	443,52	8,16	14,46	2102,18	3725,19
2F	461,70	8,50	15,05	2105,26	3727,55
3F	419,22	7,72	13,66	1758,45	3111,46
4F	484,63	8,92	15,80	2116,33	3748,65
5F	450,30	8,29	14,68	2105,46	3728,36
6F	467,69	8,61	15,24	2166,99	3835,64
<b>MediaF</b>	<b>412,16</b>	<b>7,59</b>	<b>13,43</b>	<b>1973,30</b>	<b>3728,95</b>

I blocchi di calcestruzzo presentano una resistenza a compressione media pari a 18,25 MPa, mentre i blocchi con fibre di Sisal hanno una resistenza media inferiore, pari a 13,43 MPa, circa il 74% della resistenza del solo calcestruzzo calcolata rispetto all'area effettiva.

La stessa percentuale si ottiene dividendo la resistenza media a compressione dei blocchi con l'aggiunta di fibre di Sisal per la resistenza dei blocchi di calcestruzzo, facendo riferimento ai valori di area nominale.

Ciò significa che l'aggiunta di fibre nel blocco causa un decremento della resistenza media a compressione del 26%.

Probabilmente la presenza del Sisal all'interno del calcestruzzo ha innescato fratture nel materiale, ne ha diminuito la compattezza aumentando invece l'indice dei vuoti. Ciò è confermato dalla diminuzione della massa specifica dei blocchi con le fibre rispetto ai blocchi di riferimento.

Si sottolinea che la scelta di adottare fibre di lunghezza pari a 20 mm e in una concentrazione dell'1% si basa sulle conclusioni di studi precedenti che hanno coinvolto gli stessi blocchi al variare della lunghezza e della concentrazione delle fibre. Da tali studi è emerso che l'effetto della concentrazione delle fibre ha bassa influenza sui valori di resistenza a compressione raggiunti, mentre la lunghezza delle fibre in corrispondenza della quale la resistenza è più prossima a quella del solo calcestruzzo è appunto pari a 20mm.

Tra tutti i blocchi testati il BE 20-1% è quello che presenta un comportamento migliore rispetto ai blocchi senza le fibre.

#### 4.1.3 Meccanismi di rottura dei blocchi

Di seguito vengono riportate alcune fotografie significative del meccanismo di collasso che si è verificato nei blocchi in assenza e in presenza di fibre.

Si nota come, durante la prova di compressione, i blocchi privi di rinforzo mostrino un collasso istantaneo, come si vede in Figura 4.9. La rottura brusca è dovuta alla maggiore resistenza a compressione che questi blocchi sviluppano.



(a)





(b)



(c)

**Figura 4.9 (a), (b) e (c) Meccanismi di rottura dei blocchi di calcestruzzo**

I blocchi rinforzati invece impiegano più tempo a giungere a collasso, sono meno affetti da rotture di tipo localizzato e presentano una distribuzione delle fessure più uniforme sul blocco. In questi blocchi il comportamento fragile risulta attenuato, Figura 4.10.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 4.10 (a), (b), (c) e (d) Meccanismi di rottura dei blocchi di calcestruzzo rinforzato**

Continuando a comprimere i provini non si assiste a una rottura di schianto del materiale, bensì a un graduale sgretolamento dello stesso con l'apertura di fessure di dimensione via via maggiore, distribuite lungo gran parte delle superfici laterali del blocco, Figura 4.11.



**Figura 4.11 (a), (b), (c) e (d) Meccanismi di rottura dei blocchi di calcestruzzo rinforzato all'aumentare dello spostamento imposto**

È possibile affermare che le fibre sono in grado di mantenere unite le facce delle fessure; infatti i blocchi rinforzati, anche se già interessati da rotture locali, mantengono le loro parti unite grazie alle fibre e non perdono la loro continuità rendendo la rottura un processo progressivo.

In generale, la maggior parte dei blocchi presenta una distribuzione delle fessure concentrata nella porzione superiore delle pareti longitudinali e fessure verticali nelle pareti trasversali.

## 4.2 PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE INDIRETTA SUL BLOCCO

La resistenza a trazione indiretta del blocco è stata determinata seguendo il procedimento proposto dalla Norma Americana ASTM C1006-7: 2010 "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units", poiché non esiste alcuna Norma Brasiliana dai contenuti simili.

Il procedimento consiste nel disporre due barre cilindriche di 16 cm di lunghezza e 2 cm di diametro sulla faccia superiore e su quella inferiore del blocco per poi applicare una forza di compressione che induce uno stato di trazione lungo la sua altezza.

Le barre vengono collocate nella regione centrale a uno dei due fori, in cui si hanno solo pareti ortogonali alla direzione di carico (Figura 4.12). Test preliminari hanno infatti confermato che applicando il carico al centro del blocco si incorreva in una rottura per schiacciamento e non dovuta alla trazione indiretta che si stava indagando. Si ritiene che ciò sia dovuto alla presenza di pareti interne nella stessa direzione del carico applicato.

Il carico è stato applicato con controllo di spostamento con una velocità di 0,001 mm/s.



**Figura 4.12 Prova di resistenza a trazione indiretta sui blocchi**

Per ottenere la forza di trazione indiretta sui blocchi si utilizza l'Equazione 4.1:

$$f_{tb,ind} = \frac{2F}{\pi \cdot l \cdot h} \quad (4.1)$$

In cui:

$f_{tb,ind}$ : Resistenza a trazione indiretta del blocco, in MPa;

F: Carico applicato, in N;

l: Spessore del blocco, in mm;

h: Altezza del blocco, in mm.

La resistenza a trazione indiretta dei blocchi si calcola considerando lo spessore effettivo (somma degli spessori dei setti ortogonali alla direzione di carico), e lo spessore nominale (spessore complessivo del blocco).

La resistenza media a trazione indiretta del blocco senza le fibre è pari a 1,03 MPa, circa il 5,65% della resistenza a compressione (entrambe misurate in area effettiva), mentre per i blocchi con fibre si ha resistenza a trazione media pari a 0,94 MPa, circa il 7% della resistenza a compressione. Questo valore è minore di quello normalmente proposto in letteratura (PARSEKIAN et al., 2012 per esempio ottengono resistenze a trazione indiretta comprese tra l'8 % e il 16 % della resistenza a compressione del blocco).

In Tabella 4.2 si riportano per i due set di blocchi i valori della resistenza a trazione e il valore della resistenza a trazione media, calcolati rispetto all'area nominale e all'area effettiva.

**Tabella 4.2 Resistenza a trazione indiretta dei blocchi**

Blocco	Forza (kN)	Trazione su $A_{nom}$ (MPa)	Trazione su $A_{liq}$ (MPa)
1	12,02	0,29	0,67
2	12,88	0,31	0,72
3	24,37	0,58	1,36
4	14,28	0,34	0,80
5	16,10	0,39	0,90
6	31,05	0,74	1,73
<b>Media</b>	<b>18,45</b>	<b>0,44</b>	<b>1,03</b>
1F	19,52	0,47	1,09
2F	13,60	0,33	0,76
3F	17,93	0,43	1,00
4F	13,99	0,33	0,78
5F	18,89	0,45	1,06
6F	17,26	0,41	0,96
<b>MediaF</b>	<b>16,87</b>	<b>0,40</b>	<b>0,94</b>



## 5 COMMENTI SUI RISULTATI SPERIMENTALI

### 5.1 CONFRONTO FRA IL COMPORTAMENTO DEI BLOCCHI, DEI PRISMI E DELLE MINI – PARETI

A conclusione del lavoro sperimentale svolto, si vuole confrontare il comportamento del singolo blocco con l'aggiunta di fibre con quello più generale di elementi in muratura fibro – rinforzata.

Servendosi dei dati sperimentali raccolti dalla Dottoressa Indara Soto Izquierdo, si effettua un confronto, in primis, tra il comportamento dei blocchi, dei prismi e delle mini pareti in calcestruzzo; successivamente, per i tre elementi, si indagano i cambiamenti in termini di resistenza a compressione e duttilità che si ottengono con l'aggiunta delle fibre di Sisal.

Tenendo conto che gli studi di Indara Soto Izquierdo hanno coinvolto blocchi, prismi e pareti in muratura con lunghezze e frazioni volumetriche di fibre differenti, si focalizza il confronto sul tenore dell'1% e sulla lunghezza di 20 mm. Tali valori, oltre ad essere quelli utilizzati per realizzare il blocco oggetto di studio, sono quelli che, per i blocchi, per i prismi e per le mini pareti, hanno fornito i risultati migliori per quanto riguarda la resistenza a compressione sviluppata<sup>2</sup> [IZQUIERDO, 2011].

#### 5.1.1 Blocchi e prismi

Nella Tabella 5.1 e nella Tabella 5.2 si riportano i valori della resistenza a compressione, del modulo di Young (riferiti all'area nominale), della deformazione al 33% della tensione di rottura e della deformazione ultima, per i blocchi e i prismi di muratura.

**Tabella 5.1 Resistenza a compressione, modulo di deformazione e deformazioni dei blocchi, con e senza l'aggiunta di fibre**

Tipo di Blocco	$f_c$ (MPa)	E (MPa)	Def. 33% (‰)	Def. ultima (‰)
BE	10,19	9752,51	0,64	4,04
BE 20–1%	7,59	1973,3	1,27	5,44

In Tabella 5.1 si leggono i dati riguardanti il blocco di calcestruzzo (BE) e il blocco rinforzato (BE 20 – 1%).

Come già osservato nel Capitolo 4, i blocchi rinforzati con le fibre presentano una diminuzione media della resistenza a compressione (calcolata rispetto all'area nominale) del 25,5% rispetto a quelli in calcestruzzo.

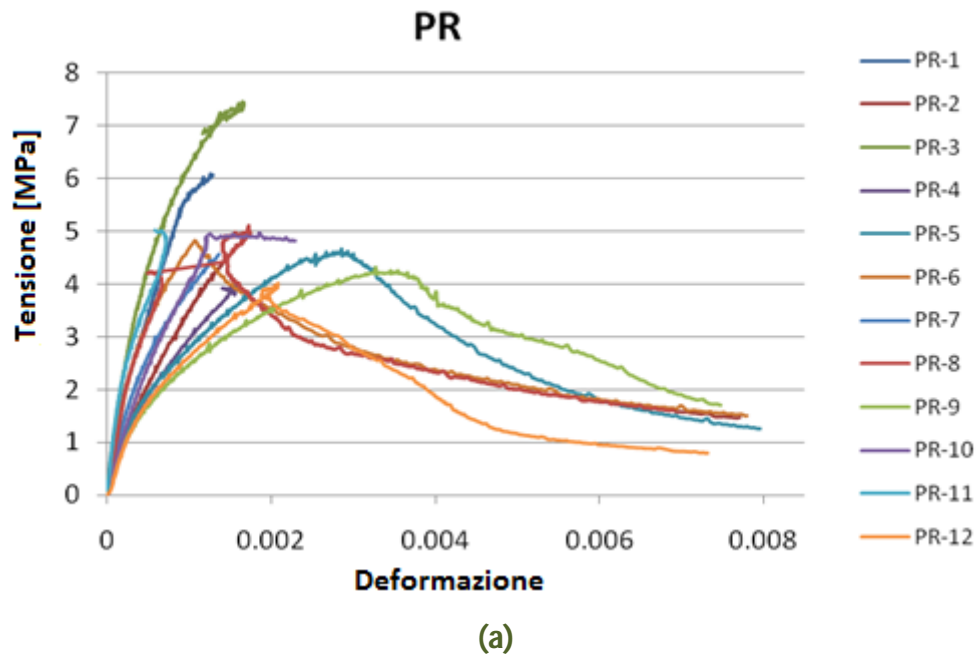
<sup>2</sup>La scelta della frazione volumetrica delle fibre influenza maggiormente il valore della resistenza a compressione nei prismi, piuttosto che nei blocchi. Ciò è comprovato da analisi statistiche e dimostra che il tenore delle fibre ha una reale influenza sulla resistenza a compressione dei campioni di prova [IZQUIERDO, 2011].

**Tabella 5.2 Resistenza a compressione, modulo di deformazione e deformazioni dei prismi, con e senza l'aggiunta di fibre [IZQUIERDO, 2011]**

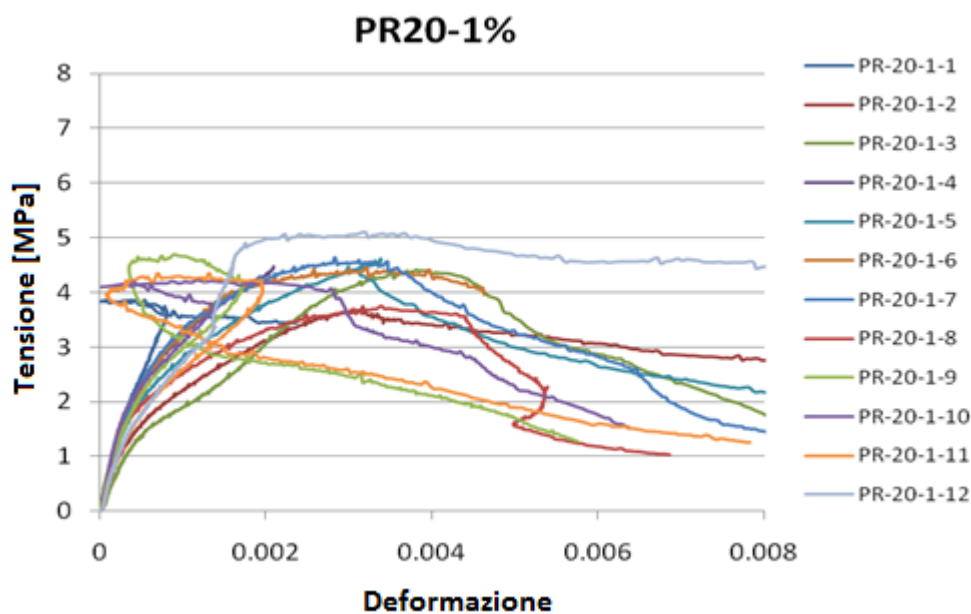
Tipo di Prisma	$f_c$ (MPa)	E (MPa)	Def 33% (‰)	Def ultima (‰)
PR	5,19	5283,86	0,28	1,18
PR 20-1%	4,37	4484,49	0,31	2,22

La Tabella 5.2 conferma i risultati ottenuti per i blocchi: infatti, anche nel caso dei prismi si assiste a una riduzione del 16% della resistenza a compressione degli elementi rinforzati, rispetto a quelli in calcestruzzo semplice. Analizzando i risultati si nota anche una riduzione della rigidità dei prismi con l'aggiunta delle fibre, rispetto a quelli in calcestruzzo semplice. Questo risultato conferma che a resistenze maggiori corrispondono elementi più rigidi.

Per una migliore visualizzazione dei risultati si riportano le curve sforzo – deformazione (nominali) per ciascun prisma (PR 20 – 1%) testato, e per i prismi (PR) in calcestruzzo senza fibre, Figura 5.1.







**Figura 5.1 Curve Sforzo – Deformazione dei prismi (a) in calcestruzzo semplice, PR e (b) dei prismi con l'1% di fibre, PR 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011]**

Sebbene vi sia una riduzione della resistenza a compressione dei prismi rinforzati rispetto a quelli in calcestruzzo semplice, si ottiene un incremento nella capacità di dissipare energia di deformazione da parte dei prismi rinforzati, i quali presentano un tratto post – picco di ampiezza maggiore. Ciò dimostra che la presenza delle fibre rende i materiali compositi vantaggiosi, in termini di duttilità e di capacità resistente residua, anche in seguito alla fessurazione della matrice. In termini di rottura si passa da una rottura di tipo fragile ad una duttile, come sotto discusso.

#### 5.1.1.1 Rottura dei prismi di muratura

Nella maggior parte delle prove sperimentali, la rottura è stata causata dall'apertura di fessure verticali lungo i setti laterali dei prismi. Queste ultime si innescano nei blocchi in prossimità dei giunti di malta, per poi propagarsi su tutta l'altezza del blocco, causando rotture per trazione nella regione prossima ai giunti.

La Figura 5.2 mostra le forme di rottura per i prismi senza fibre (PR) e per i prismi con l'1% di fibre (PR 20 – 1%).



**Figura 5.2 Rottura dei prismi (a) senza fibre, PR e (b) dei prismi con l'1% di fibre, PR 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011]**

La malta tende a deformarsi maggiormente rispetto ai blocchi poiché è meno rigida degli stessi. La deformazione dei giunti è però impedita dall'aderenza tra i due materiali, che provoca la nascita di tensioni di trazione nei blocchi in direzione ortogonale rispetto all'asse verticale di compressione [LA ROVERE, 2001]. Ciò è in linea con il noto meccanismo di rottura di Hilsdorf [HILSDORF et. al., 1969] per pannelli in muratura di mattoni.

Durante la prova di compressione sui prismi rinforzati, si osserva una rottura duttile degli elementi, che si mantengono uniti grazie all'aderenza tra le fibre e la matrice cementizia. Invece, nei prismi in calcestruzzo si osserva una rottura brusca, caratteristica del comportamento fragile, si veda la Figura 5.3.



**Rottura fragile dei prismi in solo calcestruzzo**



**Rottura duttile dei prismi con le fibre**

**Figura 5.3 Rotture dei prismi sotto compressione [IZQUIERDO, 2011]**

### 5.1.2 Mini – pareti

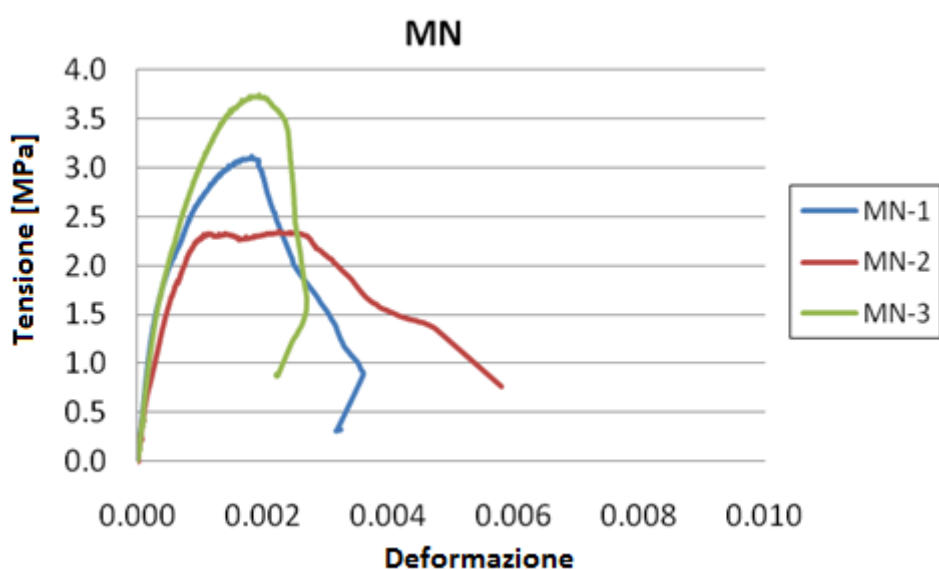
Nella Tabella 5.3 si riportano i valori della resistenza a compressione, del modulo di Young (riferiti all'area nominale), della deformazione al 33% della tensione di rottura e della deformazione ultima per le mini – pareti in calcestruzzo semplice e rinforzato.

**Tabella 5.3 Resistenza a compressione, modulo di deformazione e deformazioni delle mini – pareti con e senza l'aggiunta di fibre [IZQUIERDO, 2011]**

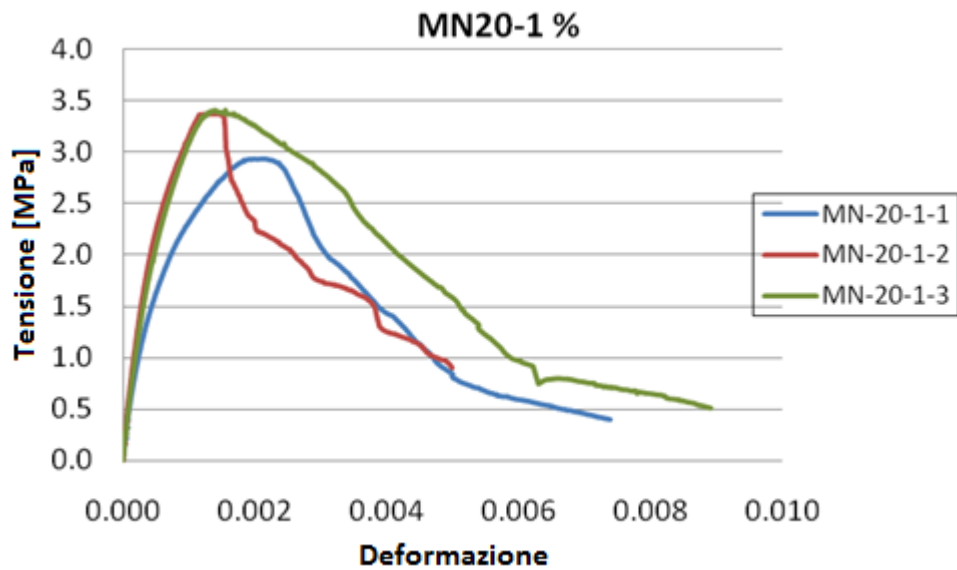
Tipo di Parete	$f_c$ (MPa)	E (MPa)	Def 33% (‰)	Def ultima (‰)
MN	3,08	5332	0,19	1,30
MN 20-1%	3,30	5243	0,20	1,47

Per le mini pareti rinforzate si ha un incremento della resistenza a compressione del 7%, rispetto alle pareti in calcestruzzo.

Per una maggiore comprensione dei risultati in Figura 5.4 si tracciano le curve di sforzo – deformazione (nominali) per le tre mini pareti rinforzate (MN 20 – 1%), mettendole a confronto con le curve delle mini pareti in calcestruzzo semplice (MN).



(a)



(b)

**Figura 5.4** Curve Sforzo – Deformazione delle mini – pareti (a) in calcestruzzo semplice, MN e (b) delle mini – pareti con l'1% di fibre, MN 20 – 1% [IZQUIERDO, 2011]

Si nota che le curve delle mini pareti rinforzate con le fibre di Sisal presentano forme simili a quelle delle mini – pareti senza le fibre. La resistenza a compressione delle pareti non mostra marcate differenze tra pareti rinforzate e non, seppure la resistenza a compressione media delle prime risulti superiore a quella media delle seconde (per un commento dettagliato si rimanda al Paragrafo 5.2). Si mette in evidenza l'incremento di capacità di deformazione delle pareti rinforzate rispetto a quelle in calcestruzzo.

Le fibre hanno inoltre permesso di mantenere le facce delle fessure unite, ostacolando la perdita di continuità del materiale.

### 5.1.2.1 Rottura delle mini – pareti

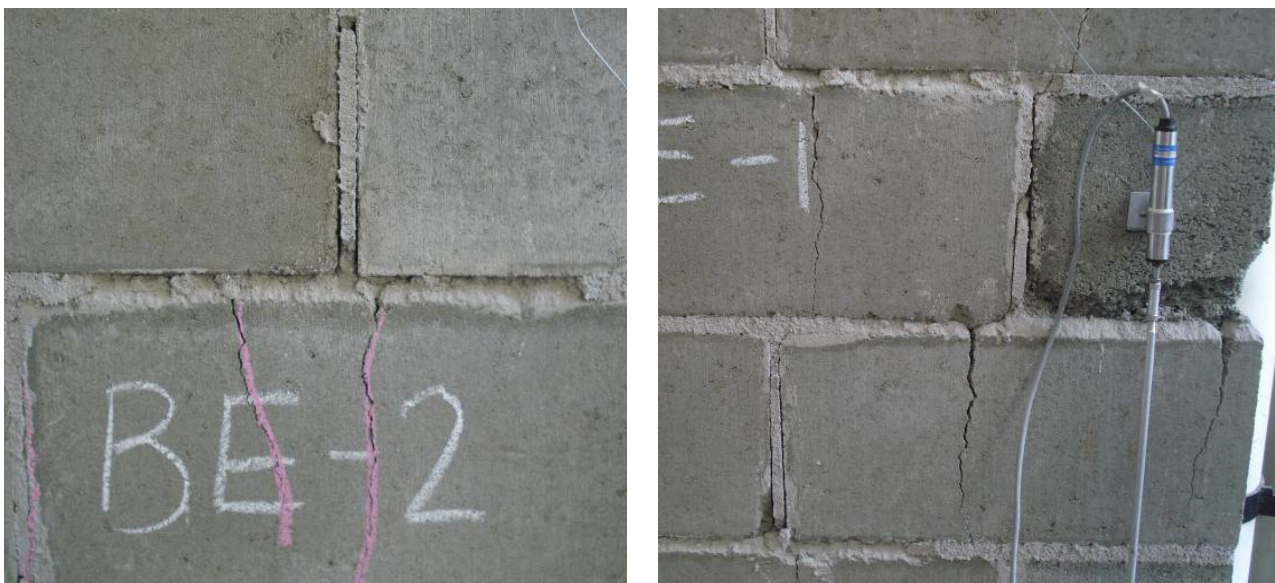
Le fessure cominciano a svilupparsi nei punti di discontinuità del materiale composito e sono ostacolate nella loro propagazione dalla presenza delle fibre.

L'aumento di duttilità, conferito dalle fibre, è dovuto all'aumento di energia di deformazione assorbita durante la fessurazione ad opera delle stesse, Figura 5.5.



**Figura 5.5 Campo fessurativo e rottura delle mini – pareti in calcestruzzo rinforzato(MN 20 – 1%) [IZQUIERDO, 2011]**

Nella maggior parte delle mini – pareti non rinforzate (MN) si è avuto uno schiacciamento localizzato della malta nei giunti orizzontali e verticali, come illustrato in Figura 5.6, preceduto dalla formazione di fessure verticali nei blocchi.



**Figura 5.6 Schiacciamento della malta nei giunti per le mini – pareti in calcestruzzo semplice (MN) [IZQUIERDO, 2011]**

## 5.2 ANALISI GENERALE DEI BLOCCHI E DEGLI ELEMENTI TESTATI

Come osservato in precedenza, le mini – pareti fibro rinforzate mostrano un comportamento migliore rispetto ai prismi e ai blocchi, rinforzati e non.

Prendendo a riferimento la resistenza a compressione dei blocchi, rispettivamente in calcestruzzo semplice e rinforzato con le fibre di Sisal, si vede come, nel caso del solo calcestruzzo, i prismi presentino una riduzione media della resistenza a compressione del 50%, mentre per le mini – pareti tale riduzione media è dell'ordine del 70%. Nel caso invece di blocchi rinforzati, la perdita di resistenza nei prismi rinforzati è del 40%, mentre per la resistenza delle pareti rinforzate si parla di una diminuzione media di circa il 60%.

L'analisi poi rivela che i blocchi con le fibre presentano una diminuzione media della resistenza a compressione rispetto ai blocchi in calcestruzzo di circa il 26%. Per i prismi rinforzati la diminuzione rispetto ai prismi in calcestruzzo è del 16%, mentre per le mini pareti rinforzate si ha un aumento di circa il 7% rispetto alle pareti in calcestruzzo semplice.

Si possono giustificare tali risultati pensando al comportamento meccanico differente per i tre elementi e alle diverse tensioni di trazione che si sviluppano nei vari casi.

La prova di compressione sui blocchi è sempre caratterizzata da un certo effetto di confinamento; che dipende da:

- i vincoli alle estremità, rappresentati dalle piastre della pressa;
- l'utilizzo di un rivestimento per il blocco;
- il basso rapporto tra altezza e spessore.

Ne consegue un aumento delle tensioni di compressione trasversali, che permette ai blocchi di raggiungere una resistenza superiore a quella del materiale che li compone, quando sollecitati solo da compressione assiale.

I prismi sono elementi costituiti da due blocchi collegati da un giunto di malta orizzontale. Le tensioni verticali applicate nei prismi si distribuiscono lungo tutta la sezione del blocco e della malta, inducendo, a causa della differenza di rigidità, tensioni orizzontali di trazione nei blocchi. Queste tensioni di trazione si sviluppano nei blocchi, in prossimità dei giunti e diminuiscono man mano ci si allontana da essi [MOHAMAD, 2007].

D'altro lato, le mini – pareti sono costituite dall'unione di blocchi di muratura collegati da giunti di malta orizzontali allineati e giunti verticali sfalsati di mezzo blocco. Questa disposizione rende le mini – pareti l'elemento di muratura più rappresentativo del comportamento a rottura della muratura, poiché rappresenta una piccola porzione del materiale con tutte le sue caratteristiche principali.

Nelle mini – pareti le fibre di Sisal danno risultati migliori perché probabilmente riescono a svilupparsi tensioni di trazione nei blocchi di entità maggiore. Ciò è dovuto a due motivi principali. Il primo è che l'elemento di prova è di dimensioni maggiori ed è quindi soggetto ad un confinamento minore a causa dell'apparato di prova. Oltre a ciò, le maggiori trazioni nel blocco si

possono spiegare anche per l'esistenza di giunti verticali sfalsati, che non si hanno invece all'interno dei prismi. È relativamente facile giustificare questo tipo di comportamento quando si osservano, per esempio, la Figura 5.5 e la Figura 5.6. In queste figure si vedono fessure che rompono il blocco e che si originano nel blocco sotto i giunti verticali. Queste fessure verticali che tagliano i blocchi sono fessure di trazione. Sotto questo tipo di sollecitazione le fibre agiscono come rinforzo efficiente e possono effettivamente contribuire al miglioramento della capacità resistente del materiale. A causa del loro basso modulo di deformazione infatti, le fibre intervengono dopo la fessurazione della matrice. Ciò conduce a un assorbimento maggiore di energia e conferisce alla mini – parete la capacità di sopportare incrementi di carico dopo la fessurazione, aumentandone la duttilità e la tenacità [BRANDT, 1995]. Tale capacità è visibile solo nelle mini – pareti, nelle quali si osserva un comportamento strutturale con redistribuzione degli sforzi, assente o trascurabile nei blocchi e nei prismi.

Blocchi, prismi e mini – pareti sono comunque in grado di offrire incrementi di deformazione quando costituiti da calcestruzzo con l'aggiunta di Sisal, come mostrato nelle curve sforzo – deformazione riportate nei Paragrafi 5.1.1 e 5.1.2.

La duttilità ottenuta si deve alla presenza delle fibre all'interno del calcestruzzo: esse mantengono le facce delle fessure unite grazie all'aderenza con la matrice cementizia, e ostacolano la perdita di continuità del materiale.

Sia nei blocchi e, in modo ancora più marcato, nei prismi e nelle piccole – pareti, si vede che con l'aggiunta delle fibre di Sisal si ottiene una rottura di tipo duttile. Invece gli elementi in calcestruzzo si caratterizzano per una rottura brusca, tipica del comportamento fragile.





## 6 MODELLAZIONE NUMERICA DEI BLOCCHI DI CALCESTRUZZO

### 6.1 ASPETTI RIGUARDANTI LA STRATEGIA DELLA MODELLAZIONE NUMERICA

#### 6.1.1 introduzione:

In questo elaborato di tesi, in seguito alla fase sperimentale si è fatto affidamento sulla modellazione numerica per analizzare e tentare di riprodurre il comportamento di un elemento strutturale. Molto spesso infatti è necessario affidarsi quasi totalmente alle analisi numeriche per lo studio di problemi ingegneristici che, altrimenti, richiederebbero un impegno economico e di tempo eccessivi.

Per questo motivo la scelta di una simulazione numerica basata sul metodo degli elementi finiti può rappresentare un'alternativa interessante permettendo la realizzazione di analisi anche di tipo parametrico con relativa facilità.

Queste analisi possono essere eseguite per mezzo di svariati codici computazionali, si citano per esempio, tra i più comuni, ABAQUS, ANSYS, DIANA, MIDAS e SAP; in questo caso si è scelto di fare affidamento sul codice DIANA, con l'interfaccia grafica di FX+, soprattutto perché dovendo lavorare con un materiale composito, citando ROCHA, 2012, "DIANA è uno tra i programmi di calcolo strutturale che presenta i modelli più precisi per tenere conto degli effetti della fessurazione nel calcestruzzo".

### 6.2 IL CODICE DI CALCOLO DIANA TNO

Il codice di calcolo DIANA è stato sviluppato nel 1972 da ingegneri civili della "TNO Building and Construction Research Company (Olanda)". I campi di utilizzo sono molteplici: DIANA può essere utilizzato in ingegneria meccanica, biomedica, geotecnica ecc. Inoltre il codice di calcolo DIANA essendo stato sviluppato interamente da ingegneri civili vanta la maggiore accuratezza nella scelta dei modelli costitutivi per caratterizzare il comportamento strutturale del calcestruzzo, prendendo in considerazione fenomeni complessi quali la fessurazione, la plasticizzazione, la viscosità, il ritiro, gli effetti della temperatura e l'instabilità, tra gli altri [RAMOS, 2010].

All'interno del codice DIANA è possibile scegliere tra diversi tipi di analisi, tra le quali si citano: la lineare elastica, la non lineare statica e dinamica, le analisi di instabilità Euleriana, analisi termiche e termo – strutturali.

In questa tesi ci si serve di un'analisi preliminare elastica seguita da un'analisi statica non lineare.

Nei prossimi paragrafi si descrivono le tappe eseguite per definire il modello strutturale tridimensionale.

### 6.3 CONSIDERAZIONI SULLE TAPPE DI PRE – PROCESSAMENTO DEI DATI

Il pre – processamento di un modello numerico consiste nella definizione di tutti i parametri necessari per l'esecuzione delle analisi oggetto di studio, quali: la geometria, il tipo di elementi finiti da utilizzarsi, lo sviluppo della maglia ad elementi finiti, l'applicazione dei carichi, la scelta e l'applicazione delle condizioni al contorno e la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali.

Il pre – processore del codice di calcolo DIANA è iDIANA, verranno in seguito presentati i comandi base per l'utilizzo di iDIANA anche se per i modelli finali di questa tesi si è scelto di adottare il pre – processore FX+, dotato di un'interfaccia grafica più semplice e che ha riportato scarti minimi, in termini di risultati, con l'iDIANA.

Sebbene i primi modelli siano stati realizzati in iDIANA, per semplificare la stesura del modello a livello di cambiamento di vincoli e di maglia, si è preferito utilizzare come modelli finali quelli ottenuti mediante il pre – processore FX+ (dal confronto dei due, mediante analisi lineari eseguite in entrambi, si è visto gli scarti nei risultati erano di entità contenuta).

All'inizio di un nuovo modello vanno definite le unità di misura con cui si intende lavorare onde evitare futuri errori nel passaggio dei dati al processore (Mesh Edit).

In questo lavoro le unità di misura adottate sono i centimetri (cm) per le lunghezze e i Newton (N) per le forze.

Il pre – processamento in iDIANA può essere fatto in tre modi:

- Attraverso il “Command Browser”;
- Digitando stringhe di comandi;
- Leggendo i comandi da archivi batch (si tratta di archivi di testo che contengono tutti i comandi necessari per generare il modello).

Si rimanda all'APPENDICE II per avere maggiori informazioni riguardo alla lettura di comandi da archivi batch.

Durante la realizzazione delle prime maglie in iDIANA ci si è serviti delle stringhe di comando e del Command Browser per dare gli input al programma sebbene gli archivi batch facilitino la realizzazione delle analisi, specialmente quelle parametriche.

Dal momento che, per un utente alle prime armi, l'utilizzo di iDIANA può risultare ostico nell'APPENDICE I si forniscono spiegazioni dettagliate sui principali comandi di iDIANA utilizzati per definire la geometria, gli elementi finiti, i carichi, le condizioni al contorno e le proprietà dei materiali.

## 6.4 DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

La definizione della geometria in iDIANA presenta un ordine gerarchico, ossia, per prima cosa si creano i punti per poi creare le linee, le superfici e i solidi. Un'alternativa è quella di creare le superfici direttamente a partire dai punti. Dall'unione di più superfici si creano elementi solidi.

Durante la definizione della geometria del modello, per facilitare l'applicazione dei carichi, delle condizioni al contorno, delle proprietà dei materiali, della visualizzazione dei risultati e tabulazione è possibile creare dei SETs, cioè raggruppamenti di elementi della geometria (punti, linee, superfici e volumi).

La creazione dell'elemento solido pieno è stata fatta indicando le quattro superfici laterali perimetrali che lo compongono e sottraendo i due solidi delimitati da superfici di forma irregolare che formano i due fori del blocco.

Questo procedimento si è rivelato molto laborioso, sia per le rigide norme di inserimento delle superfici per la creazione di solidi, ancor più se di forma irregolare, sia per la necessità di creare individualmente tutti i solidi, le linee e le superfici del modello, richiedendo uno script piuttosto lungo.

In presenza di solidi regolari sarebbe stato possibile servirsi del comando di estrusione di DIANA "GEOMETRY SWEEP", il quale permette, conoscendo solo le linee e le superfici di una qualsiasi sezione trasversale dell'elemento, di realizzare la geometria completa.

È importante ricordare che tutte le linee, le superfici e i solidi del modello in cui verranno applicati i materiali e le condizioni al contorno vanno numerate secondo un ordine logico e raggruppate in SETs.

In Figura 6.1 si riporta una schermata del programma iDIANA che illustra quanto descritto finora.

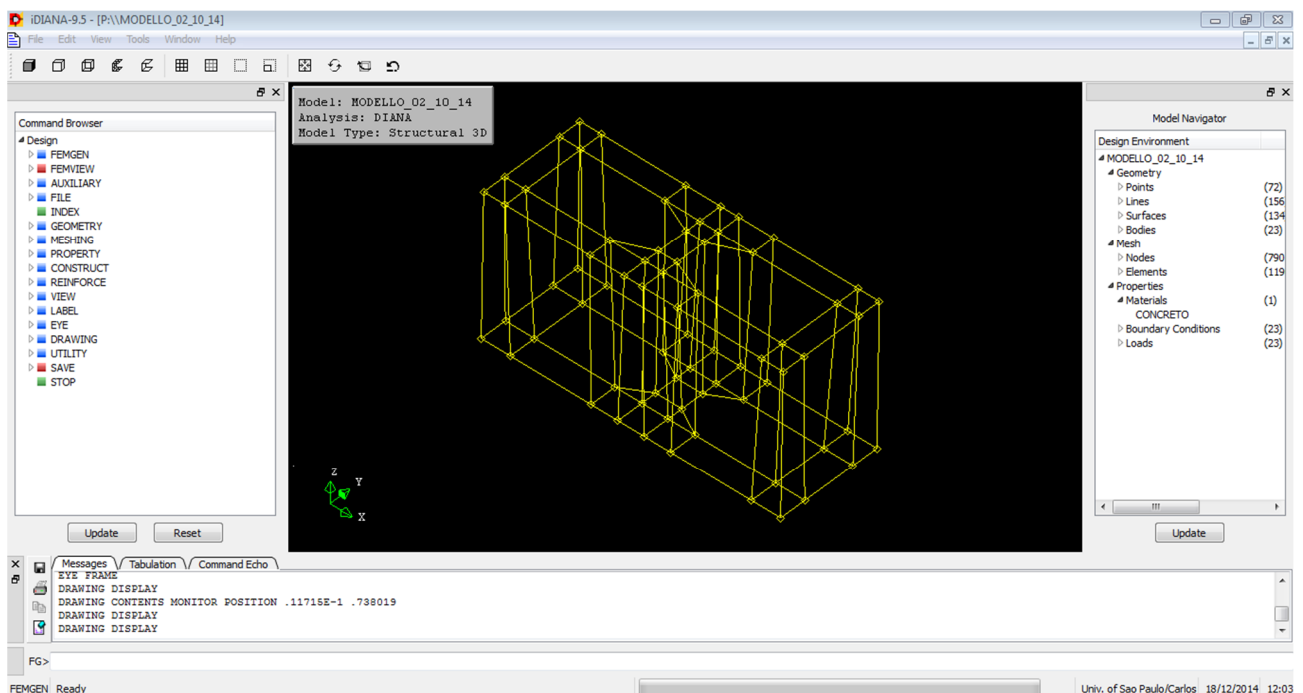


Figura 6.1 Definizione della geometria del blocco in iDIANA

## 6.5 SCELTA DEGLI ELEMENTI FINITI

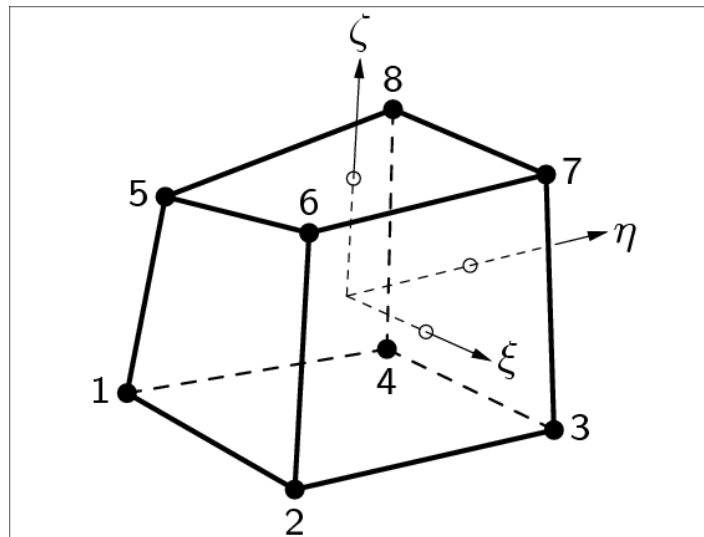
Gli elementi finiti utilizzati per disegnare la maglia sono:

- HX24L;
- TP18L

L'elemento HX24L è un elemento solido isoparametrico ad 8 nodi con 3 gradi di libertà nodali che rappresentano le traslazioni nelle direzioni  $x$ ,  $y$  e  $z$  (Figura 6.2), e funzioni di interpolazione bilineari:

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\zeta\xi + a_7\xi\eta \quad (6.1)$$

dove  $\xi, \eta, \zeta$  rappresentano un sistema di coordinate intrinseche al singolo elemento finito, variabili tra -1 e 1.



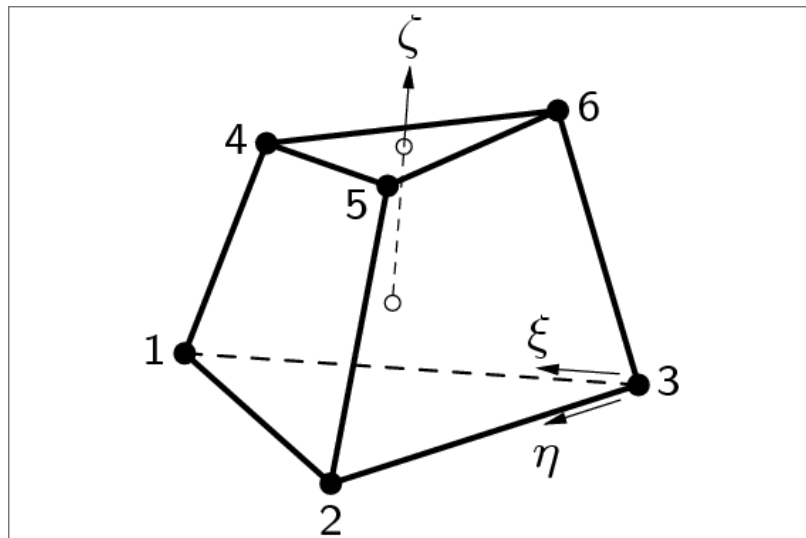
**Figura 6.2** Elemento HX24L per la realizzazione della maglia del blocco [DIANA USER'S MANUAL, 2014]

Questi polinomi rappresentano la seguente distribuzione di sforzo e di deformazione sul volume dell'elemento:

- La deformazione  $\epsilon_{xx}$  e lo sforzo  $\sigma_{xx}$  sono costanti in direzione  $x$  e variano linearmente lungo le direzioni  $y$  e  $z$ ;
- La deformazione  $\epsilon_{yy}$  e lo sforzo  $\sigma_{yy}$  sono costanti in direzione  $y$  e variano linearmente lungo le direzioni  $x$  e  $z$ ;
- La deformazione  $\epsilon_{zz}$  e lo sforzo  $\sigma_{zz}$  sono costanti in direzione  $z$  e variano linearmente lungo le direzioni  $x$  e  $y$ .

Di default DIANA applica uno schema di integrazione  $2 \times 2 \times 2$  [ $n_\xi = 2, n_\eta = 2, n_\zeta = 2$ ], [DIANA USER'S MANUAL, 2014].

Questo elemento è stato utilizzato in gran parte della maglia del blocco, fatta eccezione per gli spigoli triangolari al margine interno dei fori, per i quali si sono adottati gli elementi TP18L (Figura 6.3).



**Figura 6.3 Elemento TP18L [DIANA USER'S MANUAL, 2014]**

L'elemento TP18L è un elemento isoparametrico solido a sei nodi. Si basa su un'interpolazione bilineare del campo di spostamenti nel dominio triangolare e nella direzione  $\zeta$ . I polinomi per le traslazioni  $u_{xyz}$  sono espressi dall'Equazione 6.2:

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta. \quad (6.2)$$

Questi polinomi rappresentano una distribuzione costante di deformazione e di sforzo sulla base inferiore dell'elemento e distribuzione lineare in altezza. Di default DIANA utilizza uno schema con un punto di integrazione [ $n_{lc} = 1$ ] nel dominio triangolare e due punti di integrazione [ $n_\zeta = 2$ ] nella direzione  $\zeta$ . [DIANA USER'S MANUAL, 2014].

Va messo in evidenza che DIANA mette a disposizione un'opzione per rappresentare il rinforzo degli elementi; tale opzione però non può essere adattata per tenere conto di una distribuzione randomica di fibre, quale la distribuzione del Sisal all'interno del calcestruzzo. L'opzione "reinforce" di DIANA è specifica per la rappresentazione delle armature all'interno di elementi solidi o piani. Nel dettaglio, il "reinforce" non viene modellato come un elemento finito, trattandosi di una risorsa applicativa del programma che permette di alterare la matrice di rigidità dell'elemento attraversato da esso di modo da rappresentare l'effetto dell'armatura [OLIVEIRA JR, 2012]. Questa opzione è abbastanza interessante perché lascia invariata la discretizzazione e adotta lo stesso numero di divisioni considerato per la creazione della maglia di elementi finiti.

Nel nostro caso per tenere conto della presenza di fibre nel calcestruzzo non si utilizza l'opzione "reinforce" ma si vanno a modificare direttamente i modelli costitutivi del calcestruzzo.

Per attribuire questi elementi finiti ai loro rispettivi SETs (volumi in questo caso) si utilizza il comando "MESHING TYPES". Dopo aver attribuito il tipo di elemento finito a ciascun elemento del modello è necessario generare la maglia di elementi finiti, attraverso il comando "MESHING GENERATE ALL".

## **6.6 DEFINIZIONE DEI CARICHI (SPOSTAMENTO IMPOSTO)**

Per definire i carichi, in questo caso uno spostamento imposto sulla superficie superiore del blocco pari ad un millimetro, si utilizza il comando "PROPERTY LOADS" di iDIANA.

## **6.7 CONDIZIONI AL CONTORNO E DEFINIZIONE DEI MATERIALI**

La definizione delle proprietà dei materiali può essere fatta tramite il comando Property Manager di iDIANA (View>Property ;Manager), oppure direttamente da archivi di testo.

In questo caso il materiale creato è il calcestruzzo.

Dopo di che è necessario assegnare ai SETs le proprietà di interesse, con il comando "PROPERTY ATTACH".

In iDIANA per assegnare i vincoli al modello si utilizza il comando "PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT".

In questo caso sono state studiate tre condizioni di vincolo:

- Un incastro alla base e alla cima del blocco che vincolasse le traslazioni nelle tre direzioni;
- Degli appoggio alla base e alla cima per bloccare le sole traslazioni verticali, con debiti vincoli per impedire i moti rigidi de blocco;
- Delle cerniere alla base e degli appoggi sulla cima che introducono una asimmetria nel comportamento del blocco ma che tengono conto del maggiore attrito che si può sviluppare alla base del blocco (come fatto da MOHAMAD, 2007 nella sua tesi di dottorato).

Dopo aver definito tutti i parametri del modello si utilizza il comando "UTILITY WRITE DIANA" per generare l'archivio .dat che contiene tutte le informazioni del modello e che sarà utilizzato nella fase di processamento dal MESH EDIT (processatore di DIANA).

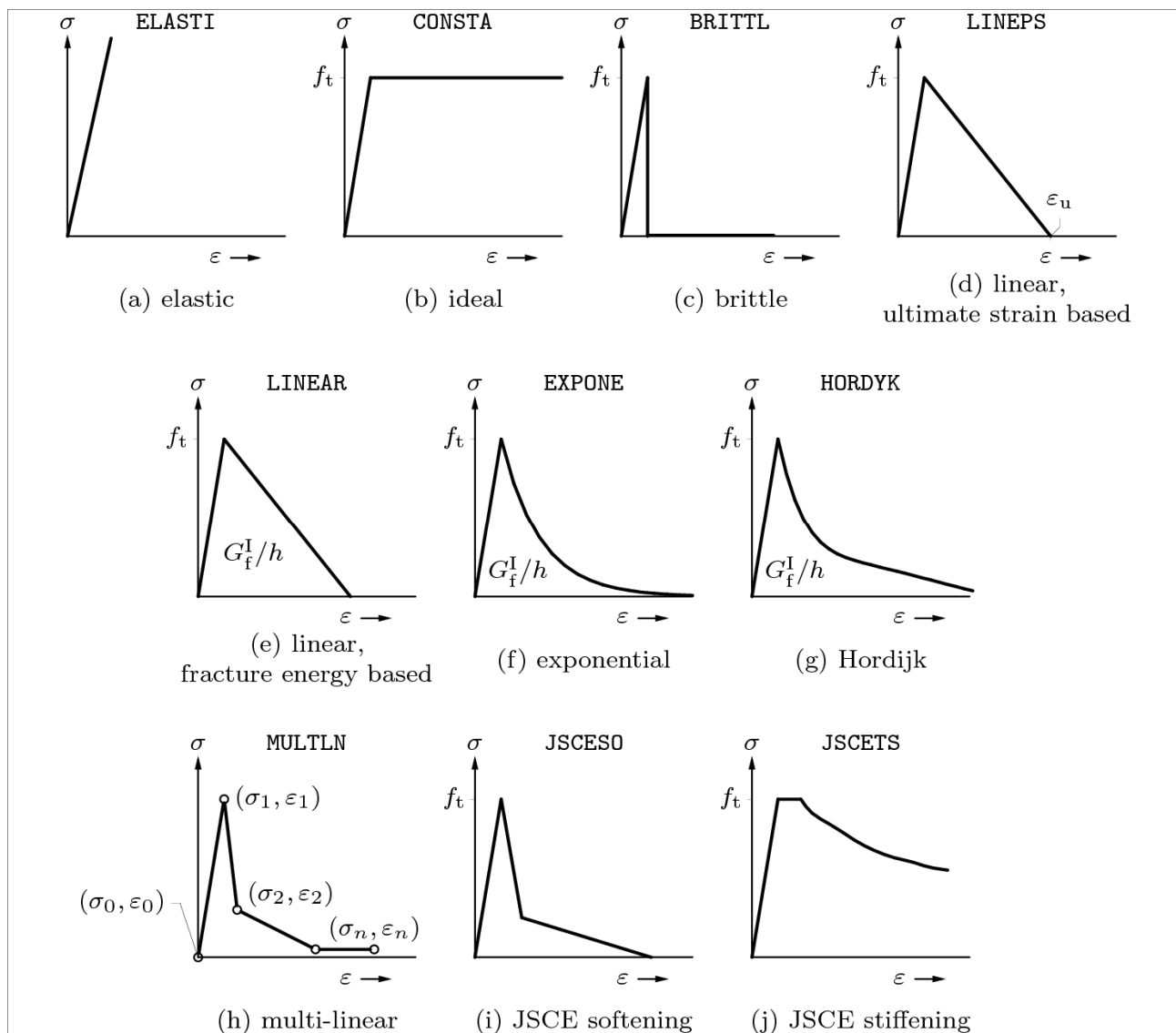
## **6.8 PROPRIETÀ DEI MATERIALI**

Di seguito si descrivono le scelte fatte per il modello costitutivo del calcestruzzo rinforzato e non.

6.8.1 Modello costitutivo per il calcestruzzo

Si è utilizzato il modello costitutivo messo a disposizione da DIANA, basato sulla deformazione totale degli elementi: "Total Strain Crack Models". In questo modello il comportamento a trazione e a compressione del calcestruzzo è descritto dal diagramma sforzo – deformazione.

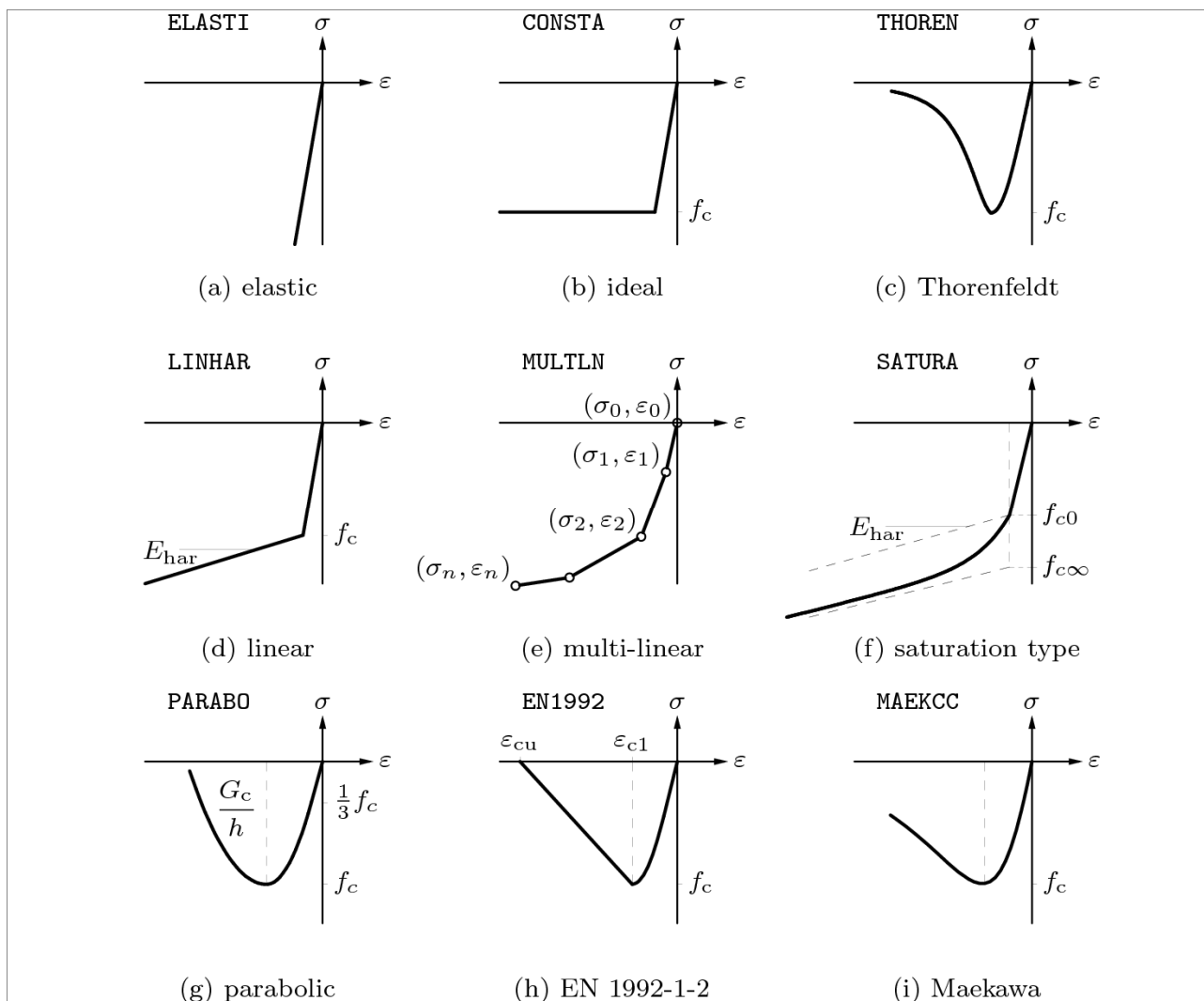
I modelli costitutivi per rappresentare il comportamento a trazione del calcestruzzo sono presentati nella Figura 6.4: tra di essi i più comuni per la simulazione numerica sono il Linear (Figura 6.4(e)) e l'Exponential (Figura 6.4(f)). In questo lavoro la scelta è ricaduta sul modello Exponential. Tale modello è stato studiato e validato anche da ROCHA, 2012 e rappresenta in modo soddisfacente il comportamento del calcestruzzo teso.



**Figura 6.4 Modelli costitutivi disponibili in DIANA per il calcestruzzo a trazione [DIANA USER'S MANUAL, 2014]**

Per il calcestruzzo compresso DIANA offre sette tipi di modelli costitutivi, come mostrato in Figura 6.5. ROCHA, 2012 ha validato sia il modello di Thorenfeldt (Figura 6.5(c)) che il modello parabolico (Figura 6.5(g)), i quali si basano sul valore dell'energia di frattura del calcestruzzo compresso ( $G_c$ ).

Dal momento che tale dato è ottenibile a partire dalle curve sperimentali sforzo – spostamento, la scelta dell'autore è ricaduta sul modello parabolico per rappresentare il comportamento del calcestruzzo compresso.



**Figura 6.5 Modelli costitutivi disponibili in DIANA per il calcestruzzo a compressione [DIANA USER'S MANUAL, 2014]**

## 6.9 CONSIDERAZIONI RIGUARDO LA TAPPA DI PROCESSAMENTO

Il processamento in DIANA avviene attraverso la lettura di archivi di dati (.dat). generati in seguito alla fase di pre – processamento. Durante il processamento inoltre si definiscono i diversi parametri relativi al metodo di risoluzione delle equazioni (in questo caso si è utilizzato il metodo di Newton – Rapson Secante), i criteri di convergenza e la forma di visualizzazione dei risultati (tabellare o grafica). Per mezzo della visualizzazione in tabelle è possibile identificare i risultati esatti, negli elementi o nei nodi selezionati, attraverso archivi di testo; mentre nella visualizzazione grafica si può scegliere se servirsi della grafica dell'FX+ o dell'iDIANA, per avere una visione globale dei risultati.



In questo elaborato ci si è serviti della visualizzazione dell'FX+ per quanto riguarda la distribuzione degli sforzi sul blocco, mentre per la visualizzazione del campo fessurativo, si è fatto uso del pre – processatore e post – processatore proprio di DIANA (iDIANA).

Per prima cosa si sceglie di effettuare un'analisi strutturale non lineare e si impone un incremento di spostamento sulla base superiore del blocco stabilendone il passo e il valore finale da raggiungere (prova in controllo di spostamento per avere informazioni anche sul post – picco nella curva carico – spostamento).

Durante le analisi si è attivata anche l'opzione line search e il metodo Arc – Length, si veda l'APPENDICE IV.

Tutti i comandi per inizializzare l'analisi del modello sono stati salvati in archivi con estensione \*.dcf per facilitare l'automazione della modellazione, come mostrato nell'APPENDICE I.

In particolare, per effettuare una analisi non lineare in DIANA si è fatto riferimento a quanto suggerito nell'articolo "Practical Recommendations for Nonlinear Structural Analysis in DIANA", [PALACIO, 2013], riassunto nell'APPENDICE IV.

## **6.10 CONSIDERAZIONI RIGUARDO LA TAPPA DI POST – PROCESSAMENTO**

La tappa di post – processamento è quella dell'analisi dei risultati, attraverso tabelle o grafici.

La visualizzazione grafica in iDIANA verrà utilizzata per identificare il campo fessurativo all'interno del blocco.

È utile ricordare che è possibile salvare dati in archivi di testo direttamente dall'interfaccia grafica di DIANA utilizzando il comando "UTILITY TABULATE PRINTFILE". Quando si utilizza questo comando, tutte le scelte di visualizzazione grafica dei risultati vengono automaticamente salvate in archivi di testo.

## **6.11 PRE – PROCESSAMENTO E PROCESSAMENTO IN FILE BATCH**

Quando è necessario analizzare una grande quantità di dati il codice DIANA offre la possibilità di realizzare il pre – processamento e il processamento attraverso file .batch.

Per eseguire l'analisi attraverso file batch bisogna avere a disposizione dati corretti sulla geometria, sulla discretizzazione a elementi finiti adottata e sul tipo di analisi che si intende effettuare poiché non vi è un controllo visivo di quanto il compilatore sta analizzando. L'ambiente di lavoro, infatti, prevede la sola finestra del DOS su cui scorrono i dati riguardanti la convergenza del modello.

Nell'APPENDICE III si descrive come è possibile eseguire questo tipo di analisi usando il Command Box di DIANA.

## 6.12 ALTRI ASPETTI DEL MODELLO STRUTTURALE

### 6.12.1 Energia di frattura del calcestruzzo:

l'energia di frattura per il calcestruzzo teso è calcolata in accordo al metodo CEB – FIP: 1990 e a quanto riportato nel manuale di DIANA [DIANA USER'S MANUAL, 2014], per mezzo dell'Equazione 6.3:

$$G_f = G_{f0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (6.3)$$

Nell'Equazione 6.3  $f_{cm0}$  è la resistenza a compressione media di riferimento ed è pari a 10 MPa,  $f_{cm}$  è data dall'Equazione 6.4 e  $G_{f0}$  è il valore minimo dell'energia di frattura che dipende dal diametro massimo dell'aggregato, in accordo alla Tabella 6.1.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]} \quad (6.4)$$

**Tabella 6.1 Valori di  $G_{f0}$  in funzione del diametro massimo  $d_{max}$  dell'aggregato**

$d_{max}$ (mm)	$G_{f0}$ (Nm/m <sup>2</sup> )
8	25
16	30
32	58

Dati sperimentali disponibili in letteratura mostrano che l'energia di frattura del calcestruzzo compresso ( $G_c$ ) varia dai 10 ai 25 Nmm/mm<sup>2</sup>, ovvero tra 50 e 100 volte circa l'energia di frattura del calcestruzzo teso [FEENSTRA, 1993]. In questo lavoro verranno testati diversi modelli per calibrare l'andamento delle curve numeriche sulle sperimentali. In alcuni modelli riguardanti il blocco in solo calcestruzzo si è calcolata l'energia di frattura a trazione a partire dall'Equazione 6.3 e si sono adottati dei valori interpolati compresi tra il massimo e il minimo riportati in letteratura per i corrispondenti valori di energia di frattura a compressione.

In altri modelli si è adottato un valore di energia di frattura per il calcestruzzo compresso pari a 50 volte il valore corrispondente a trazione ( $G_c = 50G_f$ ). Questo valore si ritrova anche in ROCHA, 2012.

## 6.13 LUNGHEZZA EQUIVALENTE DI FRATTURA

La lunghezza equivalente di frattura ( $h$ ) corrisponde a una dimensione rappresentativa della maglia degli elementi finiti e ha la funzione di caratterizzare la comparsa delle fessure e l'effetto del danno irreversibile in un elemento finito [ROCHA, 2012]. Nel codice DIANA il valore della lunghezza equivalente di frattura può essere imposto dall'utente o calcolato automaticamente dal

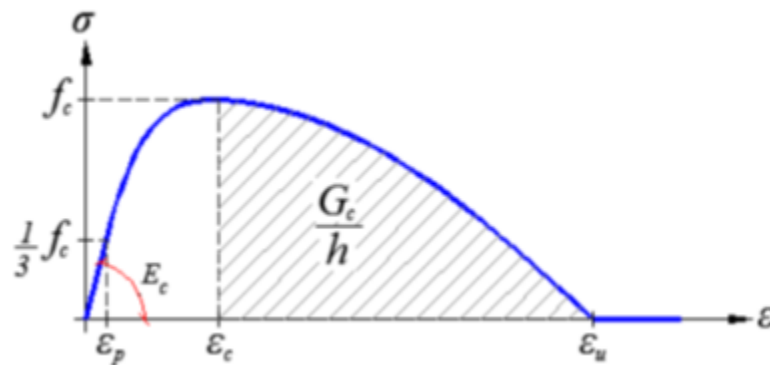
programma (opzione default). In questo elaborato si è adottata l'opzione automatica calcolando il valore di  $h$  secondo l'Equazione 6.5, in cui  $V_e$  è il volume dell'elemento finito.

$$h = \sqrt[3]{V_e} \quad (6.5)$$

Nel caso in cui il valore di  $h$  risulti molto elevato, il codice DIANA opera una riduzione nella resistenza a trazione del calcestruzzo per adeguare il modello costitutivo in funzione della relazione  $G_f/h$ , come sarà discusso in 6.15.

#### 6.14 IL MODELLO COSTITUTIVO PARABOLICO PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO

Il modello costitutivo parabolico per il calcestruzzo a compressione disponibile in DIANA è stato proposto da FEENSTRA, 1993. La curva sforzo – deformazione presenta tre tratti caratteristici, uno lineare e due parabolici, come si vede in Figura 6.6.



**Figura 6.6 Modello costitutivo parabolico per il calcestruzzo compresso**

La deformazione  $\varepsilon_p$  (Equazione 6.6) è un parametro che corrisponde a 1/3 della resistenza a compressione; la deformazione  $\varepsilon_c$  (Equazione 6.7) è un parametro che corrisponde alla resistenza a compressione ( $f_c$ ) e  $\varepsilon_u$  (Equazione 6.8) è la deformazione ultima del calcestruzzo a compressione. Queste tre deformazioni si specificano attraverso le equazioni:

$$\varepsilon_p = \frac{1}{3} \frac{f_c}{E_c} \quad (6.6)$$

$$\varepsilon_c = \frac{5}{3} \frac{f_c}{E_c} = 5\varepsilon_p \quad (6.7)$$

$$\varepsilon_u = \varepsilon_c + \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c} \quad (6.8)$$

La curva che descrive il comportamento parabolico a compressione del calcestruzzo è ottenuta tramite un'equazione lineare nel primo tratto e altre due equazioni di secondo grado per il secondo e terzo tratto. Per ricavare tutti i coefficienti dell'equazione della curva è anche necessario imporre la derivata nel punto  $\varepsilon = \varepsilon_p$  uguale a zero. In questo modo si ottiene la curva sforzo – deformazione, data dalle Equazioni 6.9, 6.10, 6.11 e 6.12:

$$\sigma = \begin{cases} \frac{1}{3}f_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_p & (6,9) \\ \frac{1}{3}f_c \left( 1 + 4 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_c - \varepsilon_p} \right) - 2 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_c - \varepsilon_p} \right)^2 \right) & \varepsilon_p \leq \varepsilon \leq \varepsilon_c & (6,10) \\ f_c \left( 1 - \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - \varepsilon_c} \right)^2 \right) & \varepsilon_c \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u & (6,11) \\ 0 & \varepsilon_u \leq \varepsilon & (6,12) \end{cases}$$

### 6.15 MODELLO COSTITUTIVO ESPONENZIALE PER IL CALCESTRUZZO A TRAZIONE

Il modello costitutivo esponenziale si basa su di una relazione esponenziale tra lo sforzo ( $\sigma_{nn}$ ) e la deformazione post – picco, al netto della deformazione elastica, ( $\varepsilon_{nn}$ ) lungo la direzione normale alla fessura, in accordo con la Figura 6.7 e l'Equazione 6.13.

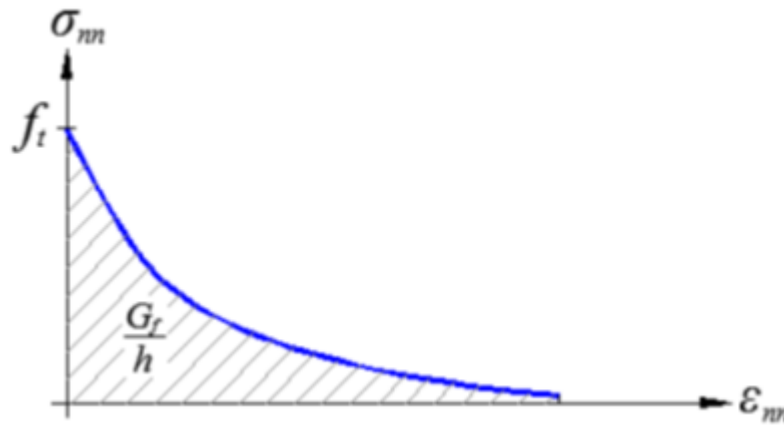


Figura 6.7 Diagramma Sforzo – Deformazione nella fessura per il modello esponenziale

$$\sigma_{nn} = f_t e^{\left( \frac{-\varepsilon_{nn}}{\varepsilon_{ult}} \right)} \quad (6.13)$$

Nell'Equazione 6.14,  $f_t$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo e  $\varepsilon_{ult}$  è un parametro di danno associato alla fessura, ottenuto integrando la curva in Figura 6.7 e calcolato in accordo all'Equazione 6.15.

$$\frac{G_f}{h} = \int_0^{\infty} \sigma_{nn} d\varepsilon_{nn} = \int_0^{\infty} f_t e^{\left( \frac{-\varepsilon_{nn}}{\varepsilon_{ult}} \right)} d\varepsilon_{nn} = f_t \varepsilon_{ult} \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_{ult} = \frac{G_f}{h f_t} \quad (6.15)$$

È possibile che alcuni elementi finiti del modello discretizzato possiedano una lunghezza caratteristica molto grande, causando uno “snap – back” (perdita di stabilità in controllo di spostamento) nel modello costitutivo: in questo caso il concetto di energia di frattura viene meno. Ciò è possibile quando l'inclinazione iniziale in modulo della curva è superiore al modulo di

elasticità del materiale; per evitare che questo accada va rispettata la condizione stabilita dall'Equazione 6.16:

$$-\frac{d\sigma_{nn}}{d\varepsilon_{nn}} \Big|_{\varepsilon_{nn}=0} = -f_t \frac{-1}{\varepsilon_{ult}} e^{\left(\frac{-\varepsilon_{nn}}{\varepsilon_{ult}}\right)} \Big|_{\varepsilon_{nn}=0} = \frac{f_t}{\varepsilon_{ult}} \leq E_c \quad (6.16)$$

Sostituendo il valore di  $\varepsilon_u$  nell'Equazione 6.16 si ottiene l'Equazione 6.17:

$$h \leq \frac{G_f E_c}{f_t^2} \quad (6.17)$$

Nel caso in cui non si rispetti l'Equazione 6.17, il programma esegue una riduzione della resistenza a trazione  $f_{t,red}$  in accordo con l'Equazione 6.18, dando origine a una frattura fragile:

$$f_{t,red} = \sqrt{\frac{G_f E_c}{h}} \quad (6.18)$$



## 7 ANALISI NUMERICA: CONSIDERAZIONI E PROCEDIMENTI ADOTTATI

### 7.1 INTRODUZIONE

Si è già descritto nel dettaglio come è possibile realizzare il modello numerico del blocco oggetto di studio per mezzo del programma iDIANA. A causa della sua poca versatilità e dal momento che è stato necessario ridefinire più volte la maglia di elementi finiti si è però scelto di fare affidamento sul programma FX + che, pur rimandando la scelta del modello costitutivo del materiale e la fase di analisi al processore proprio di DIANA (Mesh Edit), permette una più immediata definizione della geometria e della maglia, e possiede una grafica migliore per la successiva visualizzazione degli sforzi e delle deformazioni. Per quanto riguarda la visualizzazione delle fessure si utilizza invece iDIANA, ritenendolo migliore per questo scopo.

Per prima cosa, per validare la scelta di utilizzare FX + come processore si sono realizzate due maglie identiche nei programmi iDIANA e Fx+, verificando che, in termini di sforzi, le risposte fossero analoghe.

La maglia definita in iDIANA e ricreata in Fx+ contiene 5460 elementi finiti: 4740 del tipo HX24L e 720 del tipo TP18L.

Di seguito si riportano le due maglie realizzate in iDIANA e FX +, Figura 7.1.

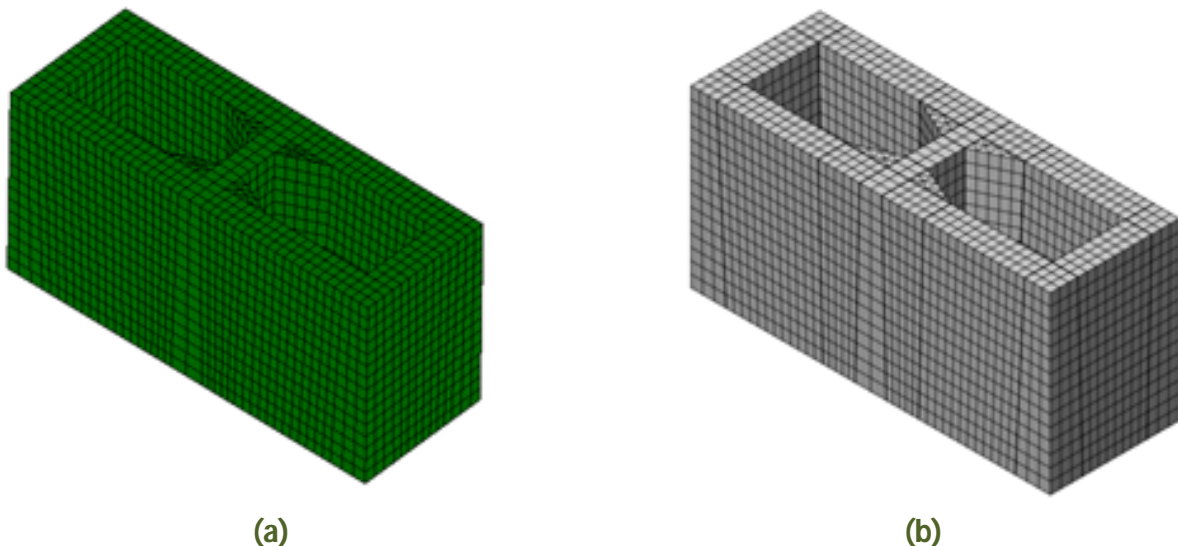


Figura 7.1 (a) Maglia di elementi finiti in iDIANA e (b) maglia analoga in FX +

## 7.2 ITER DI LAVORO

Il modello di vincoli solitamente utilizzato per descrivere il comportamento di un blocco durante la prova di compressione è quello di doppia cerniera, per la cima e la base del blocco (Figura 7.2); in questo modo si tiene conto dell'azione dell'attrito delle piastre di acciaio sul provino, peraltro sovrastimandone l'effetto. Servendosi del programma di calcolo strutturale ad elementi finiti TNO DIANA però, non è stato possibile modellare realisticamente la risposta sperimentale post – picco dei blocchi con questo tipo di vincolo.

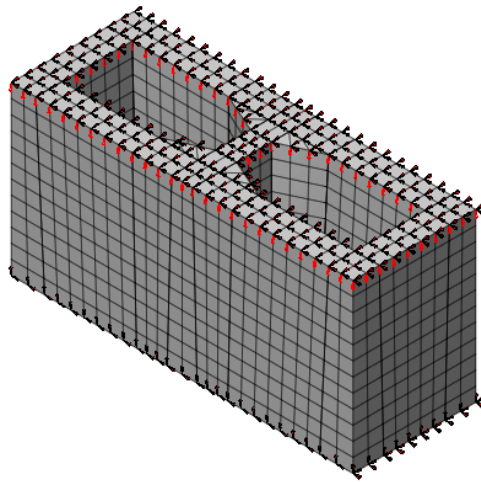


Figura 7.2 Vincolo di doppia cerniera per il blocco B4\_RID

Al variare di due maglie, una più raffinata (B4) e la seconda meno (B4\_RID), si è osservato un comportamento post – picco invariato pur inserendo dei parametri ( $G_f$ ,  $G_c$ , ...), che differivano di più ordini di grandezza. Si riportano la Figura 7.3 e la Figura 7.4 che mostrano, per le due maglie sopra citate, l'andamento dei grafici carico – spostamento in presenza e in assenza delle fibre.

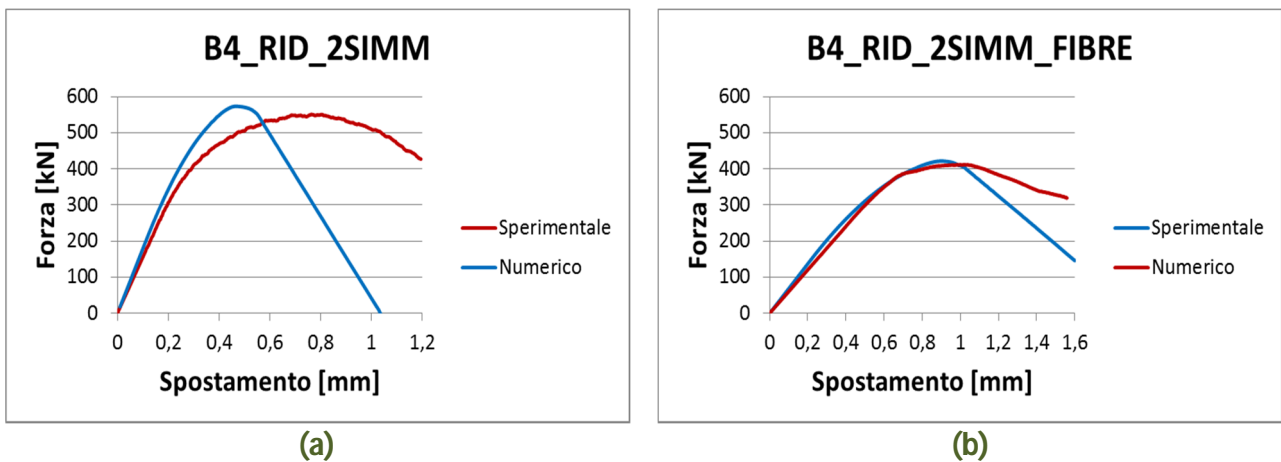
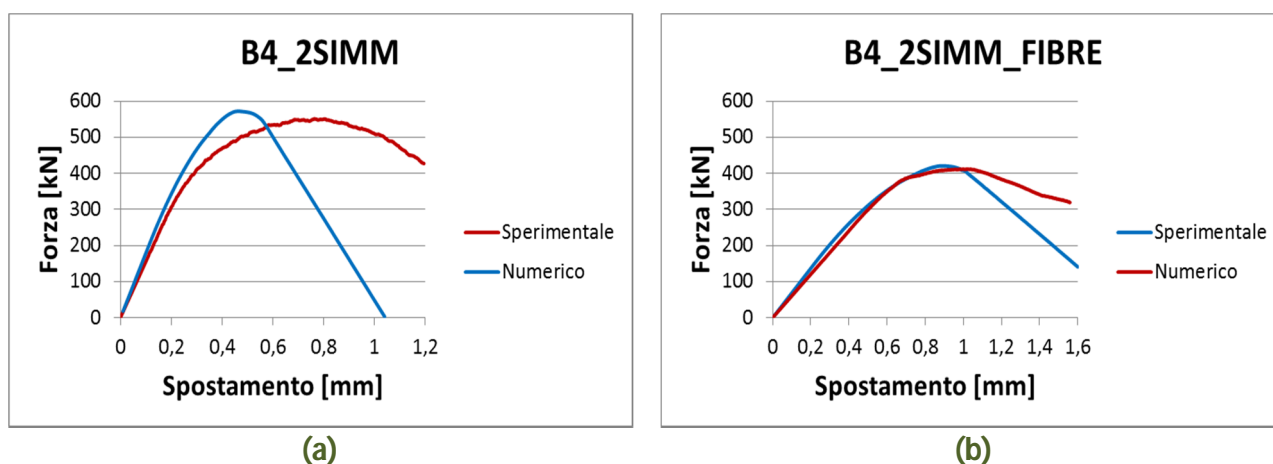


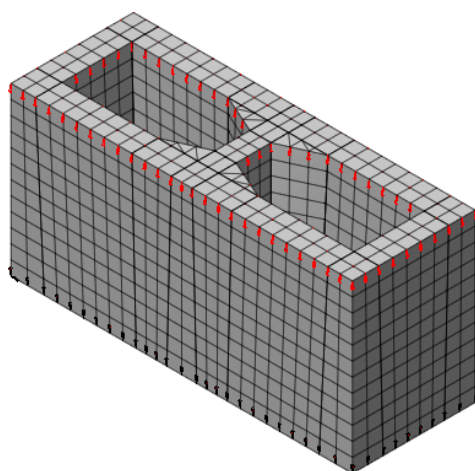
Figura 7.3 Curva Carico – Spostamento con vincoli a cerniera sulle due facce del blocco in calcestruzzo (a) e calcestruzzo rinforzato (b) con una maglia ridotta





**Figura 7.4** Curva Carico – Spostamento con vincoli a cerniera sulle due facce del blocco in calcestruzzo (a) e calcestruzzo rinforzato (b) con una maglia raffinata

Per ovviare a questa situazione si è deciso di adottare un vincolo alternativo, rappresentato da un doppio appoggio, per la base inferiore e superiore, che garantisca anche l'impossibilità dei moti rigidi (Figura 7.5).

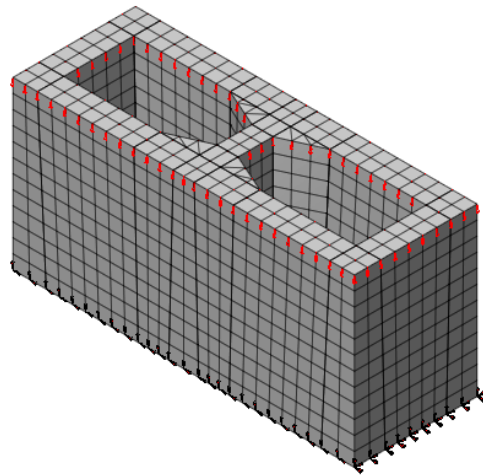


**Figura 7.5** Vincolo di semplice appoggio per il blocco B4\_RID

Tale vincolo, pur trascurando la presenza dell'attrito tra piastre e blocco di prova, risulta comunque simmetrico, al pari di quello che si realizza nella prova di compressione sperimentale. Per effettuare un ulteriore confronto sull'influenza dei vincoli nell'analisi della curva carico – spostamento, seguendo quanto proposto da MOHAMAD, 2007, si è adottata una seconda condizione di vincolo, con cerniere alla base e appoggi sulla superficie superiore (Figura 7.6).

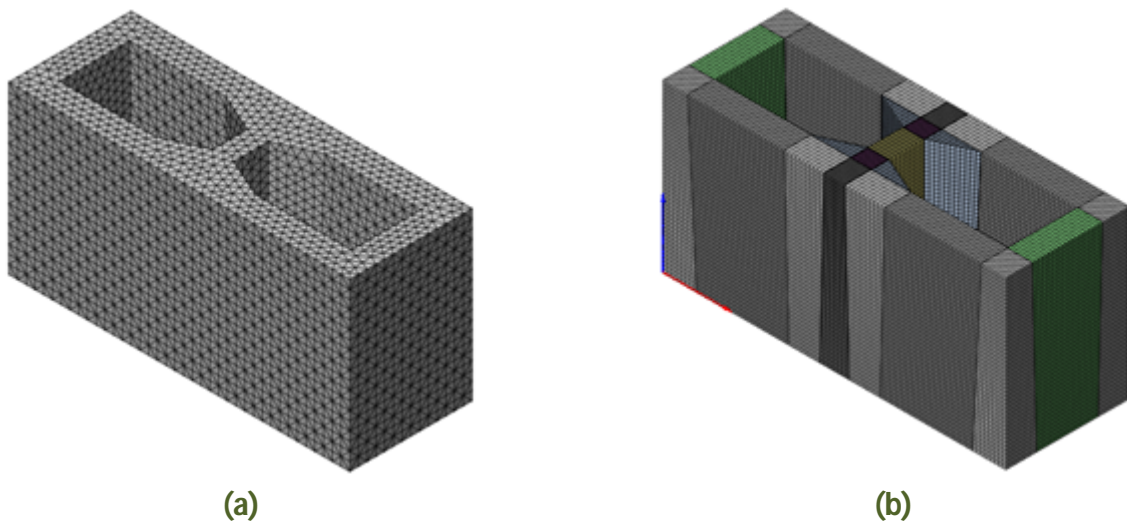
Questa situazione, intermedia fra le precedenti, permette di modellare la maggiore rilevanza dell'attrito sulla faccia inferiore del provino. Per mezzo di tale condizione di vincolo, inoltre, è possibile studiare un tipo di rottura del blocco che è ricorrente nelle prove sperimentali (la rottura di forma conica, tipica della compressione, con fessure verticali nelle pareti trasversali – si veda 4.1.3).

Va detto comunque che, nella prova sperimentale, i vincoli sulle due basi sono gli stessi.



**Figura 7.6 Vincolo di cerniera alla base inferiore e appoggio semplice sulla base superiore, blocco B4\_RID**

L'iter di lavoro prevede la scelta di una maglia adatta alla rappresentazione del comportamento sperimentale del blocco oggetto di prova (Figura 7.7, Figura 7.8), seguita dalla calibrazione del modello partendo da 5 modifiche dei parametri base.



**Figura 7.7 (a) B4\_Auto\_Mesh, (b) B4\_FITTA**

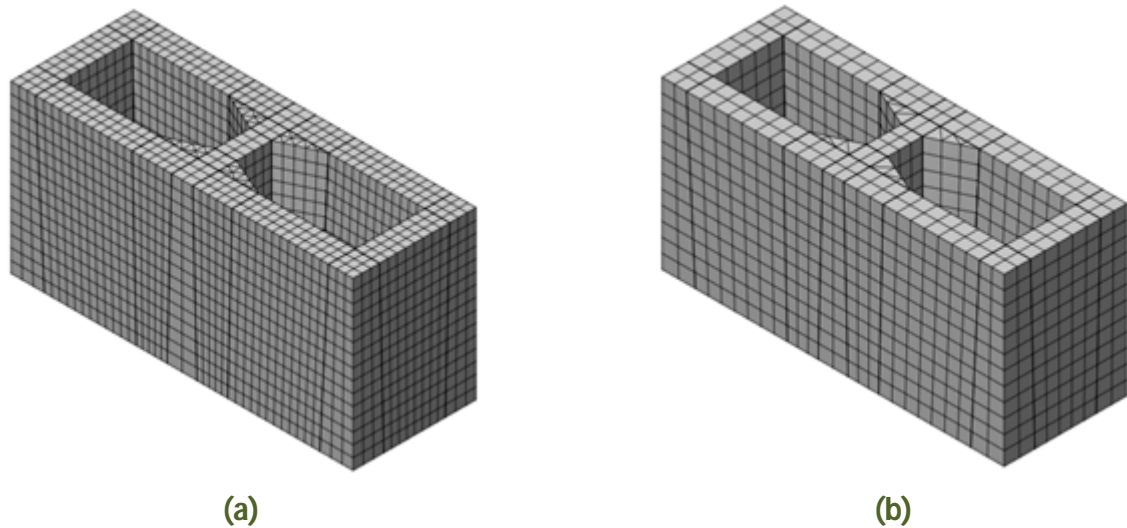
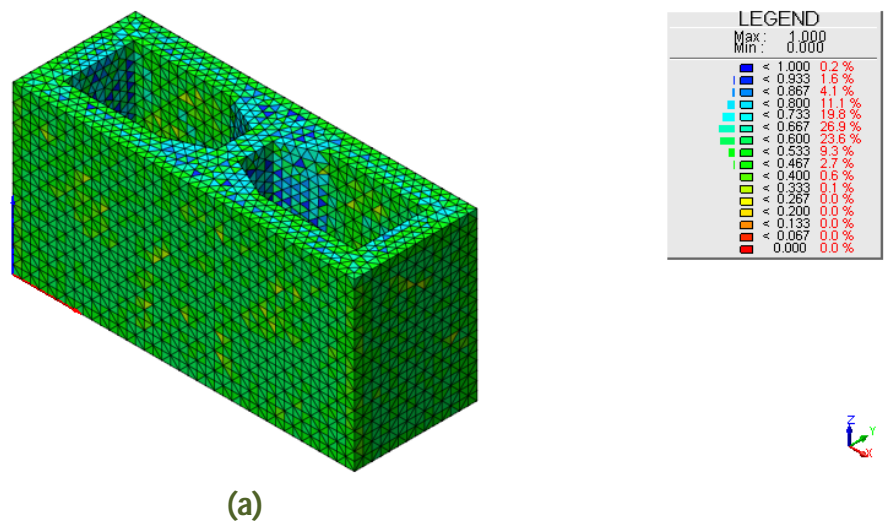


Figura 7.8 (a) B4, (b) B4\_RID

Nella Figura 7.7 (a) si riporta la maglia automatica generata dal programma per discretizzare il blocco in tetraedri (B4\_Auto\_Mesh), nella (b) si vede la maglia più fitta formata da 130900 elementi di forma esaedrica (B4\_FITTA); per entrambe le maglie si riporta il “check quality”, effettuato per avere un controllo della qualità delle stesse, Figura 7.9.

Nella Figura 7.8 (a) e (b) le maglie del modello B4 e del B4\_RID sono formate, rispettivamente, da 5460 e 1848 elementi. Di nuovo si riporta il “check quality” che valuta la regolarità degli elementi, Figura 7.10.



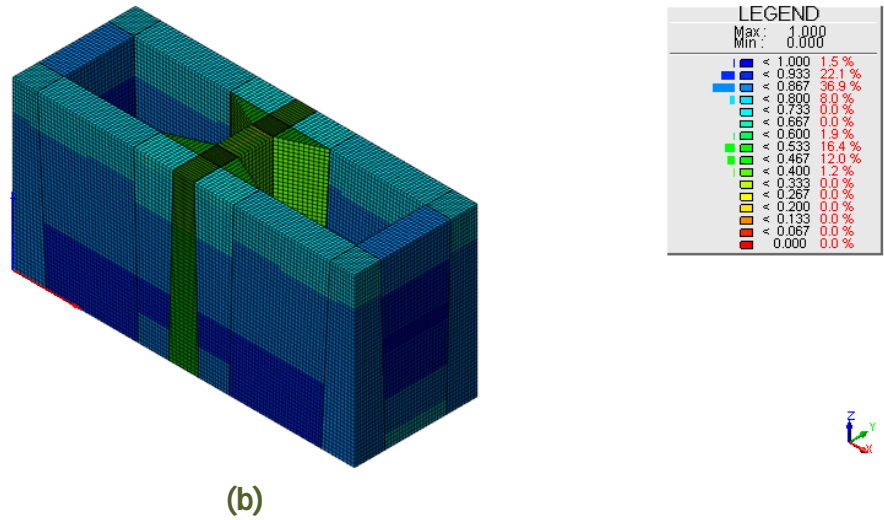


Figura 7.9 Check quality per (a) B4\_Auto\_Mesh e (b) B4\_FITTA

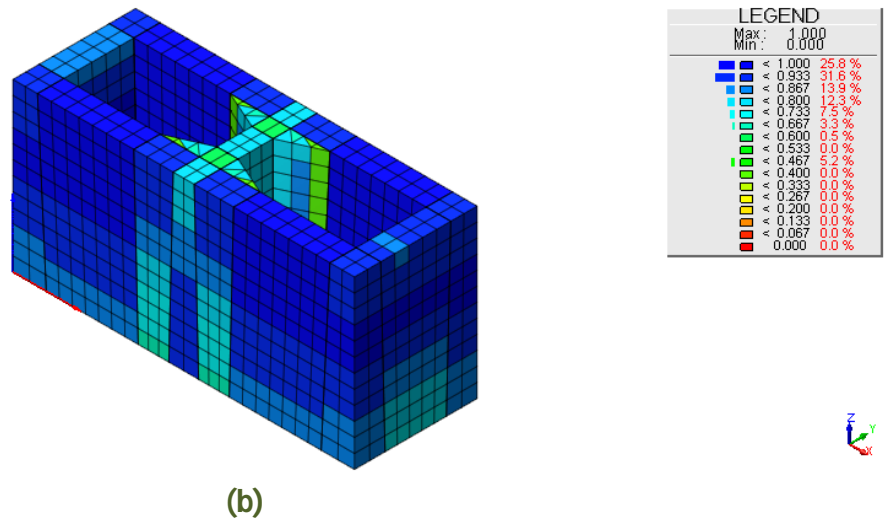
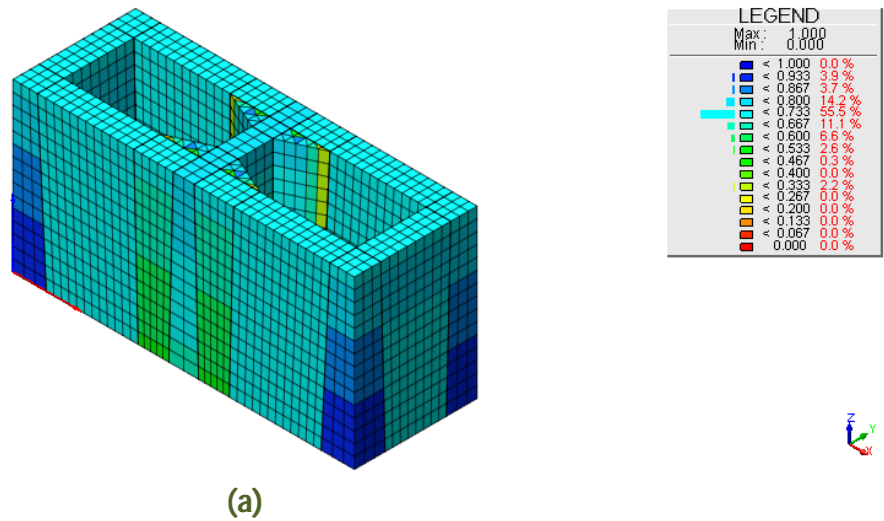
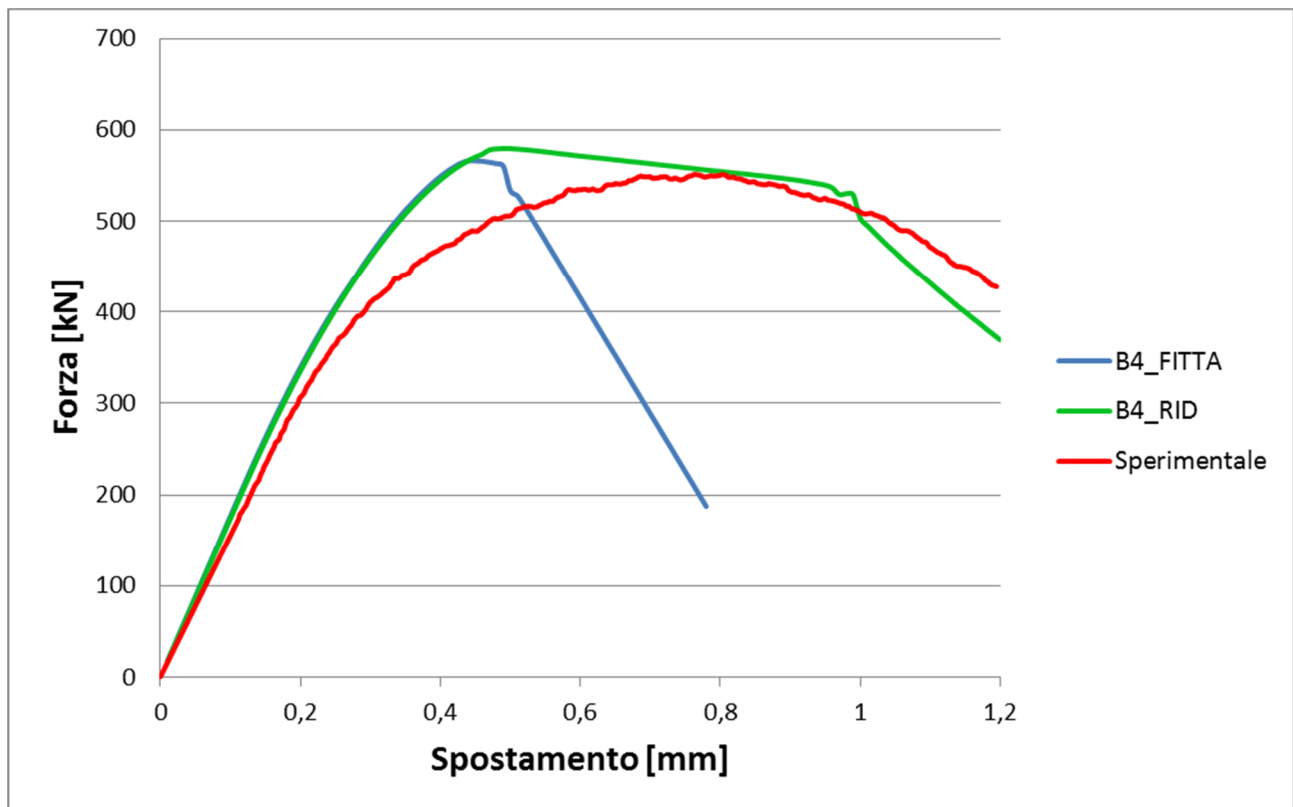


Figura 7.10 Check quality per (a) B4 e (b) B4\_RID

Nonostante la regolarità degli elementi, con le maglie più raffinate non è stato possibile riprodurre l'andamento sperimentale delle curve carico – spostamento nel post – picco, Figura 7.11.



**Figura 7.11** Andamenti della maglia ridotta, B4\_RID e più raffinata, B4\_FITTA nel post – picco

Si è supposto che ciò sia dovuto alla concentrazione di deformazioni che una maglia troppo raffinata comporta: localizzazioni che inficiano la reale distribuzione sul blocco.

Nelle Tabelle riportate di seguito si forniscono le specifiche del modello costitutivo per il calcestruzzo (Tabella 7.3 (a), (b), (c), (d) ed (e)) e per il calcestruzzo fibrorinforzato (Tabella 7.4 (a), (b) e (c)).

Si sono analizzate 5 combinazioni di parametri differenti: nei casi B1 e B2 si è intervenuto sui valori delle energie di frattura ( $G_f$  e  $G_c$ ), servendosi delle formule proposte in normativa per il calcestruzzo semplice. Nei casi B3, B4 e B5 e nei corrispondenti casi in presenza delle fibre B3\_F, B4\_F e B5\_F, si sono utilizzate le energie di frattura direttamente ricavate dalle curve sperimentali sforzo – spostamento, facendo variare la resistenza a trazione e lo sforzo residuo a compressione. Va osservato che, per il solo calcestruzzo, è stato possibile servirsi della normativa (NBR 12655 Capitolo 6.2.3.1:2006) per determinare la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo ( $f_{ck}$ ), partendo dai dati sperimentali di 8 cilindretti realizzati con lo stesso calcestruzzo dei blocchi oggetto di studio. Grazie ai dati di resistenza caratteristica a compressione dei blocchetti cilindrici (Tabella 7.1), si è applicata la formula dell'Equazione 6.3 per calcolare l'energia di frattura a trazione  $G_f$ , utilizzando come valore di diametro massimo  $d_{max} = 9,5$  mm (pietrisco naturale) e interpolando i valori di  $G_{f0}$  proposti in Tabella 6.1.

La  $G_{f0}$  ricavata è pari a  $0,0259$  Nmm/mm<sup>2</sup>.

**Tabella 7.1 Corpi di prova cilindrici senza le fibre (5 x 10) cm [IZQUIERDO, 2011]**

Provini	Carico (kN)	Resist. del calcestruzzo (MPa)
1	66,31	33,79
2	66,49	33,88
3	62,74	31,97
4	65,78	33,52
5	66,41	33,84
6	66,78	34,03
7	66,41	33,84
8	66,90	34,09
<b>Media</b>	<b>65,98</b>	<b>33,62</b>

Nel caso B1 si è utilizzata un'energia di frattura a compressione ( $G_c$ ) pari al limite inferiore dell'intervallo proposto in letteratura per tale energia ( $G_c = 50G_f$ ), ottenendo un valore di  $G_c = 3,44 \text{ mm/mm}^2$ , comunque inferiore al valore minimo di  $10 \text{ Nmm/mm}^2$ .

Nel caso B2 si è invece considerato il limite superiore ( $G_c = 100G_f$ ), ottenendo una  $G_c = 6,89 \text{ Nmm/mm}^2$  più prossima al valore minimo proposto da altri autori (Si veda 6.12.1).

I casi B3, B4 e B5 (e i corrispondenti B3\_F, B4\_F e B5\_F) si basano sull'integrazione delle curve a compressione, sforzo – spostamento, e forniscono il valore “sperimentale” dell'energia di frattura a compressione. L'energia di frattura a trazione è stata stimata interpolando i valori proposti in letteratura per  $G_f$ , sulla base dei valori sperimentali di  $G_c$ .

I casi B4 e B5 (B4\_F e B5\_F) si differenziano dal caso B3 (B3\_F), rispettivamente, per la riduzione della resistenza a trazione e per l'assegnazione di uno sforzo residuo a compressione. È noto infatti che, eseguendo una prova di trazione indiretta, si sottostima il valore della resistenza a trazione reale, ottenibile attraverso una prova di trazione diretta.

Lo sforzo residuo a compressione è stato imposto pari al valore post – picco misurato nelle curve sperimentali, carico – spostamento, della prova di compressione.

I casi B1 e B2 sono stati testati solo in assenza di fibre, per questo motivo la nomenclatura dei blocchi con le fibre parte dal numero 3 (B3\_F, B4\_F e B5\_F).

Per quanto riguarda il regime elastico lineare si fa riferimento alla Tabella 7.2:

**Tabella 7.2 Proprietà lineari dei materiali**

<b>B</b>	Linear Material Properties			<b>B_F</b>	Linear Material Properties		
	E	9752,51	MPa		E	3728,95	MPa
	$\nu$	0,2			$\nu$	0,2	
	m	2,41E-06	Kg/mm <sup>3</sup>		m	2,21E-06	Kg/mm <sup>3</sup>

dove B si riferisce al blocco in solo calcestruzzo, mentre B\_F al blocco rinforzato.

Per il regime non lineare valgono le specifiche riportate nella Tabella 7.3 e nella Tabella 7.4.

**Tabella 7.3 Parametri che definiscono il comportamento non lineare per i modelli B1 (a), B2 (b), B3 (c), B4 (d) e B5 (e)**

B1	Tensile Behavior		Compressive Behavior		
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential	<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
	Tensile Strength	1,030 MPa	Compressive Strength	18,253 MPa	
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,069 N/mm	Compressive Fracture Energy	3,443 N/mm	
	Residual Tensile Strength	0 MPa	Residual Compressive Strength	0 MPa	
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>		<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction	Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>				
	Reduction Model	no reduction			
	Total Strain Based Crack Model		Shear Behavior		
	Crack Orientation	fixed	<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length	mm	Shear Retention	0,99	

(a)

B2	Tensile Behavior		Compressive Behavior		
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential	<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
	Tensile Strength	1,030 MPa	Compressive Strength	18,253 MPa	
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,069 N/mm	Compressive Fracture Energy	6,886 N/mm	
	Residual Tensile Strength	0 MPa	Residual Compressive Strength	0 MPa	
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>		<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction	Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>				
	Reduction Model	no reduction			
	Total Strain Based Crack Model		Shear Behavior		
	Crack Orientation	fixed	<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length	mm	Shear Retention	0,99	

(b)

B3	Tensile Behavior		Compressive Behavior		
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential	<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
	Tensile Strength	1,030 MPa	Compressive Strength	18,253 MPa	
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201 N/mm	Compressive Fracture Energy	10,840 N/mm	
	Residual Tensile Strength	0 MPa	Residual Compressive Strength	0 MPa	
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>		<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction	Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>				
	Reduction Model	no reduction			
	Total Strain Based Crack Model		Shear Behavior		
	Crack Orientation	fixed	<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length	mm	Shear Retention	0,99	

(c)

	Tensile Behavior		Compressive Behavior			
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential		<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
B4	Tensile Strength	0,720	MPa	Compressive Strength	18,253	MPa
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201	N/mm	Compressive Fracture Energy	10,840	N/mm
	Residual Tensile Strength	0	MPa	Residual Compressive Strength	0	MPa
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>			<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction		Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>					
	Reduction Model	no reduction				
	<b>Total Strain Based Crack Model</b>			<b>Shear Behavior</b>		
	Crack Orientation	fixed		<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length		mm	Shear Retention	0,99	

(d)

	Tensile Behavior		Compressive Behavior			
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential		<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
B5	Tensile Strength	1,030	MPa	Compressive Strength	18,253	MPa
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201	N/mm	Compressive Fracture Energy	10,840	N/mm
	Residual Tensile Strength	0	MPa	Residual Compressive Strength	14,155	MPa
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>			<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction		Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>					
	Reduction Model	no reduction				
	<b>Total Strain Based Crack Model</b>			<b>Shear Behavior</b>		
	Crack Orientation	fixed		<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length		mm	Shear Retention	0,99	

(e)

Tabella 7.4 Parametri che definiscono il comportamento non lineare per i modelli B3\_F (a), B4\_F (b) e B5\_F (c)

	Tensile Behavior		Compressive Behavior			
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential		<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
B3_F	Tensile Strength	0,942	MPa	Compressive Strength	13,4347	MPa
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201	N/mm	Compressive Fracture Energy	10,8603	N/mm
	Residual Tensile Strength	0	MPa	Residual Compressive Strength	0	MPa
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>			<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction		Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>					
	Reduction Model	no reduction				
	<b>Total Strain Based Crack Model</b>			<b>Shear Behavior</b>		
	Crack Orientation	fixed		<i>Shear Retention Function</i>	Constant	
	Crack Bandwidth or Effective Length		mm	Shear Retention	0,99	

(a)



B4_F	Tensile Behavior			Compressive Behavior		
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential		<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
	Tensile Strength	0,659	MPa	Compressive Strength	13,435	MPa
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201	N/mm	Compressive Fracture Energy	10,860	N/mm
	Residual Tensile Strength	0	MPa	Residual Compressive Strength	0	MPa
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>			<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction		Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>					
	Reduction Model	no reduction				
	Total Strain Based Crack Model			Shear Behavior		
Crack Orientation	fixed		<i>Shear Retention Function</i>	Constant		
Crack Bandwidth or Effective Length	mm		Shear Retention	0,99		

(b)

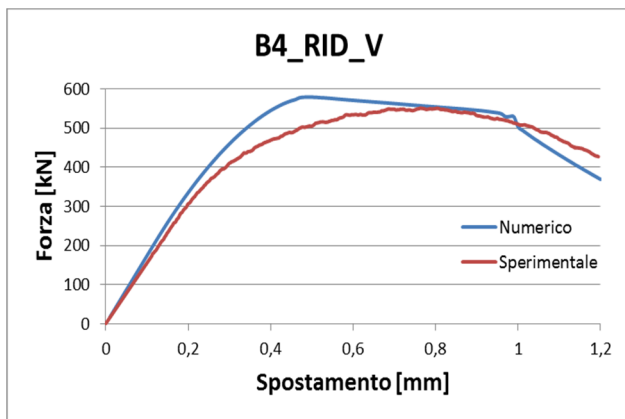
B5_F	Tensile Behavior			Compressive Behavior		
	<i>Tensile Curve</i>	Exponential		<i>Compression Curve</i>	Parabolic	
	Tensile Strength	0,942	MPa	Compressive Strength	13,435	MPa
	Mode I Tensile Fracture Energy	0,201	N/mm	Compressive Fracture Energy	10,860	N/mm
	Residual Tensile Strength	0	MPa	Residual Compressive Strength	10,421	MPa
	<i>Reduction due to Lateral Cracking</i>			<i>Stress confinement</i>		
	Reduction Model	no reduction		Confinement model	no increase	
	<i>ν Reduction</i>					
	Reduction Model	no reduction				
	Total Strain Based Crack Model			Shear Behavior		
Crack Orientation	fixed		<i>Shear Retention Function</i>	Constant		
Crack Bandwidth or Effective Length	mm		Shear Retention	0,99		

(c)

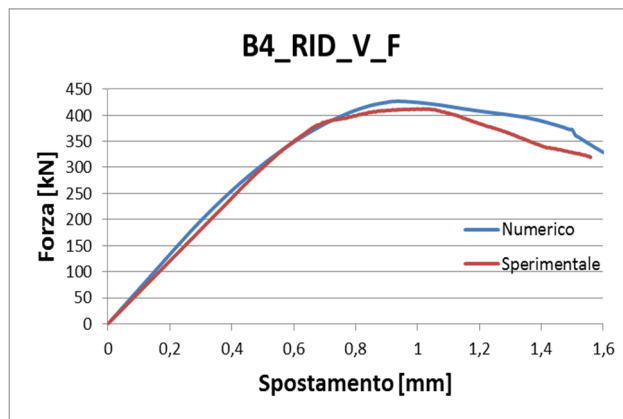
Al variare delle maglie e dei parametri testati si è visto che la migliore calibrazione del modello si ottiene con i parametri del B4 e B4\_F, quindi tramite una diminuzione della resistenza a trazione indiretta e con il calcolo dell'energia a compressione dalla curva sperimentale sforzo – spostamento.

È stato possibile calibrare il modello solo mediante la maglia meno raffinata (B4\_RID e B4\_RID\_F), la quale non ha dato problemi numerici con cadute della curva carico – spostamento post – picco molto più ripide rispetto ai risultati sperimentali, o mancata convergenza dell'analisi non lineare stessa.

Sia per i vincoli di appoggio simmetrico (B4\_RID\_V e B4\_RID\_V\_F) che per i vincoli di cerniera alla base (B4\_RID e B4\_RID\_F), si riportano i grafici nella Figura 7.12 e nella Figura 7.13 con gli andamenti della curva numerica calibrata su quella media sperimentale.

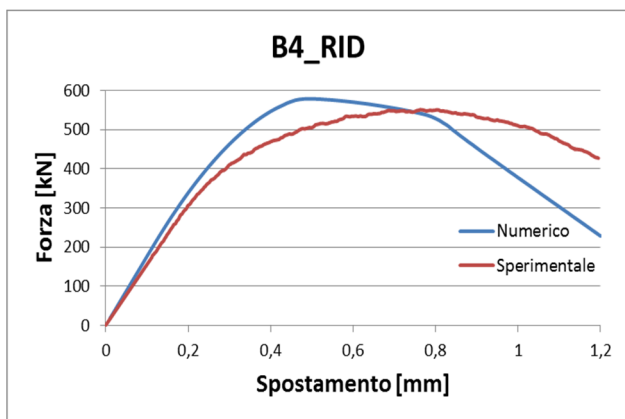


(a)

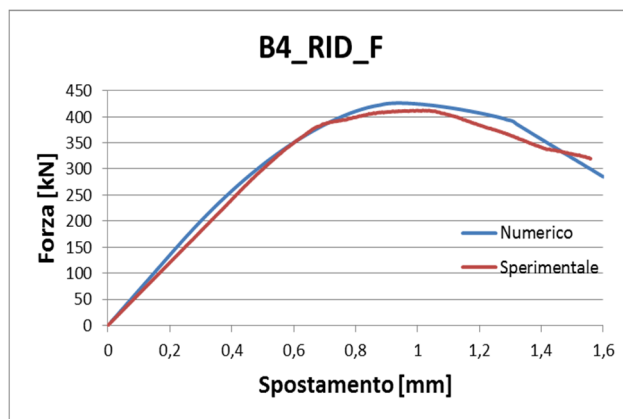


(b)

**Figura 7.12** Andamenti della curva numerica (B4\_RID), calibrata sulla media delle curve sperimentali per il modello a vincoli simmetrici (\_V) in assenza (a) e in presenza di fibre (b)



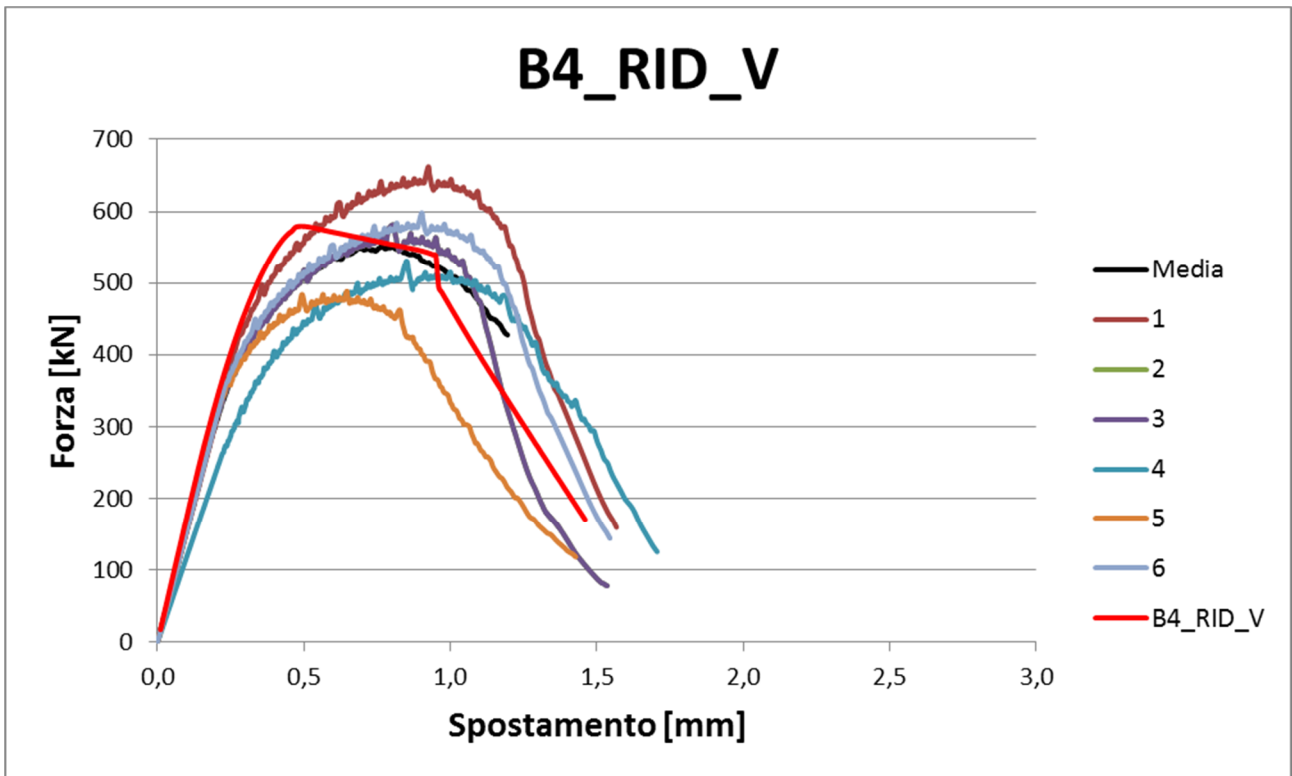
(a)



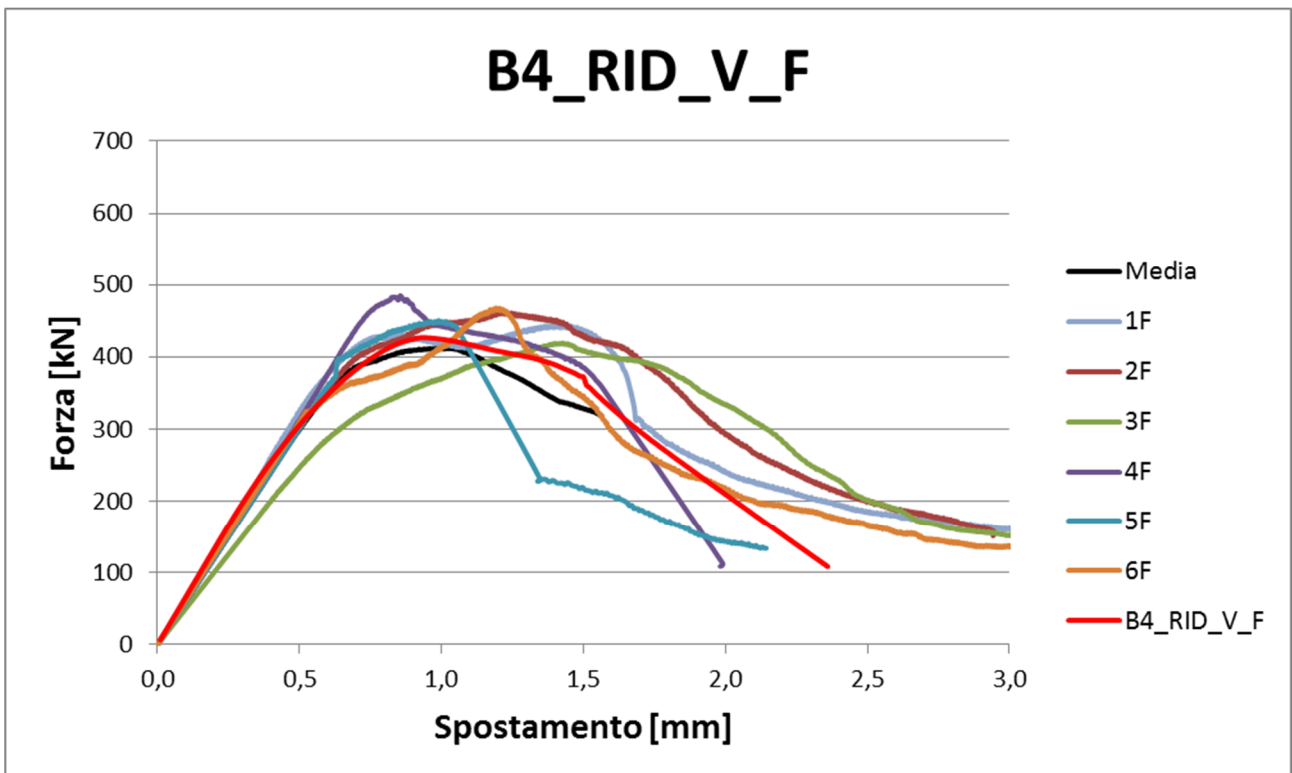
(b)

**Figura 7.13** Andamenti della curva numerica (B4\_RID), calibrata sulla media delle curve sperimentale per il modello a vincoli asimmetrici in assenza (a) e in presenza di fibre (b)

Per un confronto migliore dell'andamento della curva numerica rispetto agli andamenti delle curve sperimentali, si riportano i diagrammi con i dati completi dei sei provini, nel caso di vincoli simmetrici (Figura 7.14).



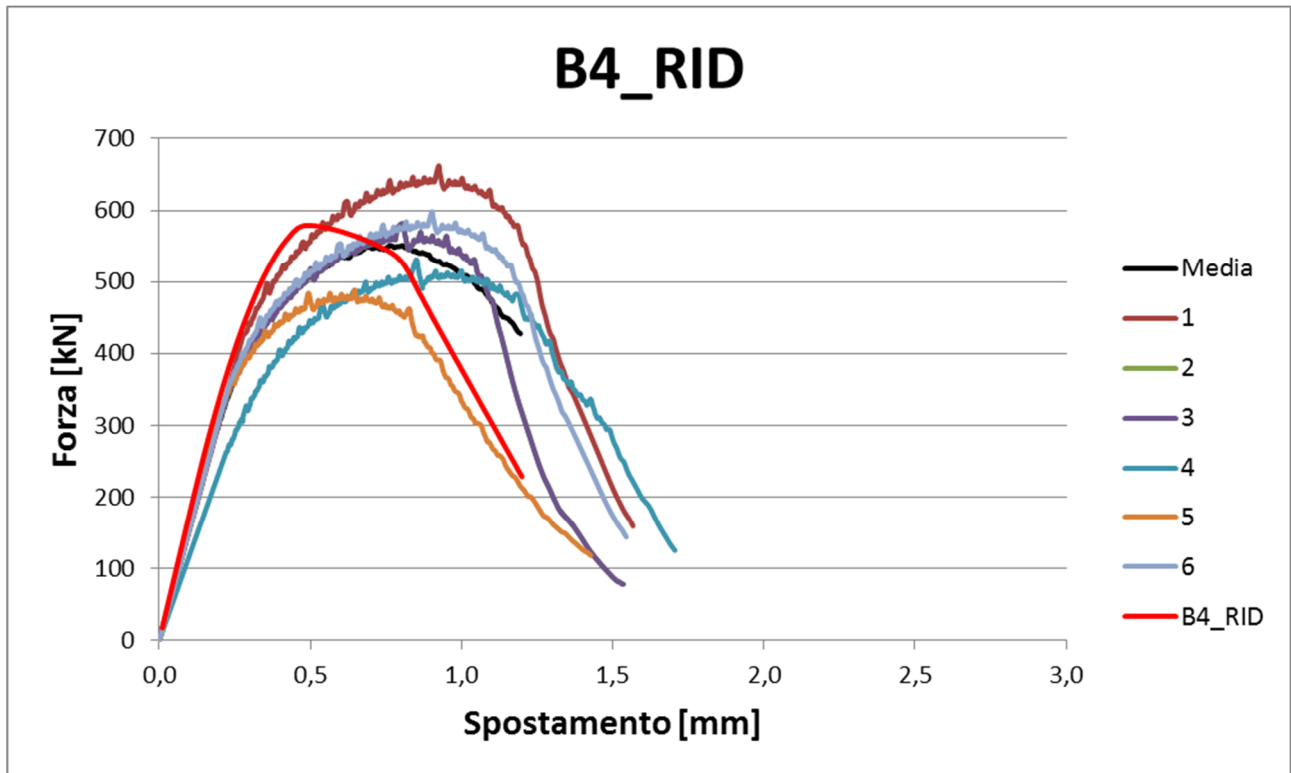
(a)



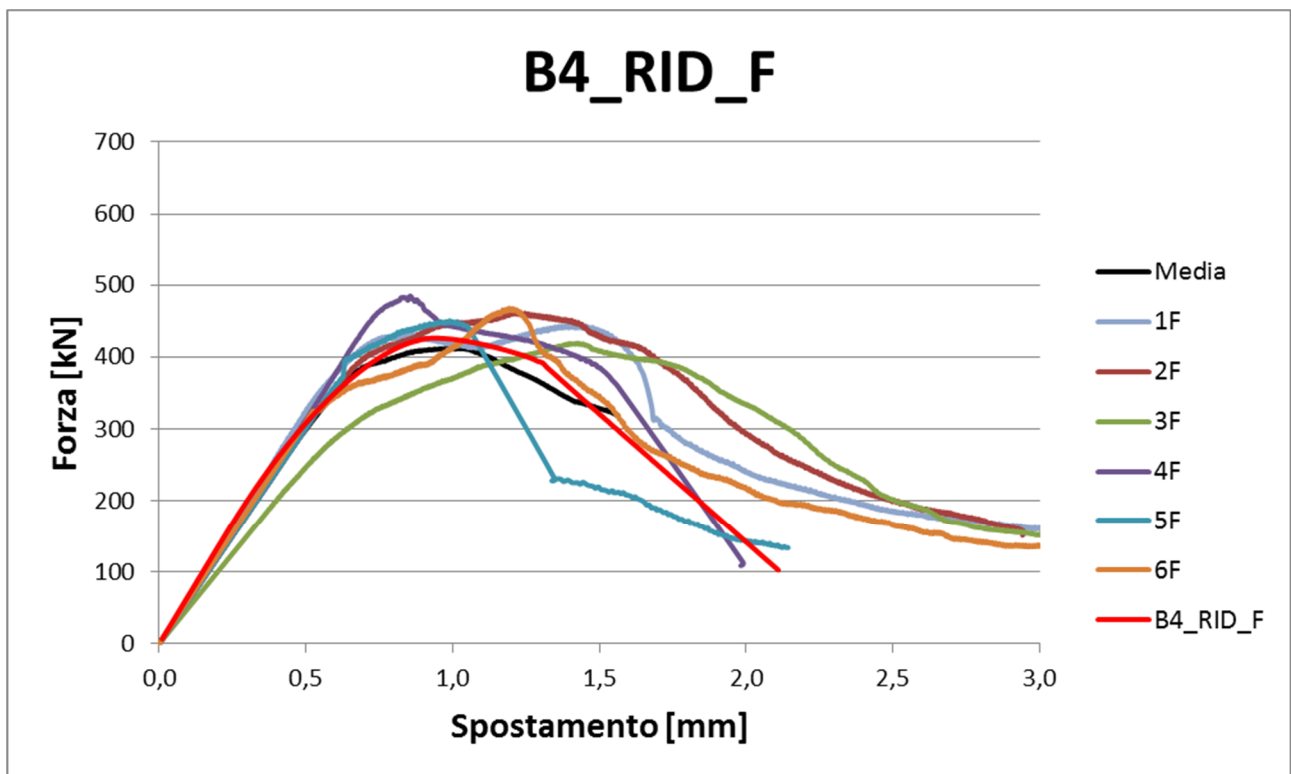
(b)

Figura 7.14 Andamenti della curva numerica (B4\_RID), e delle curve sperimentali per il modello a vincoli simmetrici in assenza (a) e in presenza di fibre (b)

Anche per i vincoli asimmetrici si ripropongono gli stessi diagrammi nella Figura 7.15.



(a)



(b)

Figura 7.15 Andamenti della curva numerica (B4\_RID), e delle curve sperimentali per il modello a vincoli asimmetrici in assenza (a) e in presenza di fibre (b)

A conclusione del capitolo si osserva che, a livello di curva carico – spostamento, l'utilizzo dei parametri del modello B4\_RID ha permesso di ricalcare l'andamento sperimentale, sia in presenza di vincoli di appoggio simmetrici ai due estremi del blocco, sia con vincoli di cerniera alla base inferiore.

Dallo studio dei parametri si è visto come, in genere, al decrescere dei valori delle energie di frattura, a trazione e a compressione, si ottenevano curve con il tratto post – picco di pendenza minore, mentre diminuendo tali parametri la pendenza aumentava e le curve decrescevano con ripidità crescente.

Resta ora da indagare il campo fessurativo nel blocco visualizzando la distribuzione degli sforzi principali su di esso e tracciando l'andamento qualitativo delle fessure all'aumentare del carico, prima e dopo il picco delle curve carico – spostamento.



## 8 ANDAMENTO QUALITATIVO DELLE FESSURE

Per l'analisi del comportamento fessurativo all'interno del blocco si è deciso di utilizzare la condizione di vincolo standard di doppia cerniera, in cima e alla base del blocco, per tenere in conto l'effetto dell'attrito delle piastre di acciaio sulle basi del provino.

Il modello di fessurazione adottato in questa prima parte del capitolo è un modello con fessurazione diffusa, basato sul Metodo FEM, mentre nel Capitolo 9 si è cercato di ricalcare l'andamento delle fessure con l'ausilio del programma di calcolo Abaqus, utilizzando un approccio di modellazione e calcolo numerico che riprende e modifica il FEM e permette la corretta modellazione delle discontinuità indipendentemente dalla scelta della mesh, Metodo XFEM.

Per il modello in DIANA si sono utilizzate le curve carico – spostamento corrispondenti ai vincoli di doppia cerniera, rappresentative della sola risposta pre – picco del blocco e non significative nella fase post – picco (si vedano i grafici nella Figura 7.3 nel Capitolo 7.2).

### 8.1 “TOTAL STRAIN BASED CRACK MODEL” IN DIANA

Uno degli aspetti più delicati nelle analisi non lineari agli elementi finiti di strutture in c.a. riguarda la corretta modellazione del processo fessurativo che si sviluppa al crescere delle deformazioni. Il sorgere di una fessura da un punto di vista pratico comporta la nascita di una porzione di superficie libera all'interno dell'elemento, che provoca una redistribuzione dello stato tensionale e un cambiamento della rigidità dell'elemento. E' importante che il modello costitutivo adottato sia in grado di cogliere l'eventuale sorgere di fessure e la loro successiva evoluzione. Per tale motivo si è adottato il legame costitutivo tridimensionale Total Strain Crack Model, che ricade nella classe dei modelli di danneggiamento a fessura diffusa (Smearred Crack Models). In tali modelli, il processo di fessurazione non è rappresentato con un effettivo distacco tra elementi della stessa mesh, ma è ottenuto “spalmando” il danneggiamento sugli elementi finiti interessati dalla concentrazione di deformazione, mediante un degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo degli elementi coinvolti. L'implementazione in DIANA del modello di danno sopra citato necessita dell'inserimento di tre legami costitutivi. Tali leggi definiscono il comportamento a compressione del calcestruzzo, il comportamento a trazione e quello a taglio. Il più interessante dei tre dal punto di vista computazionale è senza dubbio il comportamento a trazione in quanto direttamente correlato all'insorgere di fessurazioni. Per il comportamento a trazione del calcestruzzo si è adottata la curva esponenziale (si veda 6.8.1), che prevede un primo ramo pressoché elastico lineare fino al raggiungimento del valore limite di resistenza di trazione, seguito da un successivo ramo di softening. Attraverso un'adeguata calibrazione del ramo di softening è possibile simulare numericamente il processo fessurativo. In particolare il ramo softening è governato da due parametri: l'energia di frattura  $G_f$ , che è un valore intrinseco del calcestruzzo, e la lunghezza equivalente di frattura  $h$ . Quest'ultimo parametro deve essere scelto in modo tale da

garantire l'uguaglianza tra l'energia dissipata dalla struttura reale nel processo di fessurazione e quella ricavata per via numerica [CSP FEA, 2012].

Si è considerato un modello comportamentale di tipo "Total Strain Fixed Cracking", nel quale le tensioni sono determinate in funzione delle deformazioni in un sistema di coordinate fissato secondo la direzione della fessurazione e i legami costitutivi introdotti si applicano nelle tre direzioni principali a seconda del segno delle deformazioni.

Dal manuale di DIANA [DIANA USER'S MANUAL, 2014] si apprende la sintassi di input per i modelli "Total Strain Crack", che descrivono il comportamento a compressione e a trazione del materiale attraverso una relazione sforzo – deformazione. Tali input comprendono:

- le proprietà base del materiale, quali il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ecc.;
- la definizione del comportamento a compressione, a taglio e a trazione.

TOTCRK specifica il tipo di Total Strain Model che si deve utilizzare:

- FIXED, per il Total Strain Fixed crack model;
- ROTATE, per il Total Strain Rotating crack model.

I modelli di fessurazione diffusa inclusi in DIANA sono tre: il "Total Strain Rotating Crack", il "Total Strain Fixed Crack" e il "Multi – Fixed Crack". I primi due modelli si basano sul concetto di deformazione totale, con direzioni di fessurazione rispettivamente fisse o che ruotano in modo continuo rispetto alle direzioni principali del vettore di deformazione, mentre il terzo combina la decomposizione della deformazione ( $\epsilon_{\text{elastic}} + \epsilon_{\text{crack}}$ ) a trazione con un modello elasto – plastico in compressione [SAGASETA; JUAN; ROBERT, 2009]. Il modello multi – fixed utilizza una tecnica di fessurazione fissa multi – direzionale che comprende i casi estremi di completa rotazione e fessurazione fissa, in base alla scelta dell'angolo limite<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> Ogni volta che l'angolo di inclinazione tra la fessura esistente e la direzione corrente degli sforzi principali supera un certo angolo limite si ha l'innesco di una nuova fessura [ROTS, 1988].



## 8.2 RISULTATI DELL'ANALISI FESSURATIVA IN DIANA

Sia per i blocchi con l'aggiunta delle fibre che per quelli di solo calcestruzzo, si riportano gli andamenti delle deformazioni principali, degli sforzi principali e degli spostamenti (APPENDICE V) con il campo fessurativo associato.

Per il blocco in calcestruzzo si riportano i dati riguardanti i passi 30 e 50 (Figura 8.2 – Figura 8.5). Come si osserva dalla Figura 8.1 il passo 30 coincide con lo spostamento di 0,3 mm alla fine della fase elastica, mentre al passo 50 corrisponde lo spostamento di 0,50 mm in prossimità del picco della curva numerica carico – spostamento.

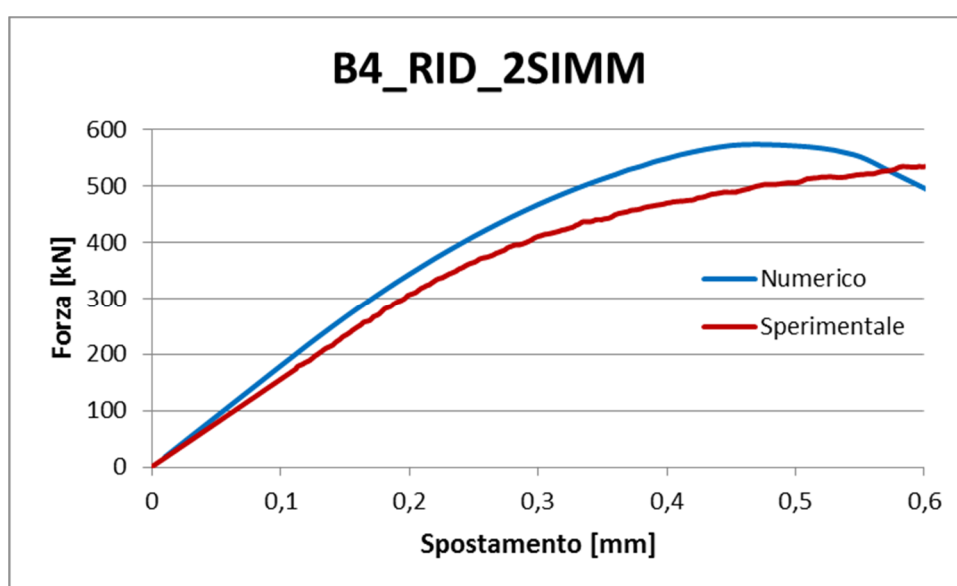


Figura 8.1 Andamento della curva Forza – Spostamento nel tratto pre – picco per il modello a vincoli doppio simmetrici in calcestruzzo semplice B4\_RID\_2SIMM

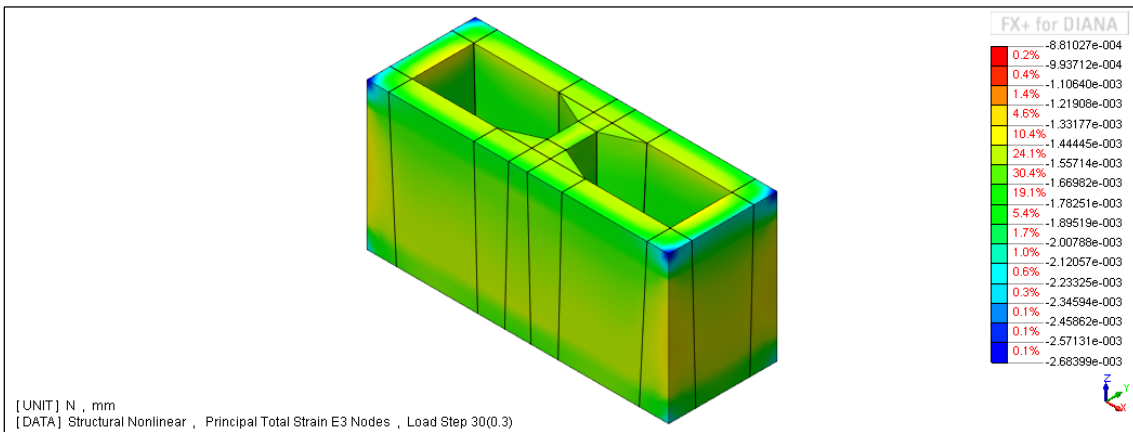
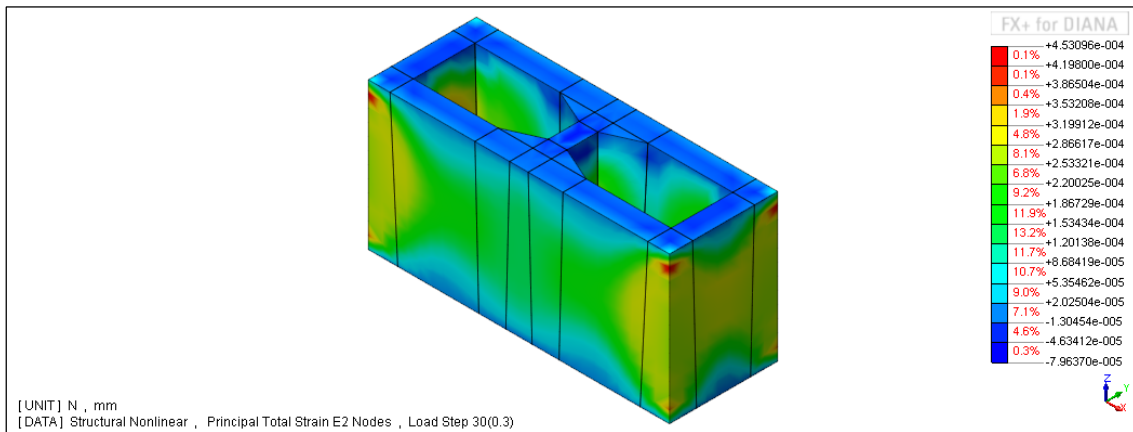
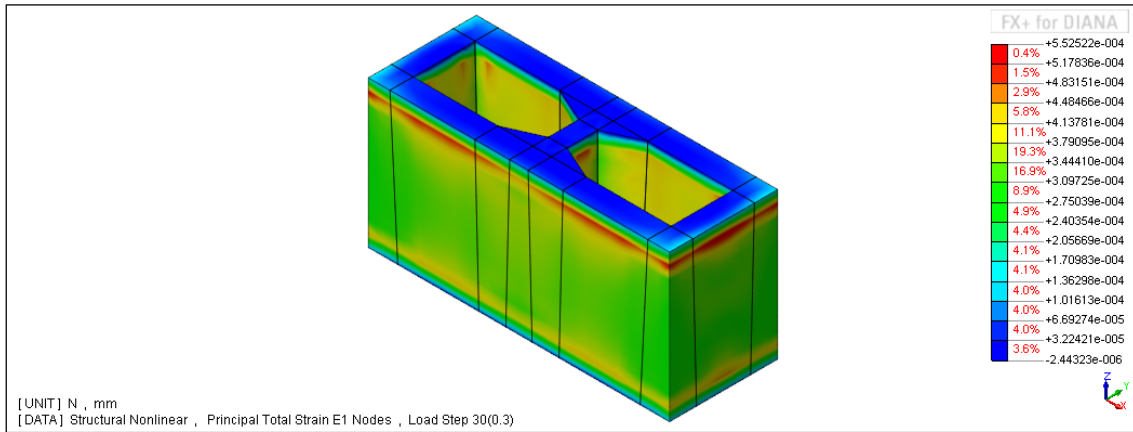


Figura 8.2 Deformazioni totali E1, E2 e E3 alla fine della fase elastica lineare (passo 30) per il blocco in calcestruzzo

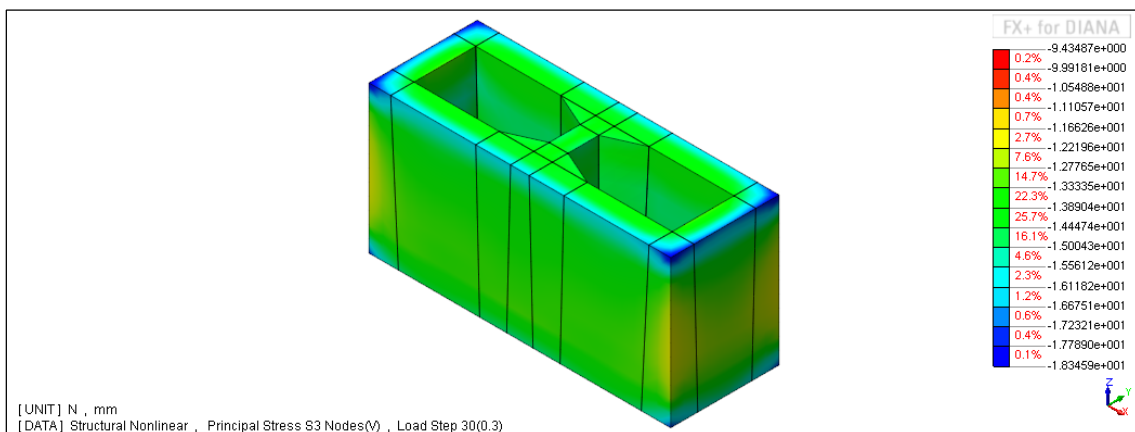
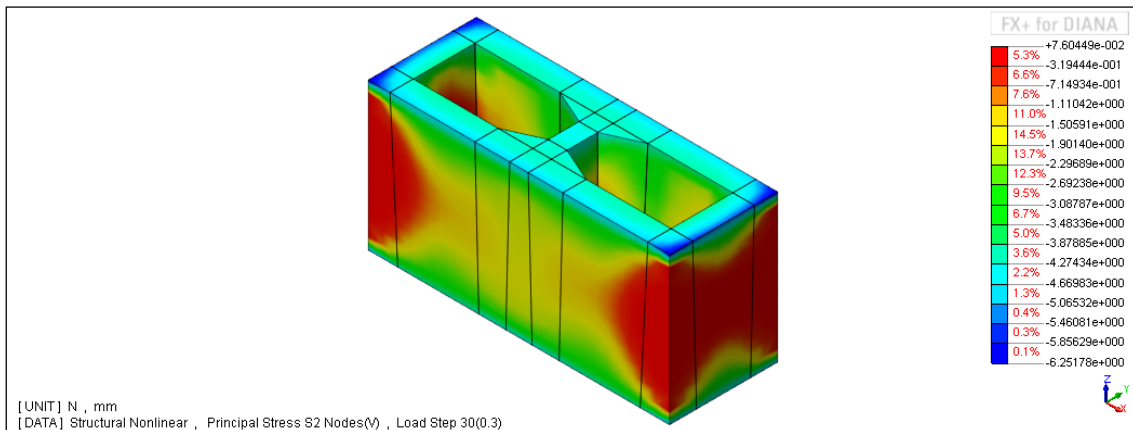
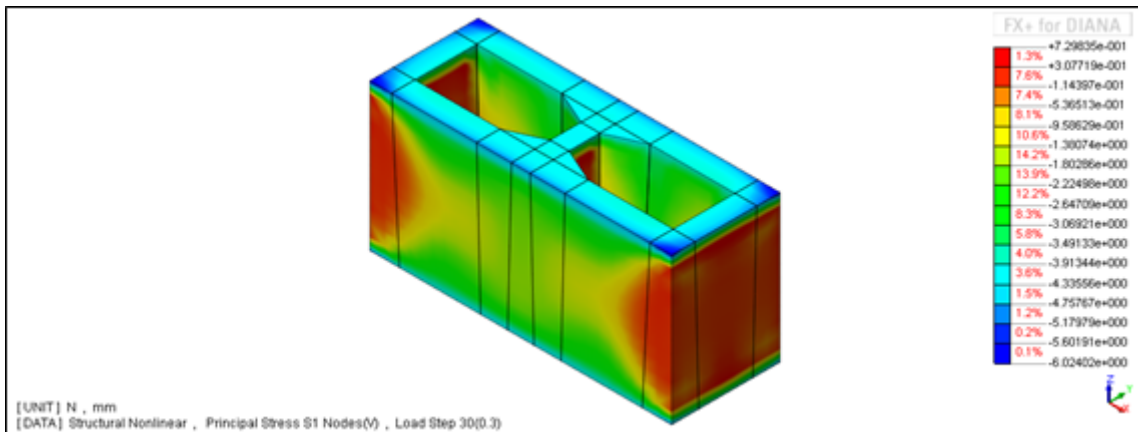
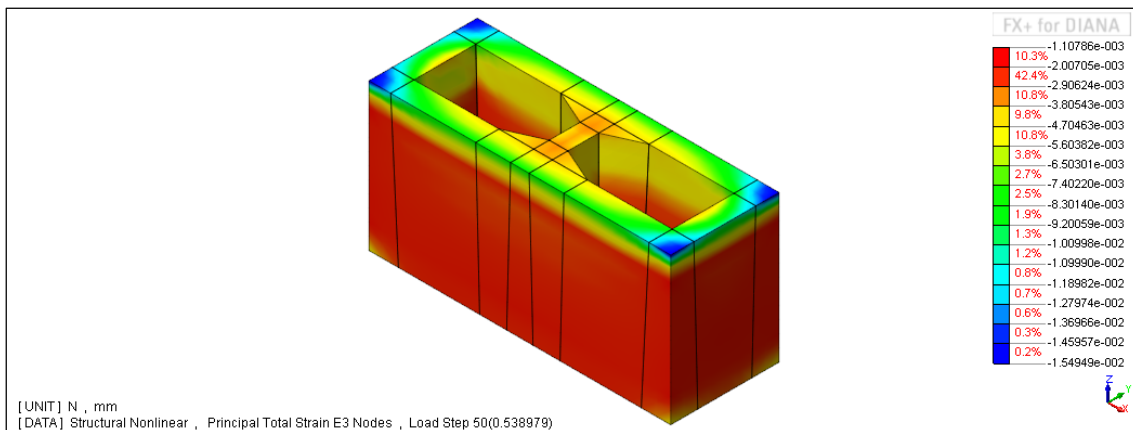
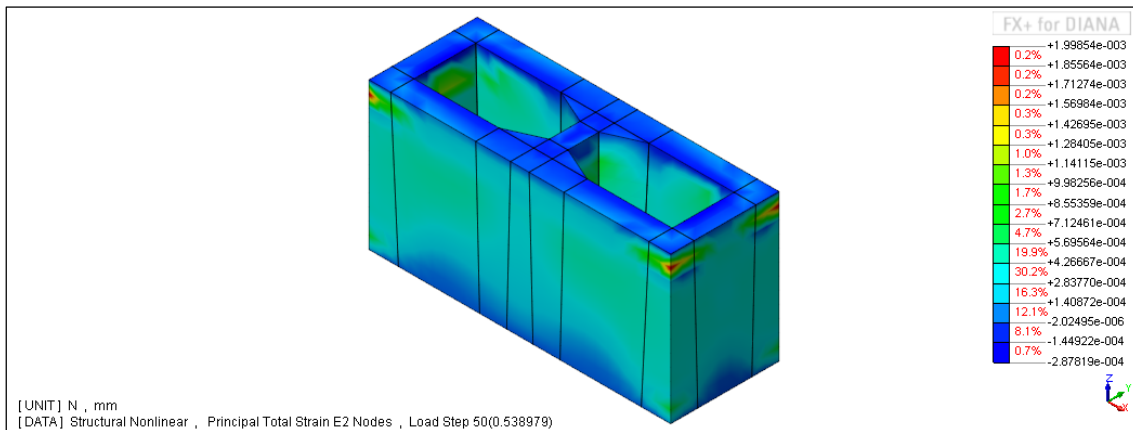
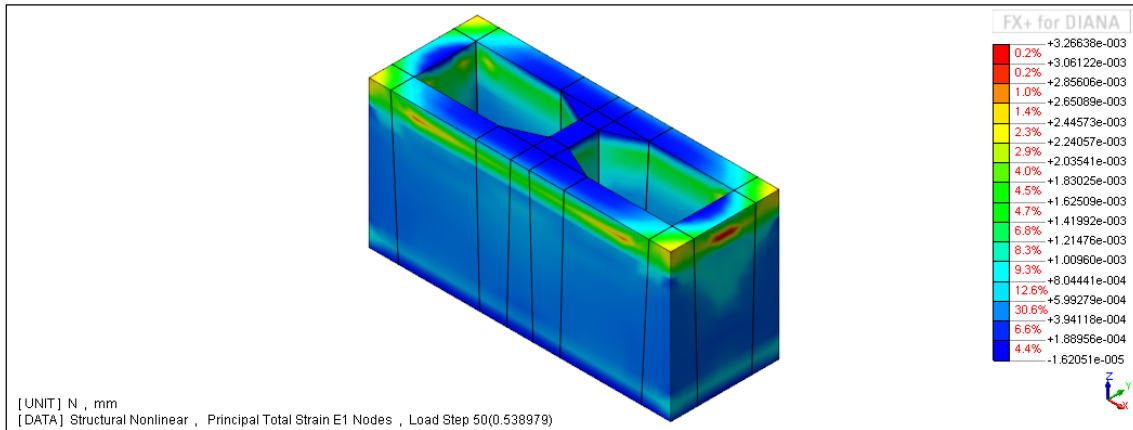


Figura 8.3 Sforzi principali S1, S2 e S3 alla fine della fase elastica lineare (passo 30) per il blocco in calcestruzzo



**Figura 8.4** Deformazioni totali E1, E2 e E3 in prossimità del picco della curva Forza – Spostamento (passo 50) per il blocco in calcestruzzo

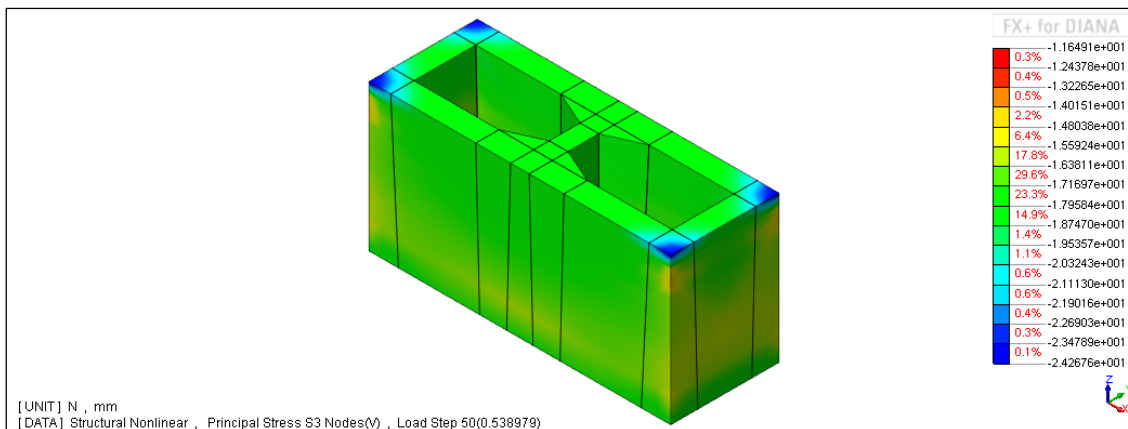
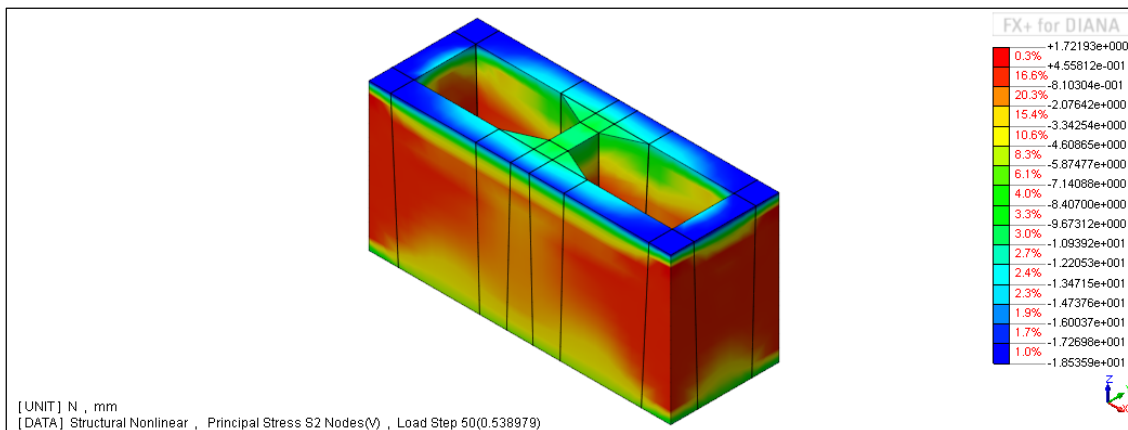
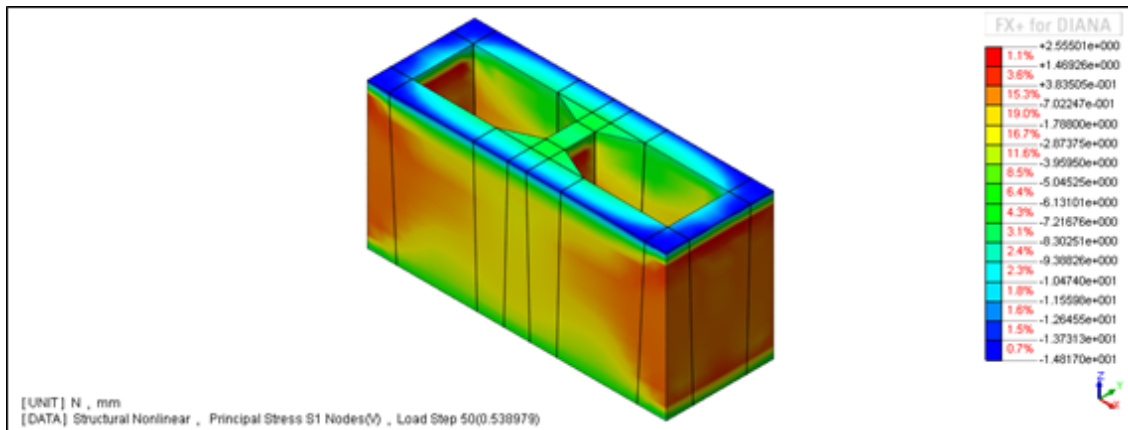
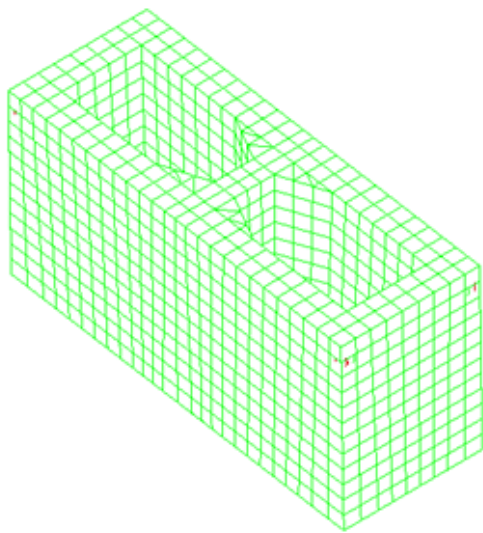


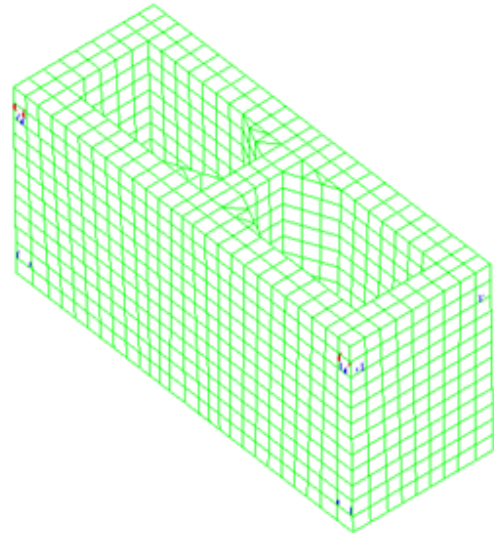
Figura 8.5 Sforzi principali S1, S2 e S3 in prossimità del picco della curva Forza – Spostamento (passo 50) per il blocco in calcestruzzo

Nella Figura 8.6 si riporta una progressione qualitativa del campo fessurativo, con istantanee dello stato di fessurazione sul blocco, in passi di carico prefissati.

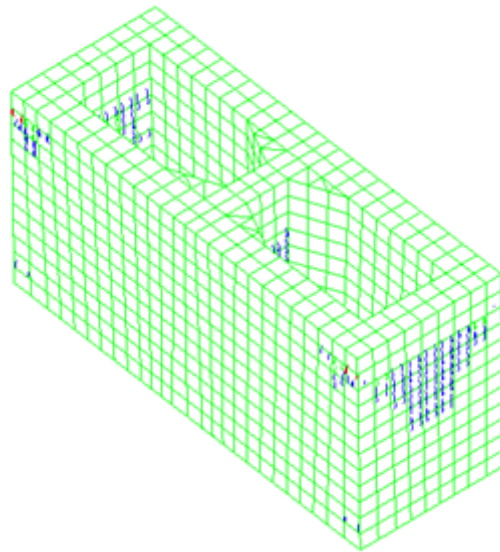
Essendo il modello utilizzato del tipo "Smearred Crack", per "fessura" si intende la direzione normale allo sforzo (o agli sforzi) principale (i) di trazione che eccede la resistenza del materiale.



**Passo 30**



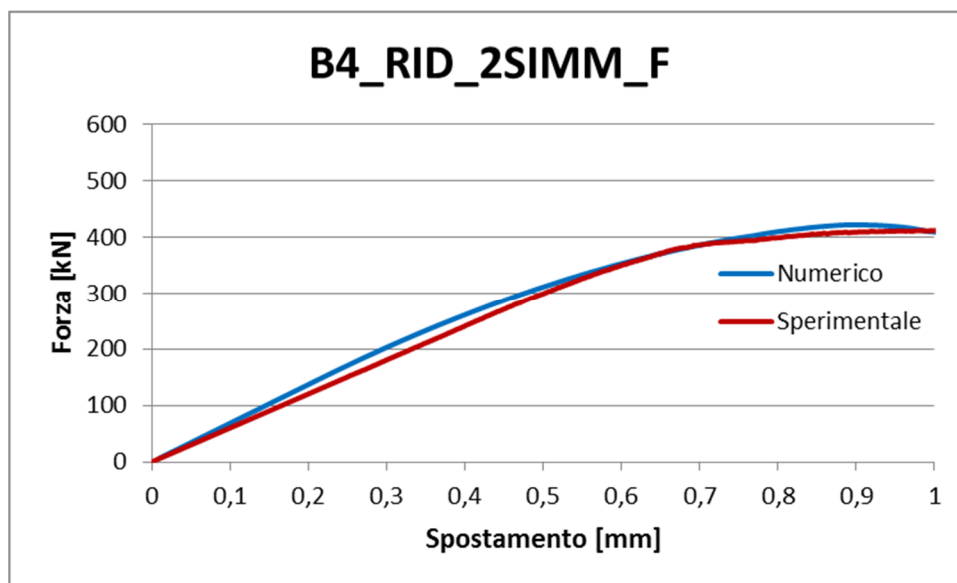
**Passo 40**



**Passo 50**

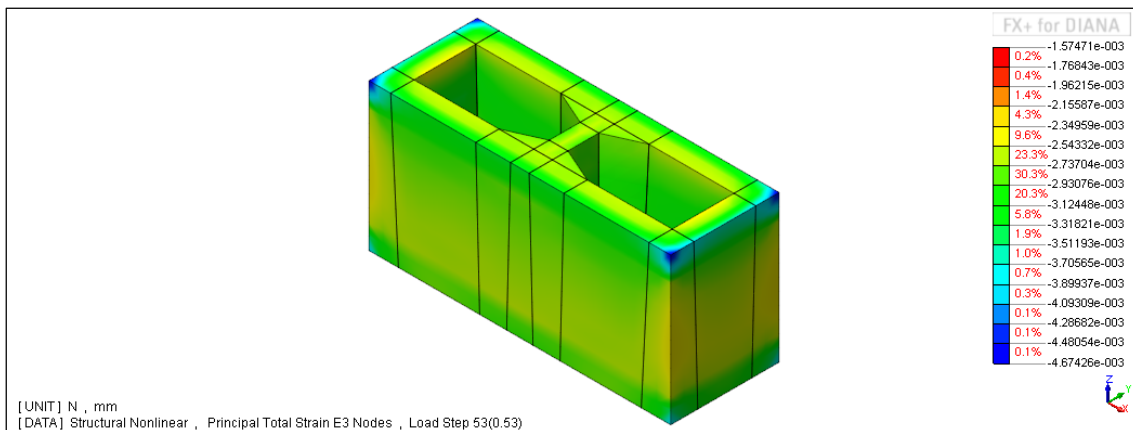
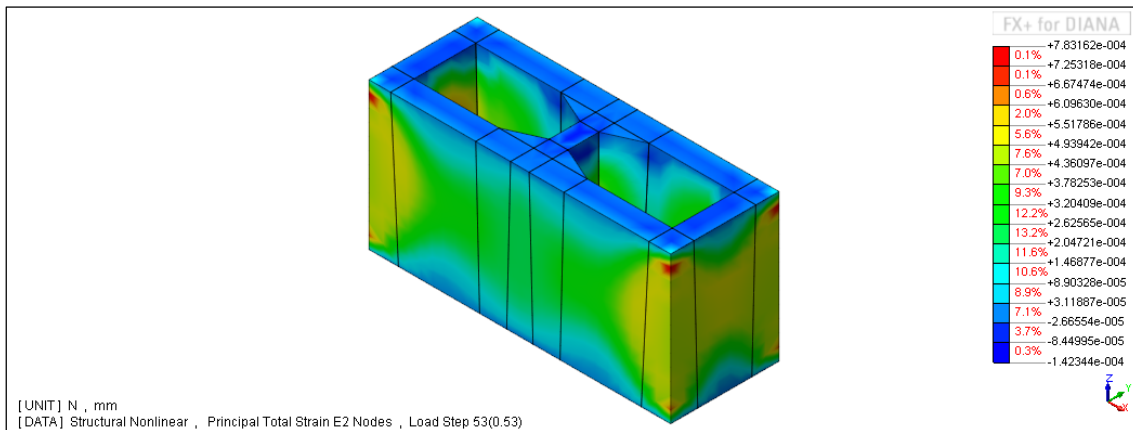
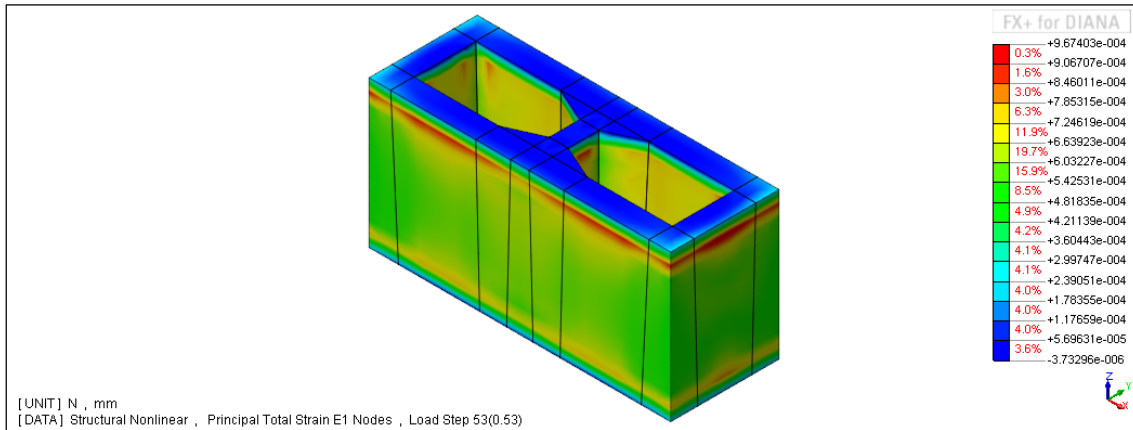
**Figura 8.6 Progressione del campo fessurativo per il blocco in calcestruzzo semplice**

Per il blocco rinforzato i passi analizzati sono il numero 53 e 100 (Figura 8.8 – Figura 8.11), che si trovano nel tratto pre – picco della curva carico – spostamento che è stato possibile calibrare sugli andamenti medi sperimentali.



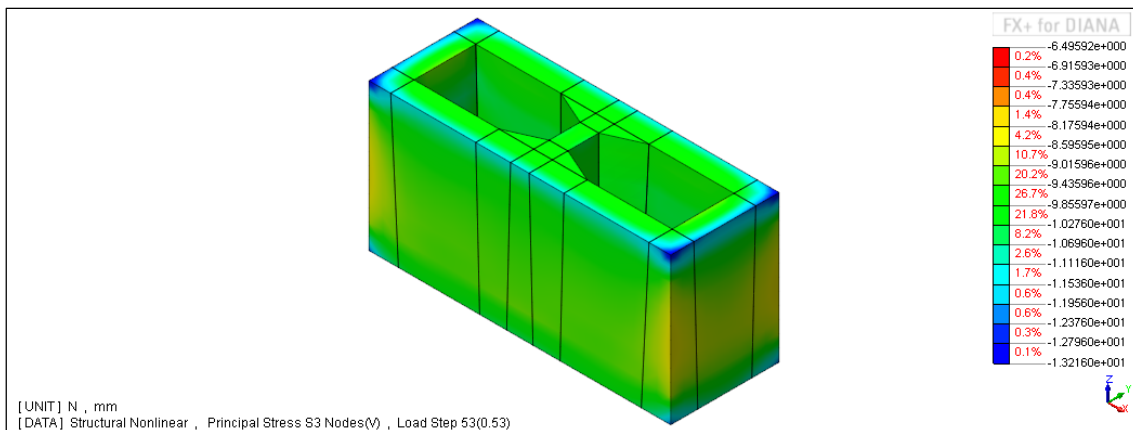
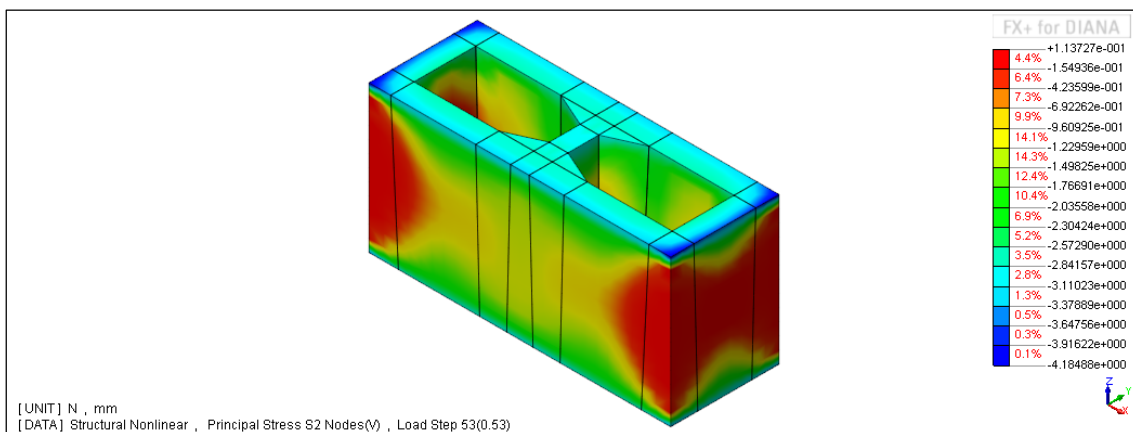
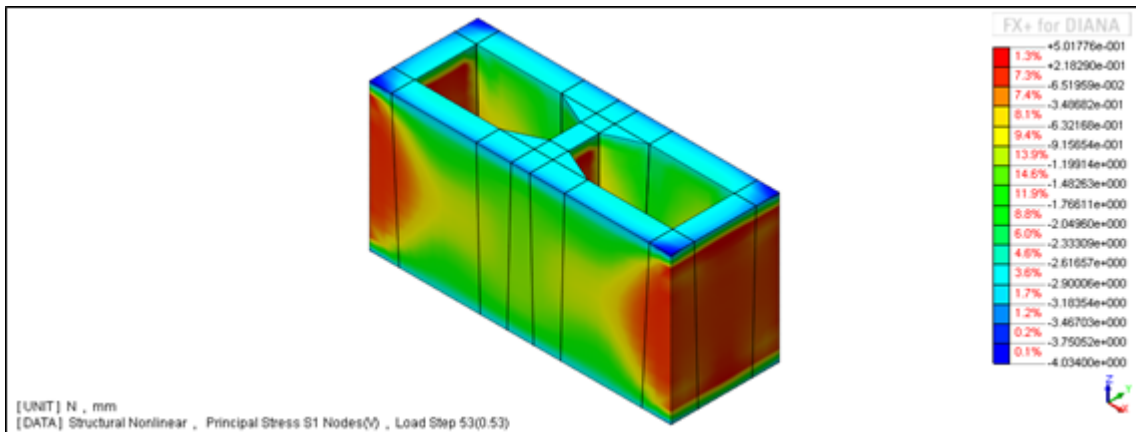
**Figura 8.7 Andamento della curva Forza – Spostamento nel tratto pre – picco per il modello a vincoli doppio simmetrici in calcestruzzo rinforzato B4\_RID\_2SIMM\_F**

Come si osserva dalla Figura 8.7 il passo 53 coincide con lo spostamento di 0,53 mm in corrispondenza del quale si hanno le prime fessure sul blocco al termine della fase elastica, mentre al passo 100 corrisponde lo spostamento di 1 mm in prossimità del picco della curva numerica carico – spostamento.

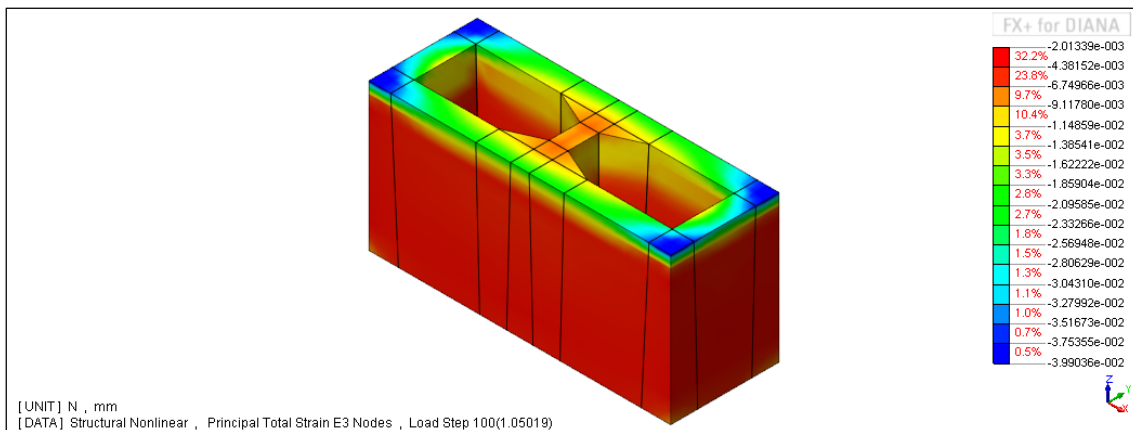
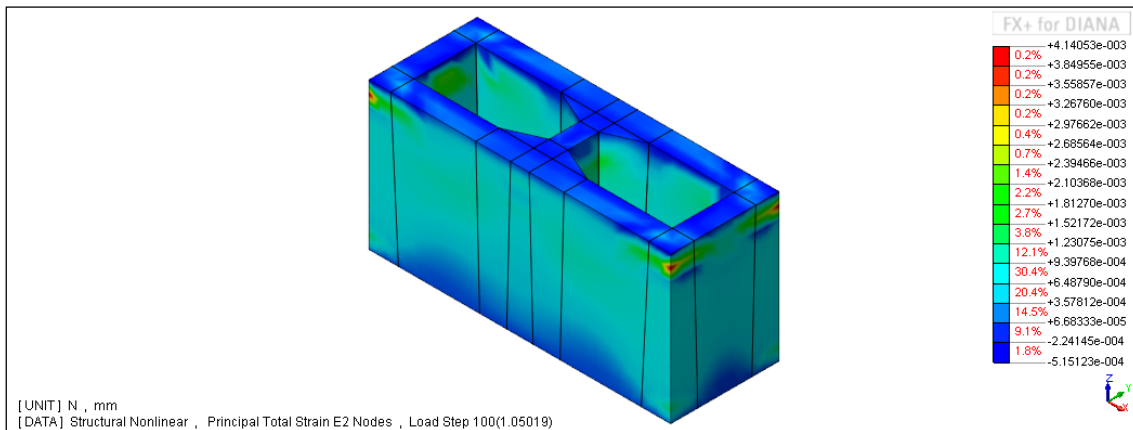
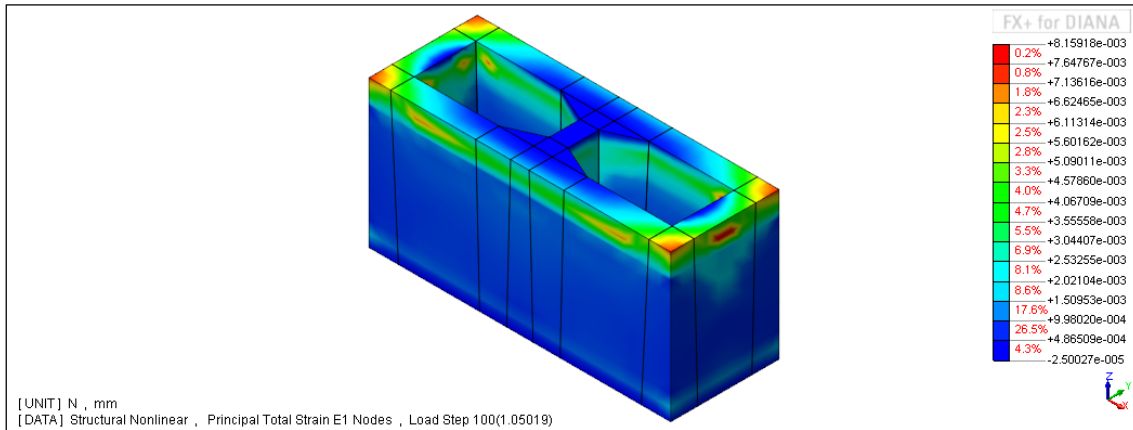


**Figura 8.8** Deformazioni totali E1, E2 e E3 alla fine della fase elastica lineare (passo 53) per il blocco rinforzato

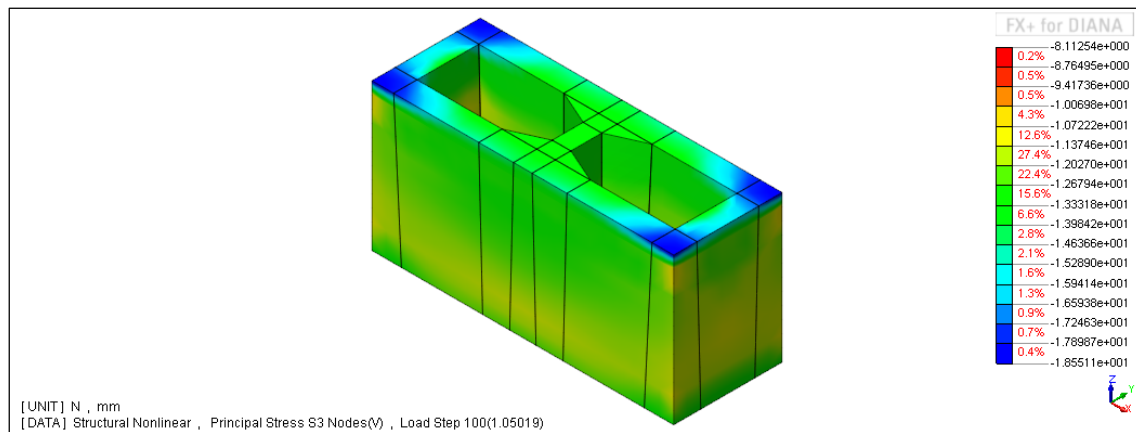
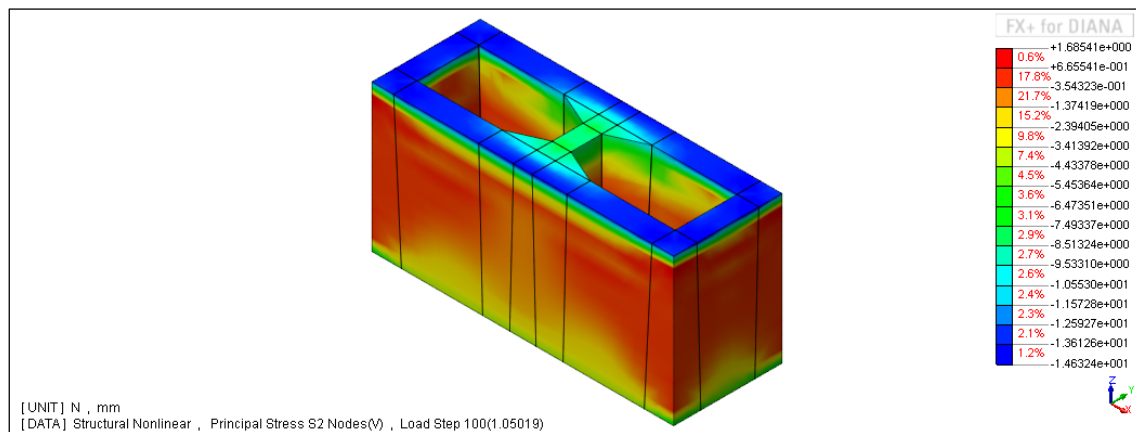
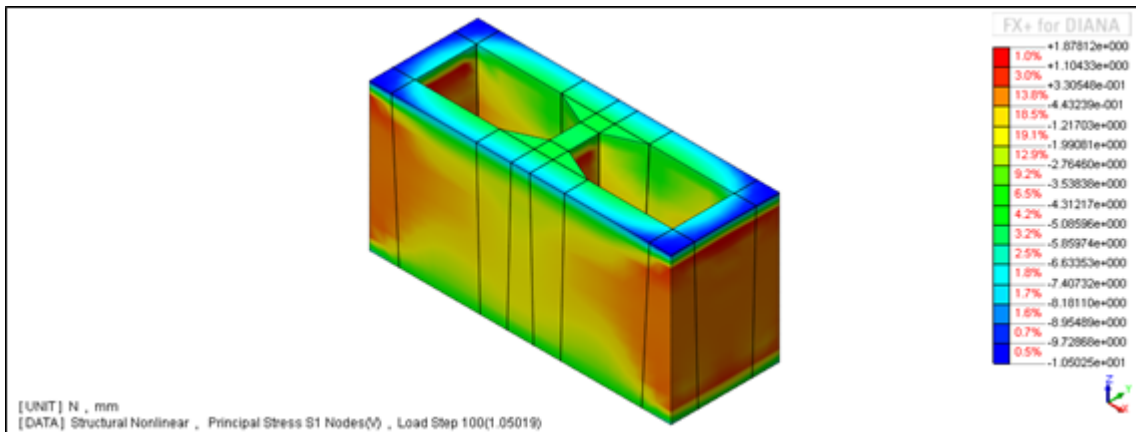




**Figura 8.9 Sforzi principali S1, S2 e S3 alla fine della fase elastica lineare (passo 53) per il blocco rinforzato**



**Figura 8.10** Deformazioni totali E1, E2 e E3 in prossimità del picco della curva Forza – Spostamento (passo 100) per il blocco rinforzato



**Figura 8.11 Sforzi principali S1, S2 e S3 in prossimità del picco della curva Forza – Spostamento (passo 100) per il blocco rinforzato**

Nella Figura 8.12 si riportano gli andamenti delle fessure per il blocco con le fibre.

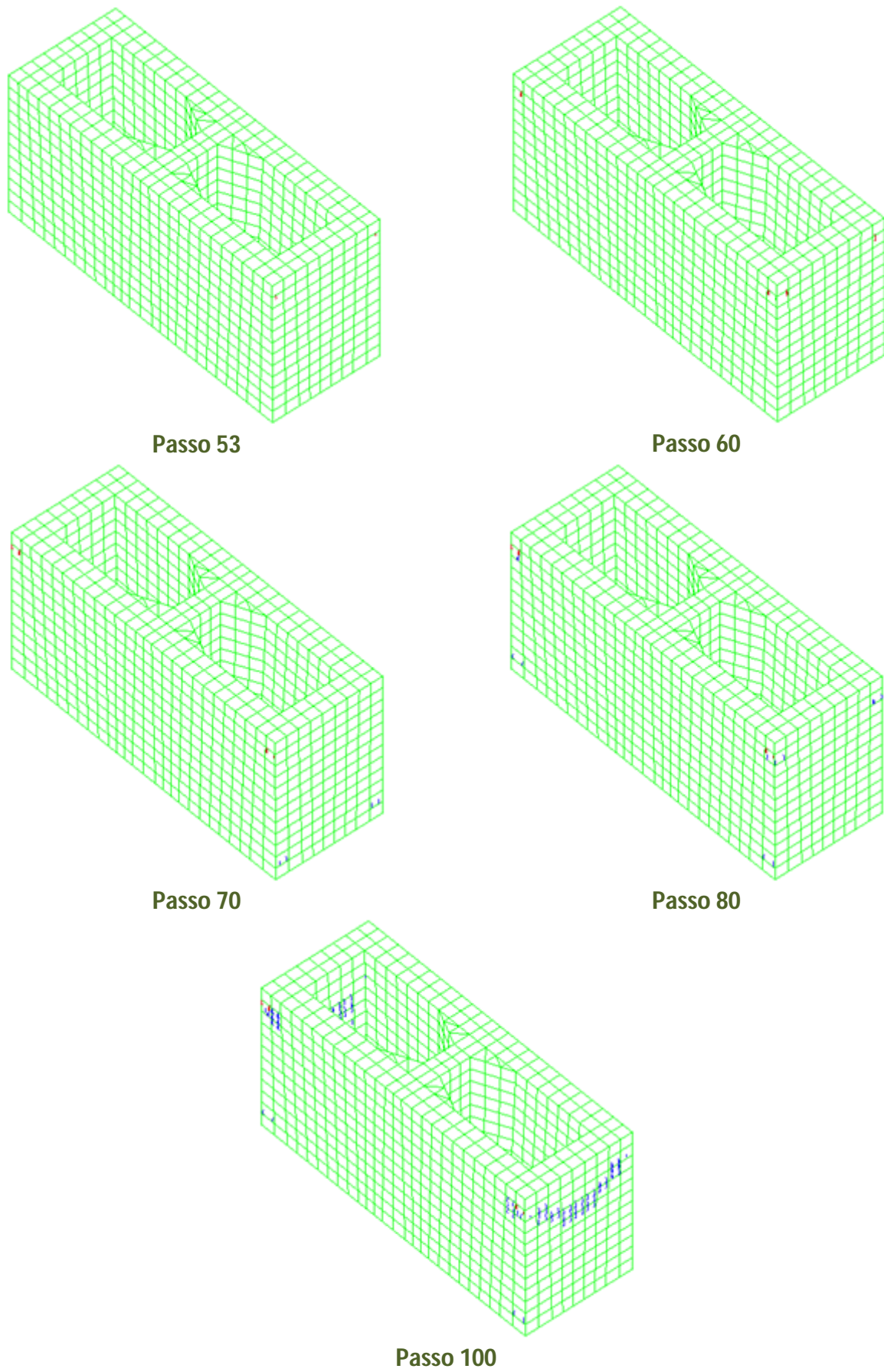


Figura 8.12 Progressione del campo fessurativo per il blocco rinforzato

Osservando i modi di rottura sperimentali dei blocchi, si nota una somiglianza con la distribuzione iniziale delle fessure ottenuta tramite il programma DIANA. Le fessure per trazione si concentrano nella parte superiore del blocco della superficie laterale trasversale e nelle porzioni superiori d'angolo della superficie longitudinale.

In Figura 8.13 si riporta la distribuzione fessurativa del blocco di calcestruzzo visto di fronte, in particolare si vede che nella porzione superiore del blocco il fenomeno di spalling (espulsione del calcestruzzo a causa della compressione) è predominante, mentre in prossimità degli spigoli sono le fessure verticali di trazione a caratterizzare lo stato di sforzo sul blocco.



**Figura 8.13 Confronto tra il comportamento sperimentale e numerico di un blocco di calcestruzzo, in termini di campo fessurativo sulla superficie laterale longitudinale**

Con l'analisi numerica è stato possibile riprodurre solo le tipiche fessure verticali che ricoprono parte della superficie laterale trasversale del blocco, si veda il dettaglio nella Figura 8.14 e il Capitolo 4.1.3.



**Figura 8.14 Confronto tra il comportamento sperimentale e numerico di un blocco rinforzato, in termini di campo fessurativo sulla superficie laterale trasversale**

Va ricordato che nel modello computazionale adottato la fessurazione è diffusa, mentre nel modello fisico è discreta.

La calibrazione del modello numerico interessa il tratto elastico iniziale fino al valore di picco della curva carico – spostamento. Le immagini messe a confronto riguardano due fasi di prova

differenti: dalle foto sperimentali si vede la distribuzione delle fessure nel blocco alla fine della prova di compressione, mentre nelle immagini del programma la fessurazione riguarda la sola fase pre – picco della prova. In questa fase iniziale, si osserva come già il blocco sia interessato da numerose fessure che andranno ad evolversi e a propagarsi nel prosieguo della prova di compressione stessa.

Un ulteriore confronto della distribuzione fessurativa, stimata numericamente, con quella sperimentale verrà svolto nella seconda parte del Capitolo 9, mediante il programma di calcolo Abaqus e il metodo XFEM.

## 9 ANALISI NON LINEARI IN ABAQUS

In quest'ultimo capitolo si affronta lo studio del comportamento non lineare del blocco di muratura (in calcestruzzo e rinforzata), cercando di calibrare le curve numeriche carico – spostamento sui valori della curva media sperimentale.

Mediante il programma di calcolo DIANA TNO è stato possibile ottenere una calibrazione parziale del tratto non lineare della curva carico – spostamento: adottando il programma di calcolo Abaqus ed il modello per il calcestruzzo “Concrete Damaged Plasticity” si cerca di modellare tutto il tratto non lineare delle curve suddette.

Nella prima parte del capitolo si descrivono i fondamenti teorici del modello Concrete Damaged Plasticity fornito da Abaqus per lo studio del comportamento del calcestruzzo e ritenuto il più idoneo a riprodurre coerentemente il comportamento sperimentale dei blocchi. Successivamente vengono richiamate le proprietà dei materiali, le condizioni al contorno e di carico, e la discretizzazione adottata per la modellazione del blocco.

Nell'ultima parte del capitolo si riporta una breve descrizione del metodo degli elementi finiti estesi (XFEM) che costituisce un'alternativa ai metodi che prevedono una descrizione del danno diffusa, e un esempio di applicazione di tale metodo per lo studio della fessurazione secondaria, per effetto della trazione, che è presente nei blocchi di muratura oggetto di studio.

### 9.1 “CONCRETE DAMAGED PLASTICITY MODEL” IN ABAQUS

Come tutti i legami plastici, il Concrete Damaged Plasticity Model assume che il materiale abbia un limite di resistenza oltre il quale si formano delle deformazioni permanenti. Le deformazioni totali sono così composte da un contributo elastico reversibile  $\epsilon_e$  e uno anelastico irreversibile  $\epsilon_p$ , come raffigurato in Figura 9.1.

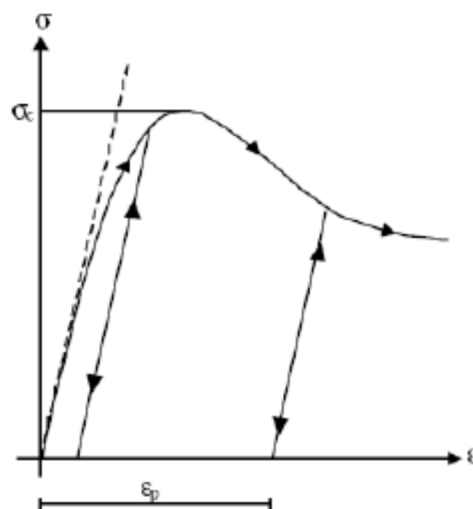


Figura 9.1 Legame plastico

La matrice di rigidezza elastica non subisce modificazioni nel corso della storia di carico. Per la sua natura dissipativa il processo di deformazione plastica, invece, dipende sia dal valore dello sforzo applicato che dal percorso di carico: non vi è quindi una corrispondenza biunivoca tra lo sforzo applicato e la deformazione plastica. Per questo motivo, le relazioni che legano sforzi e deformazioni devono essere scritte in forma incrementale o differenziale.

Quando iniziano a svilupparsi deformazioni plastiche, raggiunto lo snervamento del materiale, la relazione sforzi – deformazioni può essere di tre tipi: incrudente, (hardening), rammollente (softening) o perfetta [MONTI DI SOPRA, 2008].

L'equazione costitutiva che definisce questo tratto è detta legge di scorrimento.

In caso di stati tensionali complessi, va definita una funzione che identifichi tutti i punti a partire dai quali ha inizio la deformazione plastica, ovvero si deve definire un criterio di snervamento. Quando uno stato tensionale si trova sulla superficie definita dalla funzione di snervamento, subentra la legge di scorrimento a definire il legame tra sforzi e deformazioni incrementali. Tale legge può essere di due tipi:

- associata: se la direzione dello scorrimento plastico è ortogonale alla superficie
- non associata: se non si verifica la condizione precedente.

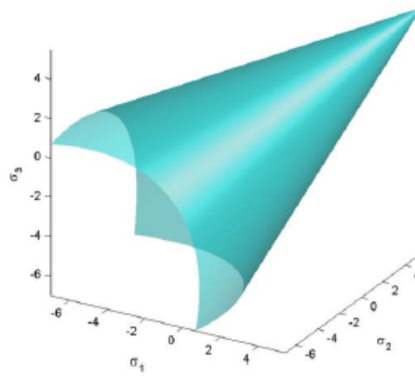
Nel caso di materiali non perfettamente plastici, per ottenere l'evoluzione della funzione di snervamento (denominata funzione potenziale plastica) si devono definire i parametri necessari a descriverla, nonché le equazioni di evoluzione degli stessi.

I materiali fragili e quasi fragili come la muratura sono sensibili alla pressione idrostatica, pertanto i criteri di snervamento impiegati devono tenere in considerazione questo aspetto. Tra questi rientrano il criterio di Mohr – Coulomb e quello di Drucker – Prager per materiali isotopi.

Il criterio di Mohr – Coulomb è già stato descritto nel Paragrafo 2.2.1, mentre il criterio di Drucker e Prager viene qui introdotto poiché è alla base del modello Concrete Damaged Plasticity di Abaqus e verrà utilizzato per descrivere il comportamento a compressione del blocco durante l'applicazione del metodo XFEM.

Il criterio di Drucker e Prager modifica il criterio di snervamento di Von Mises, secondo cui le componenti idrostatiche non influiscono sulla deformazione plastica, ed è rappresentabile mediante un cono nello spazio delle tensioni principali, Figura 9.2.

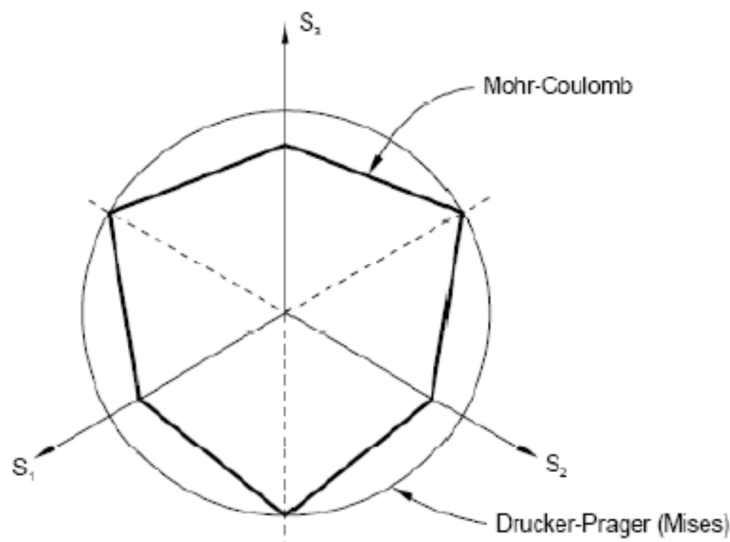




**Figura 9.2 Rappresentazione del criterio di Drucker – Prager nello spazio delle tensioni principali**

Il criterio di Drucker e Prager supera la difficoltà di dover calcolare gli incrementi di deformazione plastica in corrispondenza degli spigoli del dominio elastico del materiale di Mohr – Coulomb, Figura 9.3

Nel piano delle tensioni principali (in condizioni di sforzo piano) definisce un dominio di forma ellittica non centrato nell’origine, rendendo più semplice la determinazione degli incrementi di deformazione plastica.



**Figura 9.3 Criteri di Mohr – Coulomb e Drucker – Prager nel piano deviatorico**

Il modello costitutivo Concrete Damaged Plasticity di Abaqus governa, nello specifico, il comportamento non lineare del calcestruzzo, incluso il collasso, sia a trazione che a compressione, attraverso una formulazione basata sempre sulla teoria della plasticità.

Nel modello si assumono quali meccanismi di rottura, rispettivamente, la fessurazione sotto stati di sforzo di trazione e la rottura per schiacciamento del calcestruzzo compresso.

L’evoluzione della superficie di rottura è controllata dalle variabili di deformazione plastica a trazione  $\epsilon_{tpl}$  e a compressione  $\epsilon_{cpl}$ , connesse rispettivamente ai meccanismi di rottura per fessurazione e per schiacciamento.

## 9.2 DESCRIZIONE DELLE ANALISI NON LINEARI IN ABAQUS

L'analisi ad elementi finiti viene effettuata per modellare il comportamento non lineare dei blocchi soggetti a compressione monoassiale. Per l'analisi è stato utilizzato il programma Abaqus/standard nella versione 6.13.

### 9.2.1 Modelli costitutivi dei materiali

All'interno del programma di calcolo, per la definizione del calcestruzzo semplice e fibro – rinforzato in campo elastico, sono sufficienti il modulo di Young,  $E_c$ , e il coefficiente di Poisson,  $\nu$ , Figura 9.4.

The screenshot shows the 'Elastic' properties dialog for 'Concrete Damaged Plasticity'. The 'Type' is set to 'Isotropic'. The 'Number of field variables' is 0. The 'Moduli time scale (for viscoelasticity)' is set to 'Long-term'. There are checkboxes for 'No compression' and 'No tension', both of which are unchecked. A 'Data' table is visible at the bottom, containing the following information:

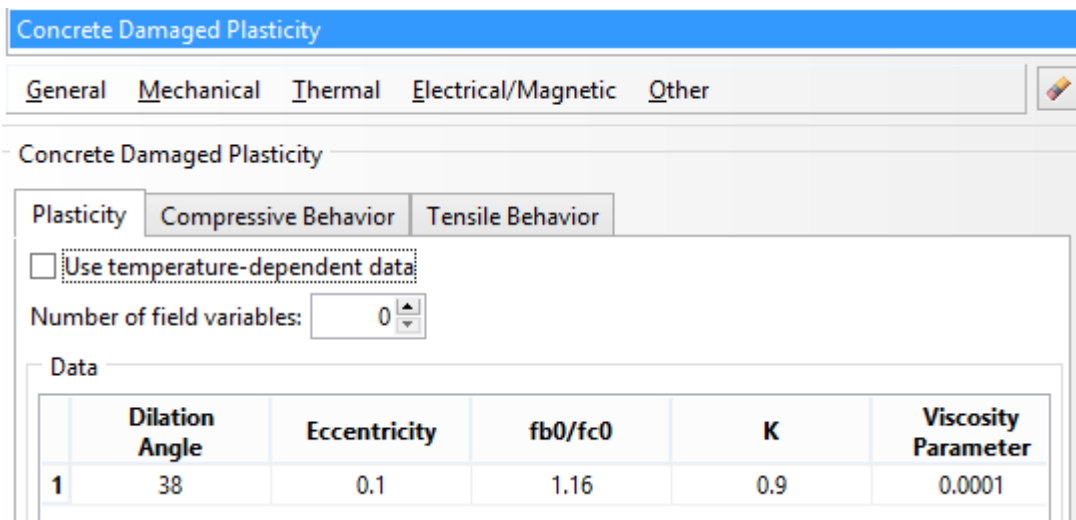
	Young's Modulus	Poisson's Ratio
1	9752.50872	0.2

**Figura 9.4 Dati elastici del calcestruzzo**

Per il comportamento plastico, invece, è stato utilizzato il modello Concrete Damaged Plasticity, utile per rappresentare i comportamenti non lineari a compressione ed a trazione del materiale. Il modello Concrete Damaged Plasticity è adatto per studiare strutture in calcestruzzo sotto carichi statici, ciclici e/o dinamici e prevede la definizione dei seguenti parametri [ABAQUS USER'S MANUAL 2013]:

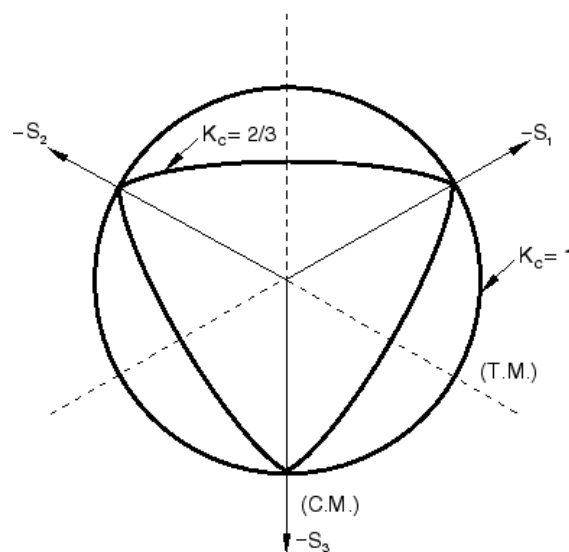
- Dilation Angle  $\psi$  (valore espresso in gradi compreso tra  $30^\circ < \psi < 40^\circ$ , di default per il calcestruzzo pari a  $38^\circ$ )
- Eccentricity: l'eccentricità è un piccolo valore positivo che definisce la velocità alla quale il potenziale plastico raggiunge il suo asintoto; valore di default pari a 0.1

- $f_{b0}/f_{c0}$ : si tratta del rapporto tra lo sforzo di compressione equi – biassiale iniziale e lo sforzo di compressione monoassiale; valore di default pari a 1.16
- $K_c$ : è il rapporto tra il secondo invariante di sforzo sul meridiano delle trazioni e quello sul meridiano delle compressioni calcolati sul piano deviatorico, per ogni valore dato dell'invariante di pressione  $p$  affinché lo sforzo principale massimo sia negativo. Il valore di  $K$  è compreso tra:  $0.5 < K_c < 1.0$ , il valore di default è  $2/3$
- Viscosity Parameter: è un parametro utilizzato per la regolarizzazione viscoplastica del legame costitutivo del calcestruzzo; valore di default pari a 0.



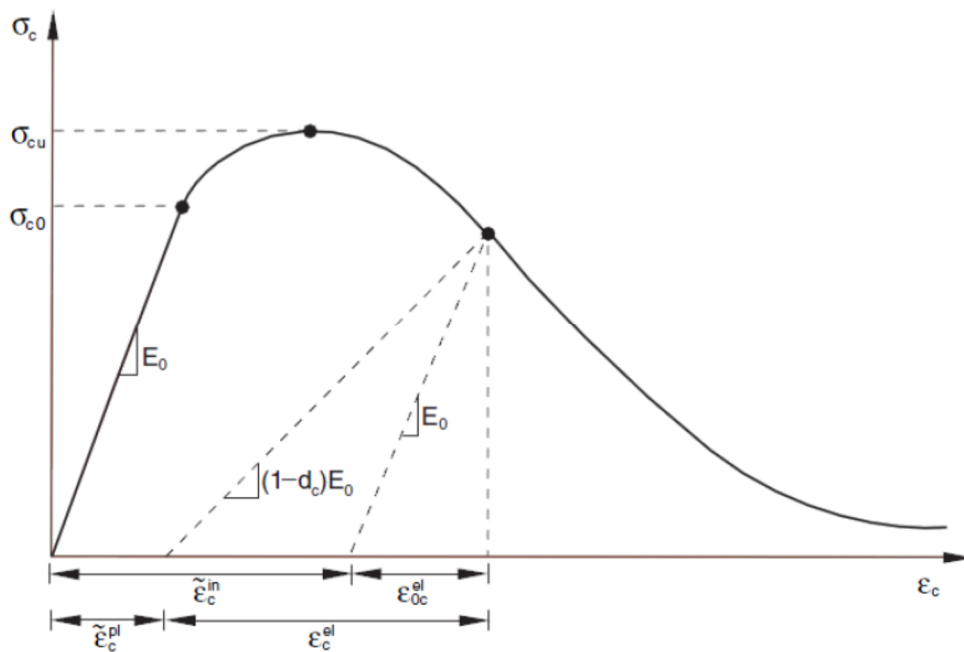
**Figura 9.5 Parametri richiesti dal Concrete Damaged Plasticity Model di Abaqus**

Il valore di  $K_c$  adottato, pari a 0,9, è superiore a quello di default per il calcestruzzo, pari a  $2/3$  (Figura 9.6), e ha permesso di abbassare il valore di picco del carico durante la calibrazione delle curve carico – spostamento; anche il valore del coefficiente di viscosità è stato scelto diverso da zero e pari a 0,0001, per permettere una convergenza più rapida delle analisi senza inficiare i risultati delle stesse.



**Figura 9.6 Superficie di rottura nel piano deviatorico al variare del parametro  $K_c$  [ABAQUS USER'S MANUAL 2013]**

In seguito, occorre definire i comportamenti a compressione (Compressive Behaviour) ed a trazione (Tensile Behaviour) del materiale per quanto riguarda il tratto inelastico. Per l'inserimento del legame costitutivo a compressione, vengono richiesti dal programma i parametri di sforzo "yield stress"  $\sigma_c$  e di deformazione "inelastic strain"  $\varepsilon_c^{in}$ ; quest'ultima è definita come la deformazione totale a cui è sottratta la deformazione elastica corrispondente al materiale non danneggiato,  $\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}$ , dove  $\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_0$ , come illustrato in Figura 9.7:



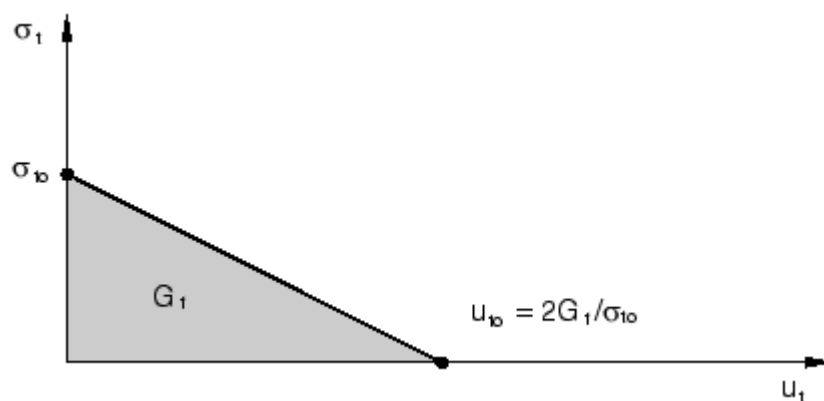
**Figura 9.7** Definizione della deformazione plastica a compressione

Abaqus automaticamente converte i valori di deformazione inelastica in valori di deformazione plastica usando la relazione  $\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$ , dove  $d_c$  rappresenta la variabile di danno a compressione. In assenza di danno a compressione, come è considerato nel caso in esame, risulta  $\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in}$ .

A trazione monoassiale la risposta in termini di sforzo – deformazione segue una relazione elastica lineare fino a che non viene raggiunto il valore di sforzo di rottura, che corrisponde all'inizio della fessurazione del calcestruzzo dovuto al raggiungimento della tensione ultima di trazione. Per l'inserimento della parte inelastica del legame costitutivo a trazione, vengono richiesti dal programma i parametri di sforzo "yield stress"  $\sigma_{t0}$  e il valore dell'energia di frattura a trazione  $G_f$ . Tale energia è direttamente collegata al valore di spostamento  $u_{t0}$  in corrispondenza della completa perdita di resistenza a trazione del materiale,  $u_{t0} = 2G_f/\sigma_{t0}$ .

Inserendo il valore di  $G_f$  il modello assume che oltre lo sforzo di rottura la formazione di microfessure venga rappresentata con una risposta in termini di sforzo – spostamento linearmente decrescente, si veda la Figura 9.8.

Anche in questo caso non si considerano le sotto opzioni offerte dal programma assumendo l'assenza di danno a trazione.



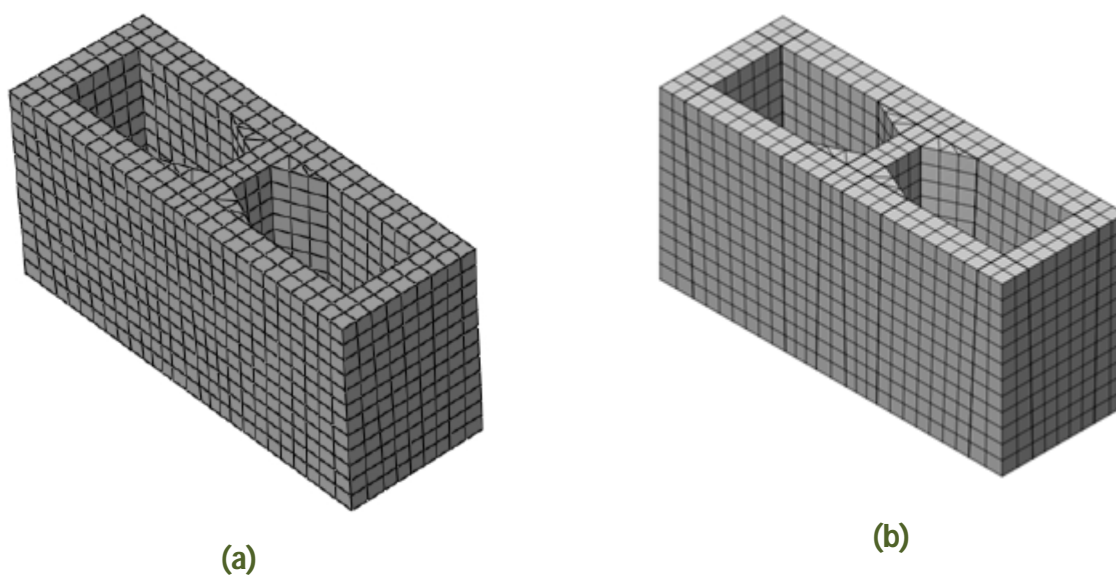
**Figura 9.8 Andamento degli sforzi di trazione oltre lo sforzo di rottura e energia di fessurazione a trazione**

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo a compressione e a trazione utilizzate per le analisi numeriche sono quelle direttamente ottenute dall'analisi delle curve sperimentali sforzo – deformazione per quanto riguarda la definizione della deformazione plastica a compressione, e coincidono con il valore di energia di frattura a trazione inserito nel programma DIANA per il comportamento a trazione.

### 9.2.2 Altri input per l'analisi non lineare

Per quanto riguarda la discretizzazione, si è realizzata in Abaqus una maglia molto simile a quella adottata in DIANA, con elementi di tipo C3D8R linear heaxahedron in gran parte del blocco e elementi C3D6 linear wedge per le porzioni triangolari nella parte interna del blocco.

In Figura 9.9 si fornisce una rappresentazione della maglia del blocco realizzata in Abaqus confrontata con la maglia di DIANA.



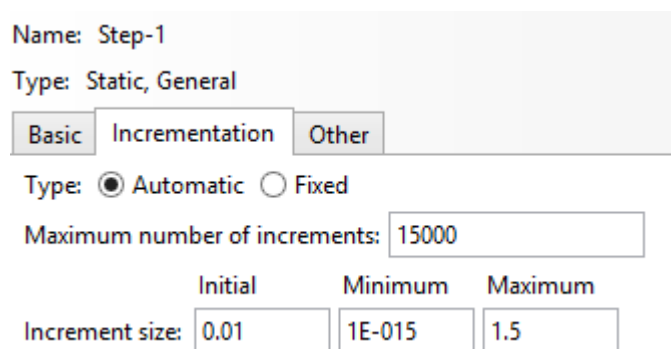
**Figura 9.9 Confronto tra le maglie di Abaqus (a) e di DIANA (b)**

Le condizioni al contorno imposte sono le stesse del modello in DIANA, quindi condizioni di cerniera sulle basi superiore e inferiore, mentre le condizioni di spostamento imposto in direzione verticale e di verso negativo rispetto all'asse Z coinvolgono i nodi della base superiore del blocco e riproducono il controllo di spostamento per descrivere una prova di carico monoassiale.

Si è imposto uno step di tipo statico e il problema è stato definito come analisi in piccoli spostamenti, in cui le non linearità geometriche (per gli effetti dei grandi spostamenti) sono ignorate nel calcolo dell'elemento e le relazioni cinematiche sono linearizzate.

Nei problemi non lineari Abaqus/Standard, così come DIANA, adottano una soluzione incrementale iterando all'interno dello step (Metodo di Newton Rapson, si veda APPENDICE IV). L'incremento è stato definito di tipo automatico, impostando dei limiti superiori al numero di incrementi, scegliendo uno step iniziale e una variazione tra un incremento minimo e uno massimo consentiti, Figura 9.10.

L'analisi quindi non sarà portata a termine se il numero massimo di incrementi sarà superato prima che sia stata ottenuta la completa soluzione o se verranno sforati i limiti di tolleranza sull'incremento stesso.



Name: Step-1  
Type: Static, General

Basic Incrementation Other

Type:  Automatic  Fixed

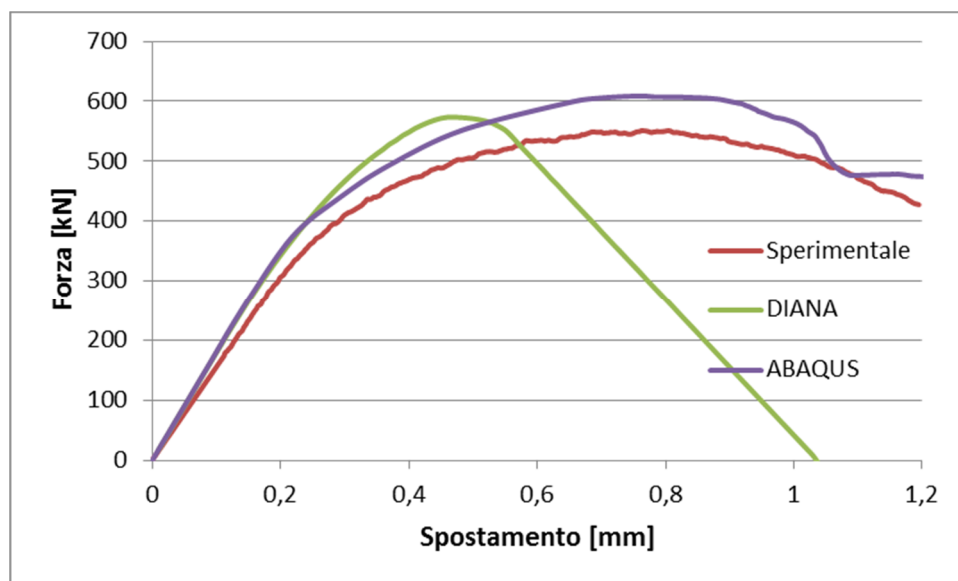
Maximum number of increments: 15000

	Initial	Minimum	Maximum
Increment size:	0.01	1E-015	1.5

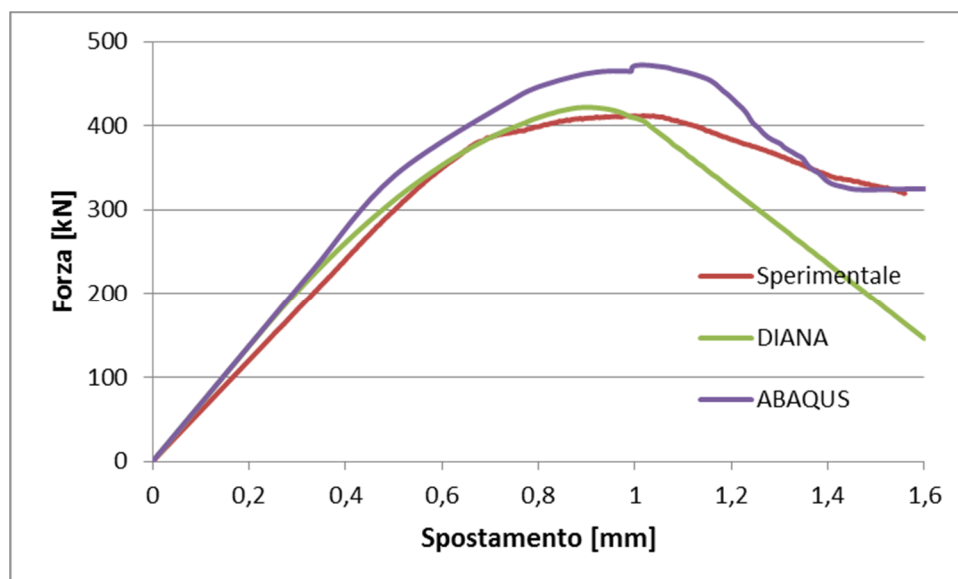
**Figura 9.10** Definizione dello step in Abaqus

### 9.3 RISULTATI DELLE ANALISI NON LINEARI

Descritti i parametri utilizzati per modellare il comportamento dei blocchi di muratura servendosi del Concrete Damaged Plasticity si riportano le curve numeriche carico – spostamento ottenute, e le si confronta con le analoghe curve medie sperimentali e con quelle precedentemente ottenute dalla modellazione in DIANA.



(a)

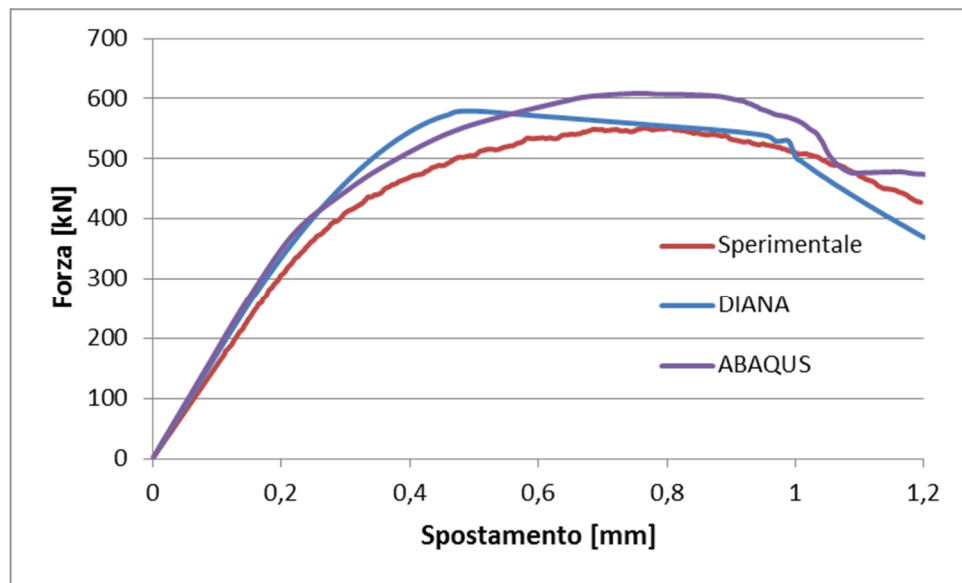


(b)

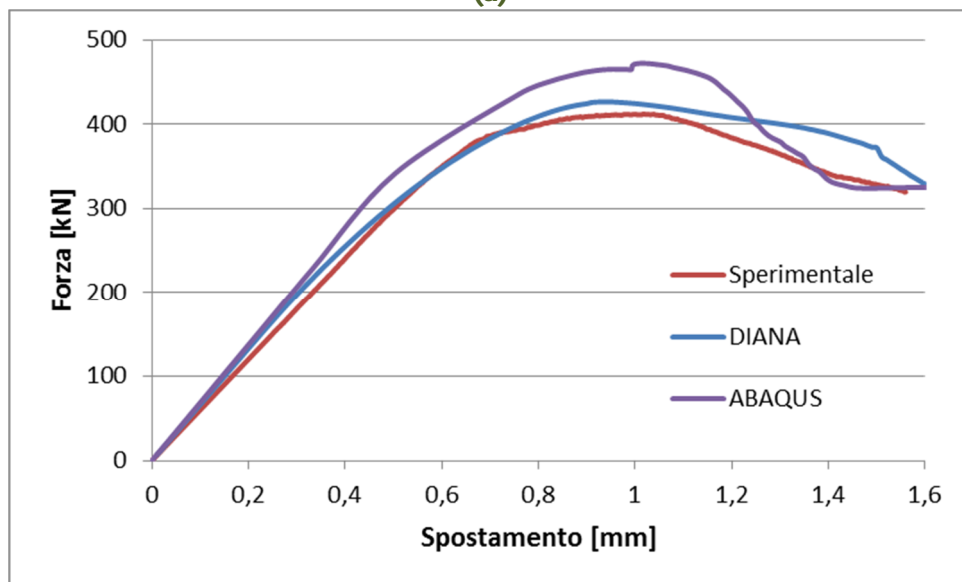
**Figura 9.11 Confronto tra le curve numeriche carico – spostamento di DIANA e di Abaqus per il blocco in calcestruzzo (a) e in calcestruzzo rinforzato (b) per il vincolo di doppia cerniera alle basi**

Nei primi grafici in Figura 9.11 si nota come, mediante l'implementazione del modello Concrete Damaged Plasticity in Abaqus, sia stato possibile calibrare l'andamento delle curve carico – spostamento nella condizione di vincolo di doppia cerniera su entrambe le basi del blocco.

Dai grafici in Figura 9.12 si vede come le stesse curve ottenute dal modello in Abaqus, confrontate con le curve ottenute da DIANA con vincoli di semplice appoggio sulle due basi, sovrastimino la resistenza a compressione del materiale, sia rinforzato che non, presentando valori di carico di compressione al picco e rigidzze iniziali superiori rispetto alle curve di DIANA.



(a)

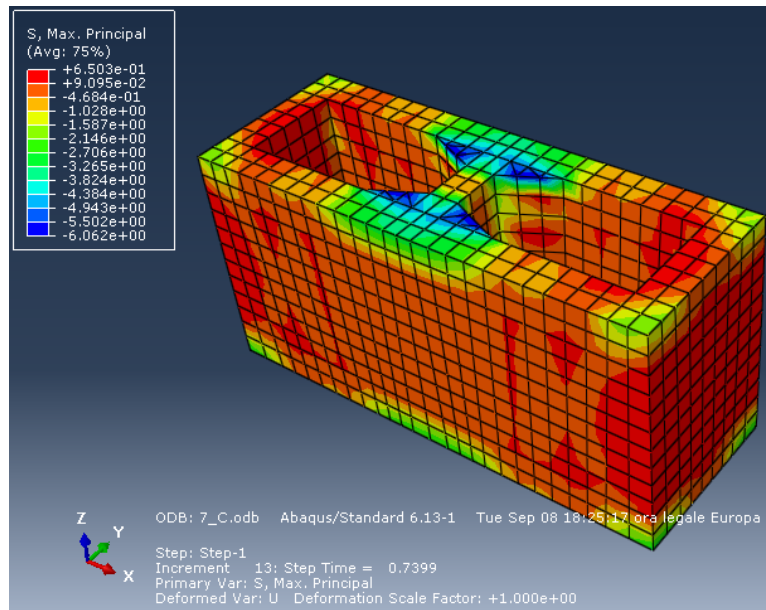


(b)

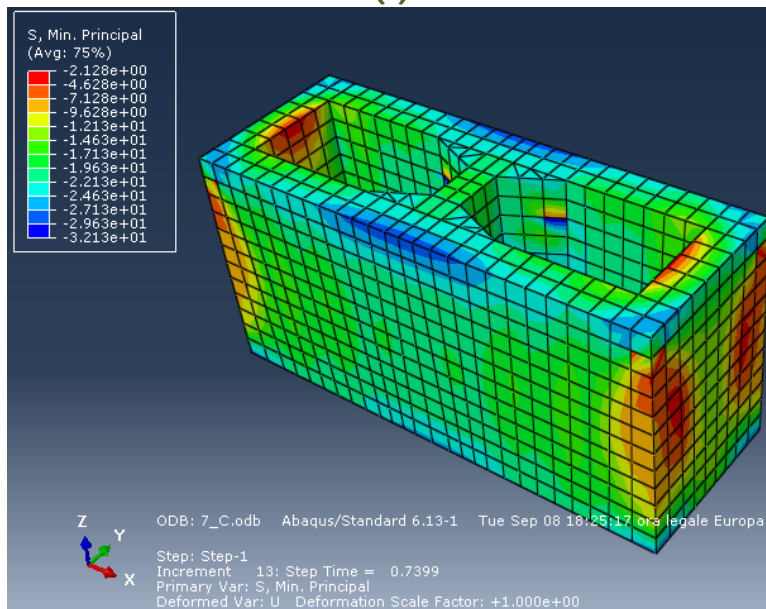
**Figura 9.12 Confronto tra le curve numeriche carico – spostamento di DIANA e di Abaqus per il blocco in calcestruzzo (a) e in calcestruzzo rinforzato (b) per il vincolo di doppia cerniera alle basi in Abaqus e di semplice appoggio in DIANA.**

Si riportano anche i valori degli sforzi principali, massimi e minimi registrati al picco sia per il blocco in calcestruzzo che per il blocco rinforzato.



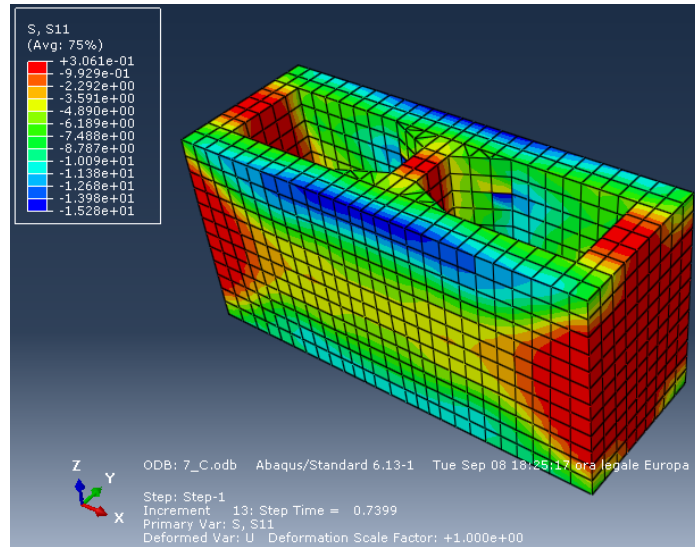


(a)

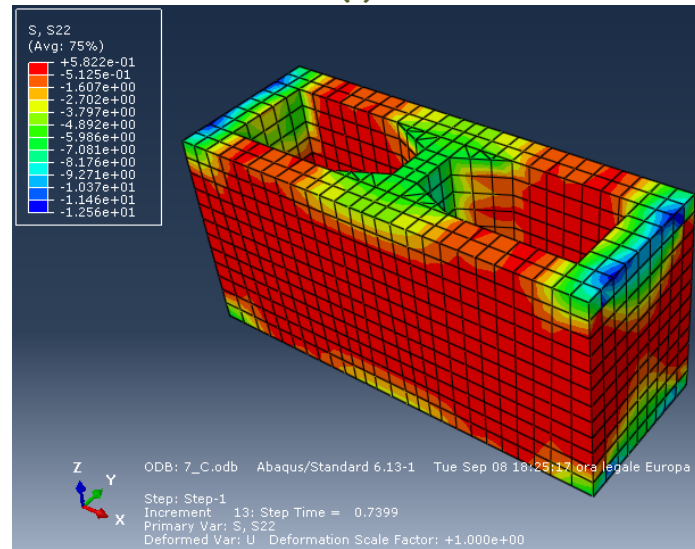


(b)

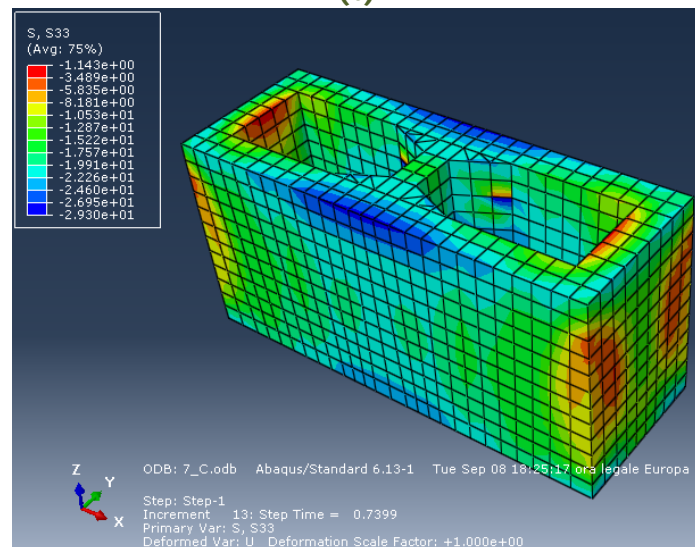
Figura 9.13 Andamento degli sforzi massimi (a) e minimi (b) principali al picco per il blocco in calcestruzzo



(a)

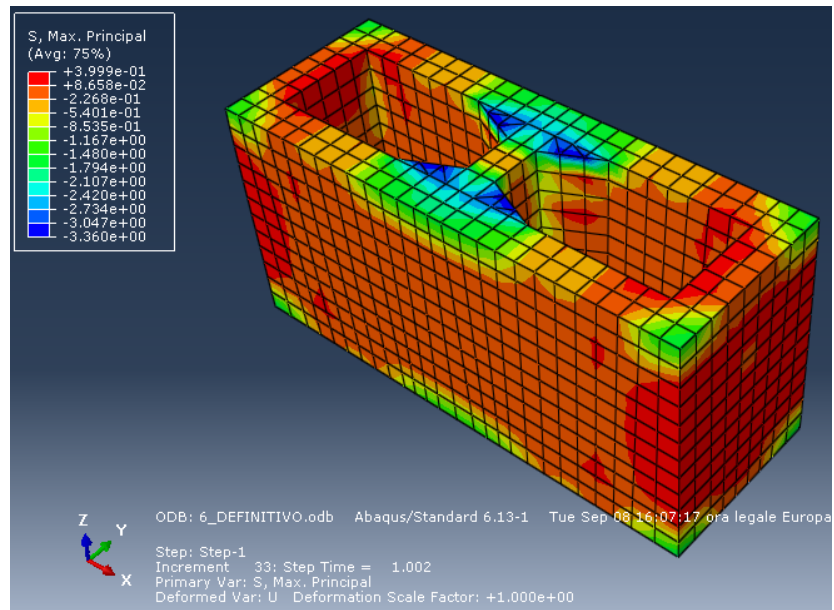


(b)

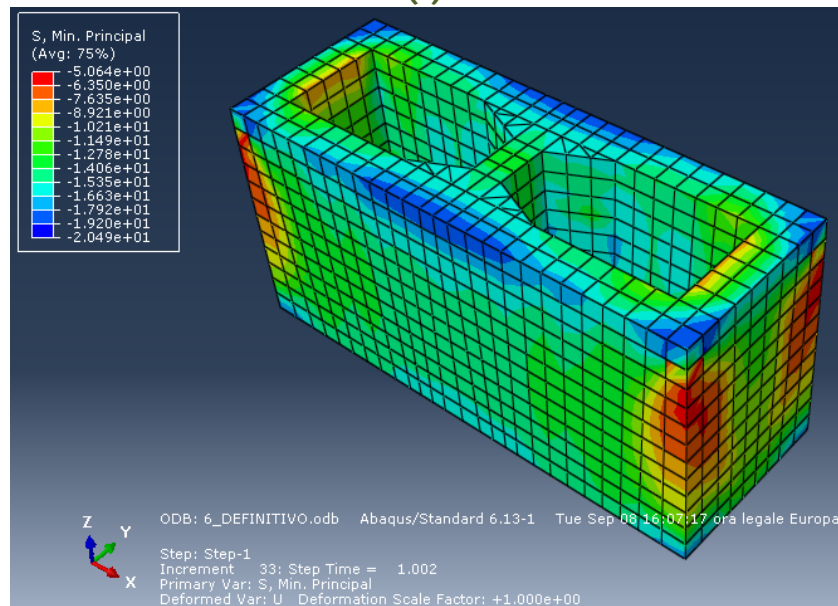


(c)

**Figura 9.14 Valori degli sforzi principali S11 (a), S22 (b) e S33 (c) al picco per il blocco in calcestruzzo**

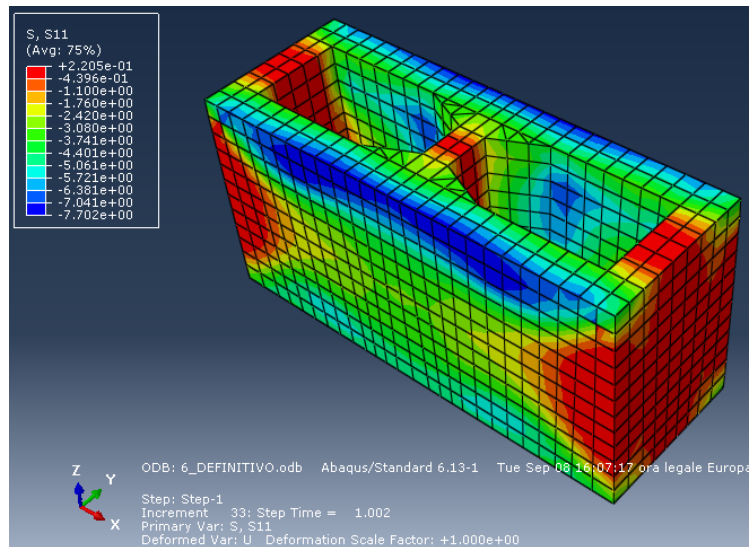


(a)

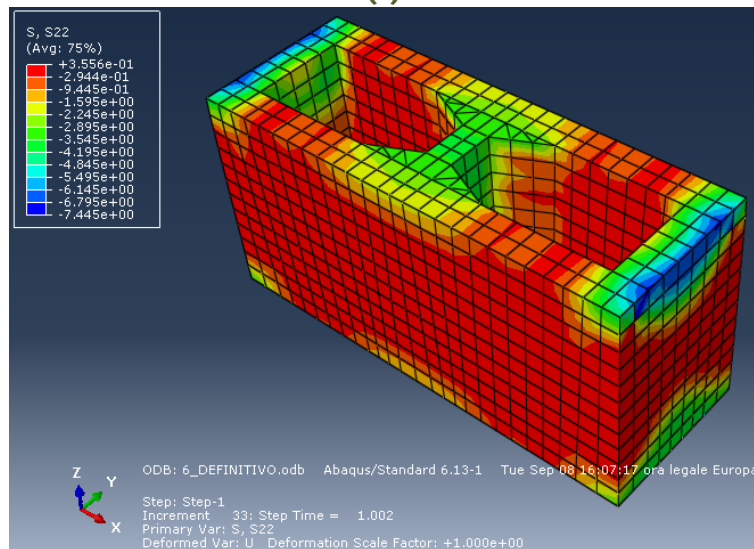


(b)

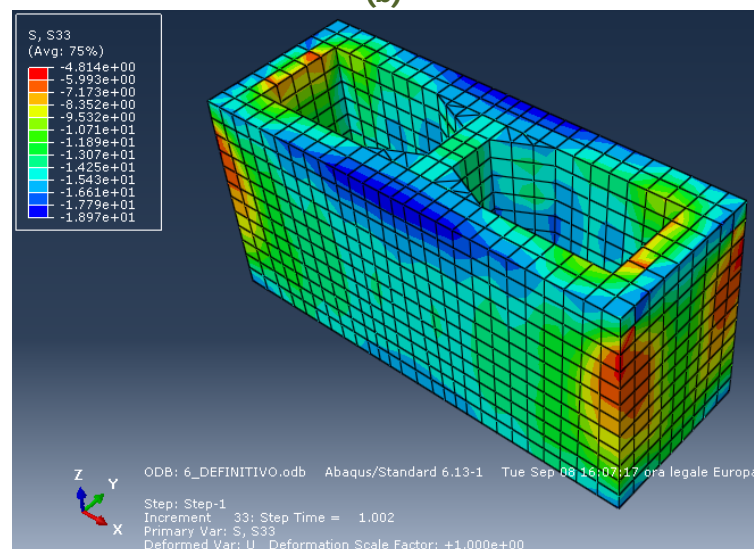
Figura 9.15 Andamento degli sforzi massimi (a) e minimi (b) principali al picco per il blocco in calcestruzzo rinforzato



(a)



(b)



(c)

**Figura 9.16** Valori degli sforzi principali S<sub>11</sub> (a), S<sub>22</sub> (b) e S<sub>33</sub> (c) al picco per il blocco in calcestruzzo rinforzato

È possibile concludere che i valori utilizzati per la calibrazione del modello in DIANA e che non avevano permesso la modellazione del tratto post picco a causa delle cadute lineari nel valore degli sforzi, hanno dato risultati soddisfacenti utilizzando il modello Concrete Damaged Plasticity di Abaqus, anche se la resistenza del blocco risulta sovrastimata di circa il 10%.

Ottenuta una conferma della bontà dei dati immessi nei due programmi e verificata la loro capacità di riprodurre il comportamento delle curve sperimentali medie carico – spostamento dei blocchi, si intende applicare il metodo XFEM per ottenere una descrizione del campo fessurativo da confrontare, rispettivamente, con il comportamento sperimentale osservato nella prova di compressione e con i risultati qualitativi ottenuti con il modello a fessure diffuse (Total Strain Crack Model) di DIANA.

#### 9.4 CENNI AL METODO XFEM

L'XFEM è una evoluzione del metodo FEM ed è nato per sopperire all'incapacità di quest'ultimo di operare in situazioni dove sono presenti discontinuità nel campo di spostamenti che il classico metodo FEM non è in grado di riprodurre. Con il metodo XFEM si è superato questo limite utilizzando accorgimenti matematici che arricchiscono il campo di spostamenti in modo tale da descrivere la presenza di discontinuità.

L'XFEM si basa su una tecnica numerica che consente di ampliare il campo di utilizzo degli elementi finiti (FEM), arricchendo la soluzione spaziale per la risoluzione delle equazioni differenziali attraverso l'utilizzo di funzioni discontinue.

I vantaggi del metodo XFEM sono:

- la completa indipendenza della superficie di frattura dalla mesh (la sua posizione risulta infatti del tutto arbitraria, potendo attraversare gli elementi finiti in qualunque punto);
- la scarsa dipendenza dei risultati dalla dimensione degli elementi (grazie alla modifica delle funzioni di forma che ne regolano il comportamento);
- l'efficienza computazionale nella risoluzione del problema (non risulta più necessario effettuare il re – meshing del modello).

Il concetto fondamentale alla base del metodo XFEM è quello di partizione dell'unità. Come nel metodo degli elementi finiti (FEM), si definiscono delle funzioni  $N_I$  (dove  $I \in N$ ) su un certo dominio, la cui somma dei valori in ogni punto è pari all'unità, Equazione 9.1:

$$\sum_{I \in N} N_I(x) = 1 \quad 9.1$$

Queste funzioni prendono il nome di funzioni di forma e la soluzione del problema è esprimibile come una loro combinazione lineare.

Il vantaggio di questa proprietà è di permettere di incorporare qualunque tipo di funzione per approssimare localmente il campo di spostamenti [LUPARIA, 2013].

Sfruttando la proprietà di partizione dell'unità si definiscono le funzioni di forma per arricchire lo spazio della soluzione rispetto al classico metodo FEM. Si apportano delle modifiche alle funzioni di forma predisponendo l'attivazione di due funzioni aggiuntive: asintotiche, per descrivere lo stato di sforzo attorno all'apice di una fessura, e di Heaviside, per rappresentare una discontinuità nel dominio dove il materiale si è già fessurato.

Il campo di spostamenti arricchito si scrive secondo l'Equazione 9.2:

$$u = \sum_{I \in N} N_I(x) \left[ u_I + H(x)a_I + \sum_{\alpha=1}^4 F_{\alpha}(x)b_I^{\alpha} \right] \quad (9.2)$$

in cui  $u_I$  è il vettore degli spostamenti nodali della parte continua della soluzione degli elementi finiti,  $a_I$  il vettore dei gradi di libertà nodali arricchito con la discontinuità, mentre  $b_I$  il vettore dei gradi di libertà nodali arricchito con le funzioni asintotiche dell'apice della cricca.

La funzione di Heaviside (o funzione a gradino) associata alla fessura è definita secondo l'Equazione 9.3:

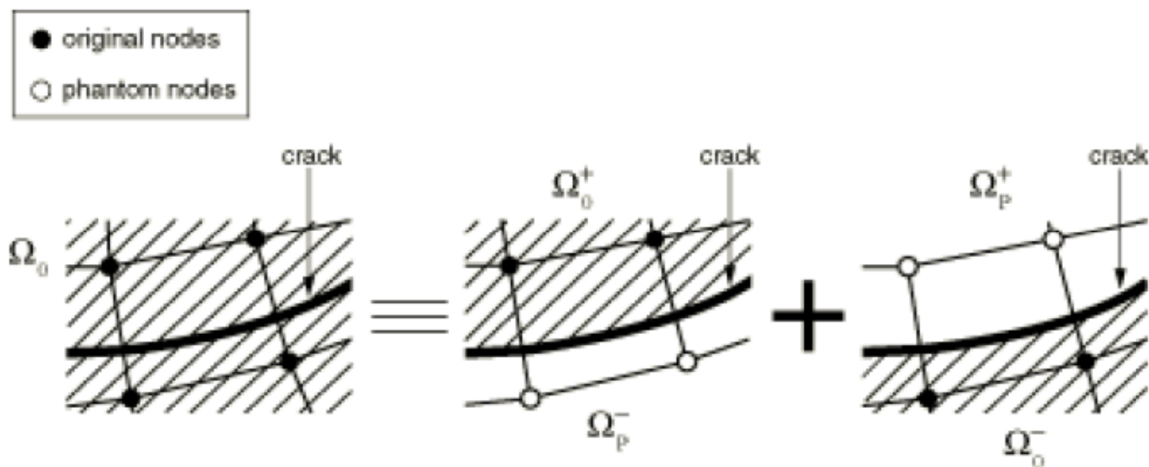
$$H(x) = \begin{cases} +1 & \text{se } (x - x^*) \cdot n \geq 0 \\ -1 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad (9.3)$$

dove  $x$  è un punto di integrazione,  $x^*$  è la sua proiezione sul piano di frattura e  $n$  è la normale rispetto alla discontinuità in  $x^*$ .

Nel caso in cui si considerino fratture in evoluzione nella modellazione numerica (si rimanda al caso di studio al Paragrafo 9.5), non si utilizzano le funzioni stazionarie ma si seguono metodi alternativi, quali l'approccio dei Segmenti Coesivi e dei Nodi Fantasma (Phantom Node, Figura 9.17). I punti forti dell'approccio dei segmenti coesivi sono:

- può essere utilizzata per modellare sia rotture duttili che fragili;
- permette di analizzare l'innescò e la propagazione delle fessure, garantendo l'indipendenza dei risultati dalla mesh;
- richiede che le fessure evolvano percorrendo un intero EF alla volta, così da non dover modellare le singolarità degli sforzi al loro interno (non necessita perciò delle funzioni asintotiche);
- fa uso di nodi fantasma, che inizialmente sono sovrapposti e vincolati a quelli reali e che poi negli elementi fessurati si svincolano da essi, permettendo alle due parti separate da una fessura di muoversi indipendentemente tra loro (Figura 9.17);
- le proprietà di danneggiamento vengono specificate come parte della definizione delle caratteristiche meccaniche del materiale;
- la separazione tra due parti di un elemento finito è governata dalle leggi di trazione – separazione: si attiva quando viene raggiunto il criterio scelto per l'innescò della frattura,

evolve con un determinato tratto softening e si conclude quando la resistenza dell'elemento tagliato diventa nulla.



**Figura 9.17 Principio del Metodo dei Nodi Fantasma (Phantom Node Method) in cui l'area tratteggiata definisce il dominio reale, i cerchi pieni rappresentano i nodi reali e quelli vuoti i nodi fantasma.**

Al fine di facilitare la valutazione delle funzioni di arricchimento e delle loro derivate, necessarie per il calcolo delle matrici di rigidezza e dunque per descrivere la geometria della frattura, nella maggior parte delle implementazioni del metodo XFEM è stato impiegato il Metodo delle Curve di Livello (Level Set Method, LSM), una potente tecnica numerica per tracciare lo spostamento delle interfacce permettendo di modellare la propagazione arbitraria di una frattura senza bisogno di eseguire il re-meshing (per una trattazione più approfondita si rimanda a [CANTÙ, 2010]).

Analogamente al classico metodo FEM, per effettuare il calcolo della matrice di rigidezza di ogni elemento, è necessario eseguire un'integrazione numerica sul dominio dell'elemento finito stesso. Per semplificare questa operazione sono state sviluppate formulazioni quali la "Almost Polar Integration" e la "Sub Triangulation" che forniscono un vantaggio computazionale non trascurabile rispetto ai metodi come il re-meshing (per una trattazione più approfondita si rimanda a [CANTÙ, 2010]).

## 9.5 APPLICAZIONE DEL METODO XFEM ALLO STUDIO DI BLOCCHI DI MURATURA COMPRESSI

Si è detto che il punto di forza del metodo XFEM è dato dall'indipendenza delle superfici di frattura rispetto alla mesh generata, il cui posizionamento risulta arbitrario (non è necessario effettuare un re-meshing).

L'obiettivo dell'applicazione del metodo XFEM ai blocchi oggetto di studio è quello di seguire l'apertura delle fessure indipendentemente dal tipo di mesh adottata e di ricalcare più fedelmente il comportamento fessurativo sperimentale dei blocchi di muratura.

### 9.5.1 Scelta dei parametri per la realizzazione del modello numerico

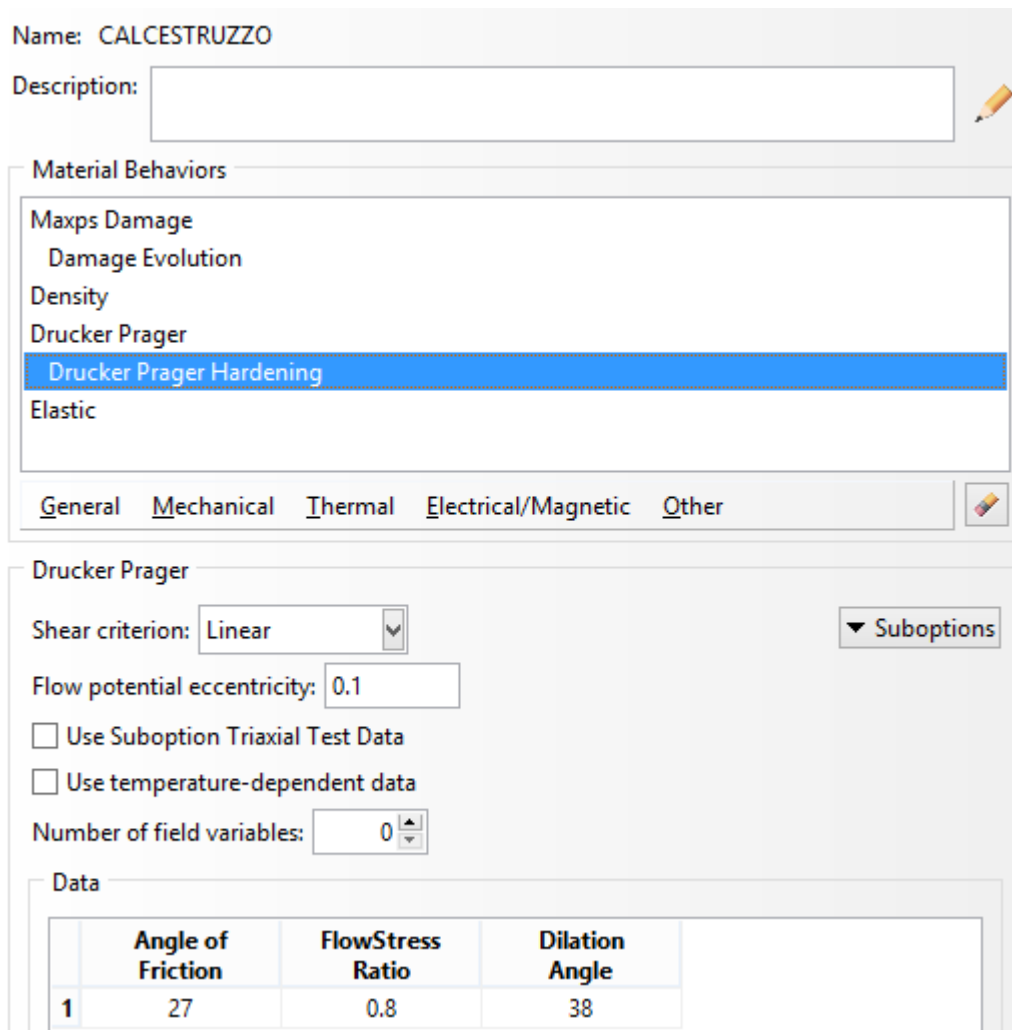
Prima di definire i nuovi parametri per realizzare lo studio a XFEM dei blocchi, si ricorda che i passi di analisi sono identici a quelli riportati nei capitoli scorsi e che la maglia che si realizza in Abaqus è la stessa calibrata in DIANA in termini di curva carico – spostamento, cioè quella del B4\_RID e B4\_RID\_F.

Anche le condizioni di vincolo adottate sono quelle standard di doppia cerniera, per le basi inferiore e superiore.

Va tuttavia specificato che per il comportamento a compressione del calcestruzzo si è fatto affidamento sul modello di Drucker Prager, il quale, come riporta il manuale di uso di Abaqus [ABAQUS USER'S MANUAL 2013] può essere utilizzato in abbinamento al "Maxps Damage" per descrivere il comportamento elasto – plastico a compressione dei materiali oggetto di studio.

Nella Figura 9.18 si riporta una schermata del programma Abaqus con le opzioni per caratterizzare il comportamento del materiale (a compressione e, come verrà specificato nei prossimi paragrafi, a trazione).





**Figura 9.18** Caratterizzazione del calcestruzzo nel metodo XFEM

Dal momento che il comportamento del materiale non è ipotizzabile elastico a compressione, come succede nella maggior parte dei problemi studiati mediante applicazione del metodo XFEM, è stato necessario introdurre nel modello i parametri che governano la forma della superficie di snervamento di Drucker Prager.

In particolare Abaqus richiede la specifica di:

- $\beta$ , angolo interno di attrito;
- $\psi$ , dilation angle;
- $K$ , flusso degli sforzi in trazione triassiale rapportato al flusso in compressione triassiale, con valori compresi tra  $0.778 \leq K \leq 1$

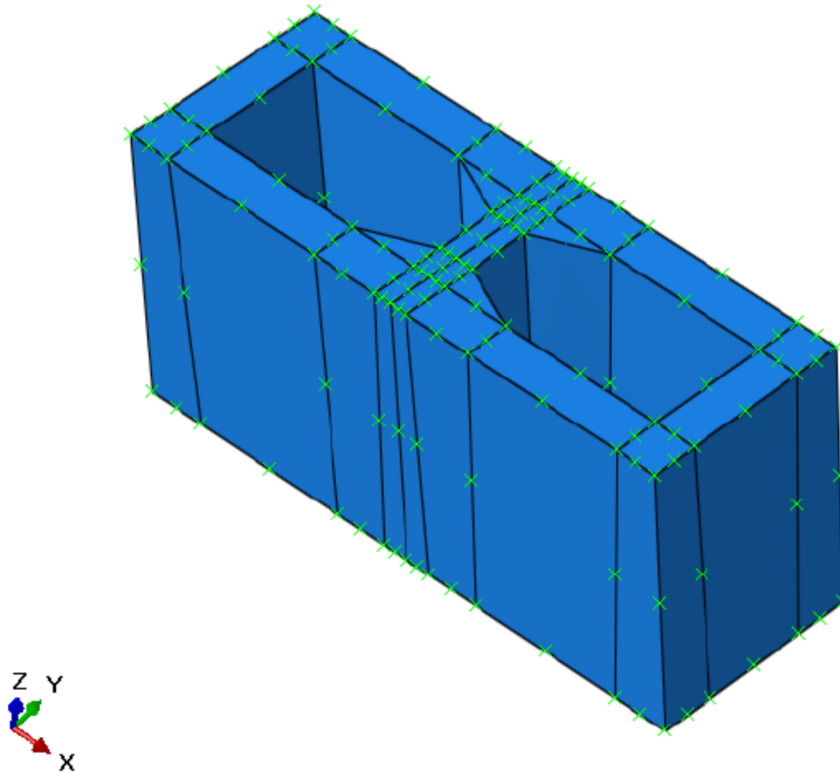
Inoltre, una sotto – opzione del modello di Drucker Prager permette di definire il comportamento plastico a compressione (compression hardening) del materiale.

Il valore di angolo di attrito interno è stato posto pari a  $27^\circ$  [MOHAMAD, 2007], l'angolo di dilatanza è stato mantenuto pari al valore di default di  $38^\circ$ , utilizzato in precedenza nel modello Concrete Damaged plasticity, mentre per il valore di  $K$  si è adottato un valore di 0.8. Tale valore è

inferiore a quello proposto di default da Abaqus (pari a 1) e ha permesso di ridurre il valore della forza al picco avvicinando la curva carico – spostamento numerica a quella media sperimentale.

### 9.5.2 Dominio di frattura

Per prima cosa è necessario definire il dominio di frattura, bisogna cioè selezionare le parti di struttura delle quali si vuole studiare il comportamento a fessurazione, Figura 9.19.



**Figura 9.19** Dominio di frattura

Per il blocco oggetto di studio è stato possibile selezionare tutte le porzioni discretizzate con elementi isoparametrici solidi a 8 nodi, C3D8R, poiché gli elementi a sei nodi utilizzati per la discretizzazione delle porzioni triangolari non sono compatibili con la procedura XFEM.

Ad ogni modo le zone maggiormente interessate da fessurazione, dall'osservazione visiva dei blocchi portati a rottura, ricoprono le superfici laterali in direzione Y del blocco. (Figura 4.11 al Capitolo 4).

### 9.5.3 Tipologia di frattura

Durante la definizione del dominio di frattura, va specificato se si considerano fessure stazionarie (utilizzando parametri che caratterizzino l'apice della fessura) o fessure in evoluzione (utilizzando per le analisi gli approcci semplificati descritti in precedenza). Il programma permette inoltre di definire la posizione iniziale delle fessure o di lasciare che sia il confronto degli stati di sforzo con le leggi di trazione – separazione a stabilirne la comparsa. È anche possibile definire le proprietà di

interazione tra le superfici di contatto delle fessure, qualora questi dati non venissero inseriti dall'utente, l'approccio utilizzato da Abaqus di default è quello dei Segmenti Coesivi descritto in precedenza.

Per le analisi sui blocchi si è scelto di studiare delle fessure in evoluzione, lasciando al programma il compito di tracciare, sulla base degli sforzi locali e dei parametri immessi, il quadro fessurativo sul blocco all'aumentare dello spostamento imposto.

Non sono state fornite specifiche sulle proprietà di interazione tra le superfici di contatto ritenendo il metodo dei Segmenti Coesivi (che il programma applica di default) appropriato per il caso analizzato.

#### 9.5.4 Innesco ed evoluzione del danno

Per completare la definizione del comportamento a fessurazione, vanno caratterizzati i materiali specificando alcune proprietà meccaniche che descrivano i criteri di innesco, evoluzione ed eventualmente stabilizzazione del danno.

Innanzitutto bisogna definire un criterio di innesco del danno, per stabilire quando iniziare a considerare il comportamento a fessurazione.

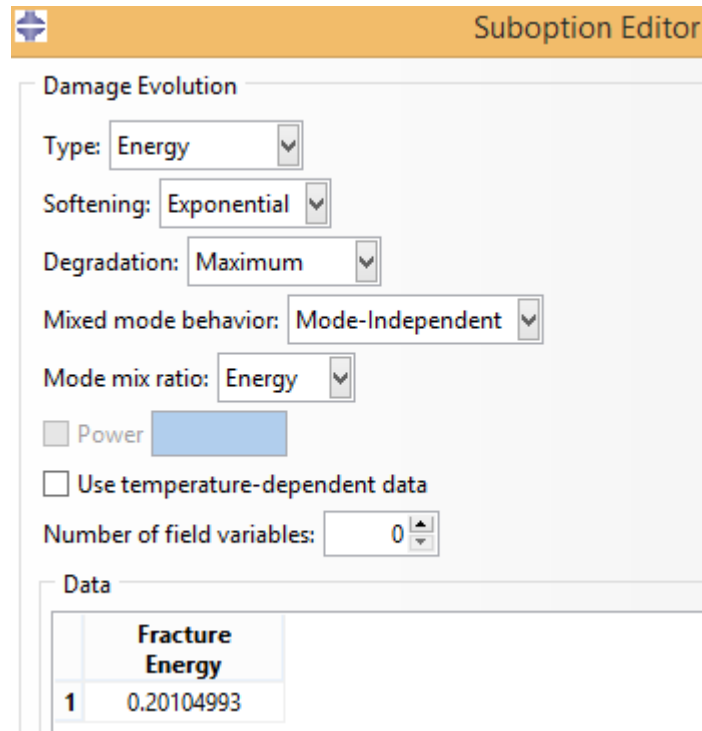
Abaqus mette a disposizione numerosi criteri di danneggiamento dei materiali, raggruppati in categorie. La categoria Damage for Traction Separation Laws raccoglie quelli relativi alle leggi di Trazione – Separazione e tra questi i più usati sono:

- Il Maps, criterio basato sul raggiungimento del massimo sforzo principale;
- Il Maxpe, criterio basato sul raggiungimento della massima deformazione principale.

Al criterio di innesco è possibile abbinare un criterio di evoluzione del danno, ossia una regola secondo la quale la fessurazione si propaga. La tipologia di evoluzione del danno può essere espressa in funzione dello spostamento o dell'energia di frattura a trazione e va definito l'andamento del tratto softening, ad esempio lineare o esponenziale.

Per il blocco in esame il criterio di innesco è quello del Maxps e il valore di sforzo massimo a trazione richiesto coincide con la resistenza a trazione del blocco, ottenuta riducendo il valore sperimentale di trazione indiretta. Per descrivere l'evoluzione del danno si adottano i valori, utilizzati in DIANA e nel modello Concrete Damaged Plasticity, di energia di frattura a trazione ipotizzando per la curva a trazione un andamento softening di tipo esponenziale.

Tali valori sono riassunti nella Figura 9.20 per il caso del blocco in calcestruzzo.



**Figura 9.20** Definizione del tratto softening della curva a trazione

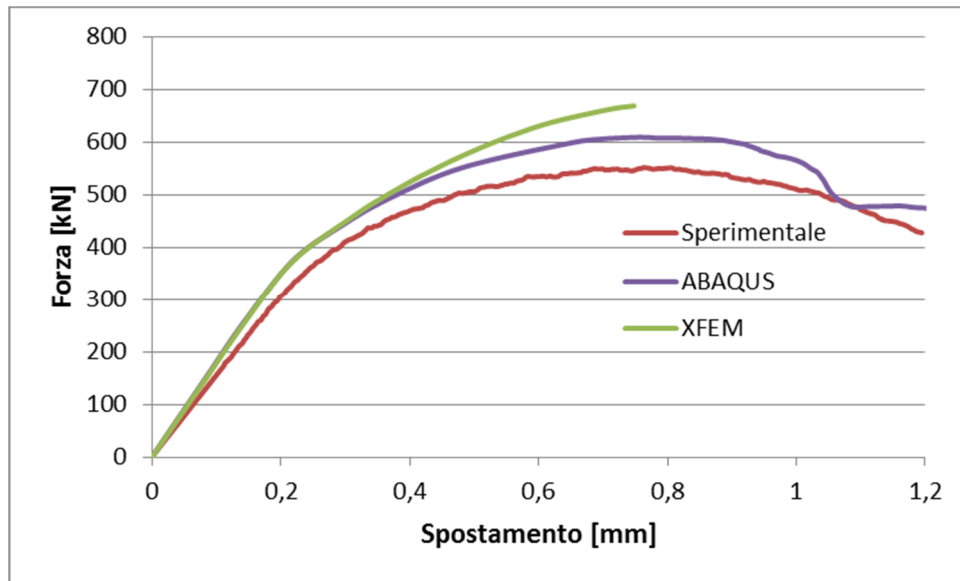
## 9.6 RISULTATI NUMERICI DELL'APPLICAZIONE DEL METODO XFEM ALLO STUDIO DI BLOCCHI DI MURATURA COMPRESSI

In questo paragrafo si riportano i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo XFEM sui blocchi oggetto di studio e si confronta il quadro fessurativo sia con i risultati ottenuti dall'applicazione del Total Strain Crack Model in DIANA che con le immagini sperimentali dei provini estratti dalla macchina al termine della prova di compressione.

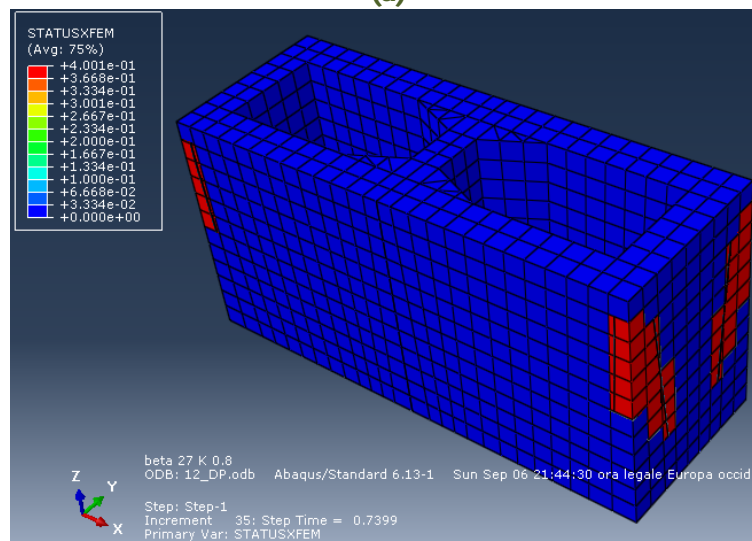
È bene ricordare che per il confronto dei dati numerici con le osservazioni visive al termine della prova si fa riferimento a tempi differenti: i dati numerici si riferiscono al raggiungimento del valore di picco della resistenza a compressione del blocco, mentre le immagini sperimentali sono state scattate al termine della prova stessa.

Per prima cosa si riportano le curve numeriche carico – spostamento ottenute dall'applicazione del metodo XFEM, confrontandole con lo stesso tipo di curve ottenute applicando il modello del Concrete Damaged Plasticity in Abaqus, Figura 9.21 (a) e Figura 9.22 (a).

Nella Figura 9.21 (b) e nella Figura 9.22 (b) si vede la distribuzione delle fessure all'ultimo step di convergenza delle analisi, in corrispondenza del picco delle curve carico – spostamento.

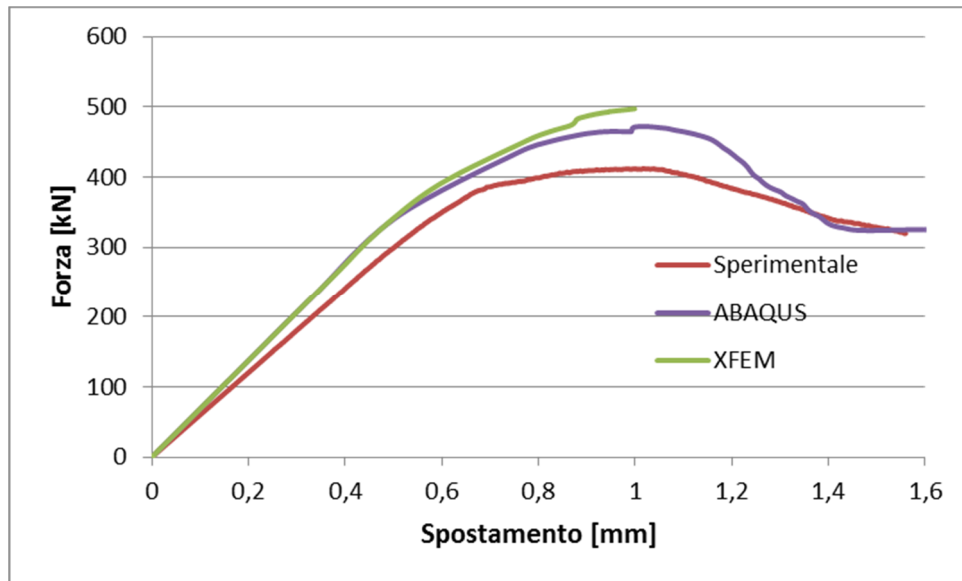


(a)

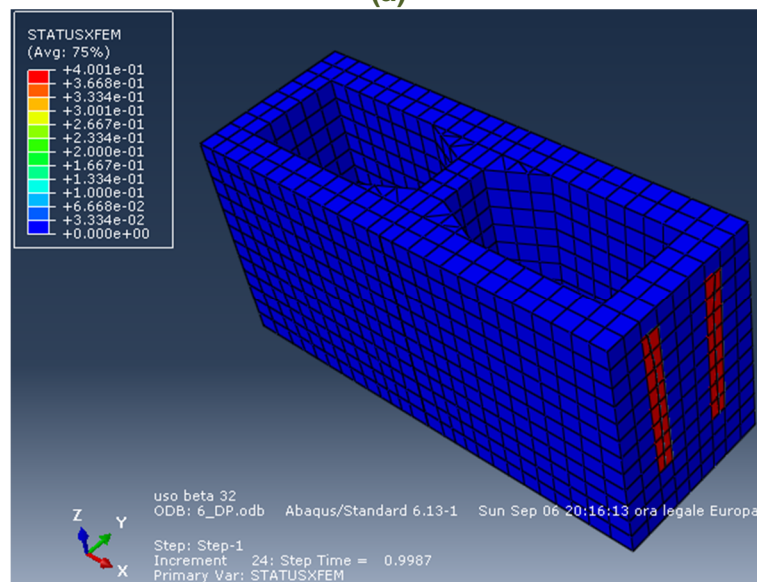


(b)

**Figura 9.21 (a) Confronto tra gli andamenti delle curve numeriche carico – spostamento modellate tramite Damaged Plasticity Model (ABAQUS) e Metodo XFEM (XFEM) per il blocco in calcestruzzo; (b) quadro fessurativo al raggiungimento della resistenza a compressione del blocco in calcestruzzo**



(a)

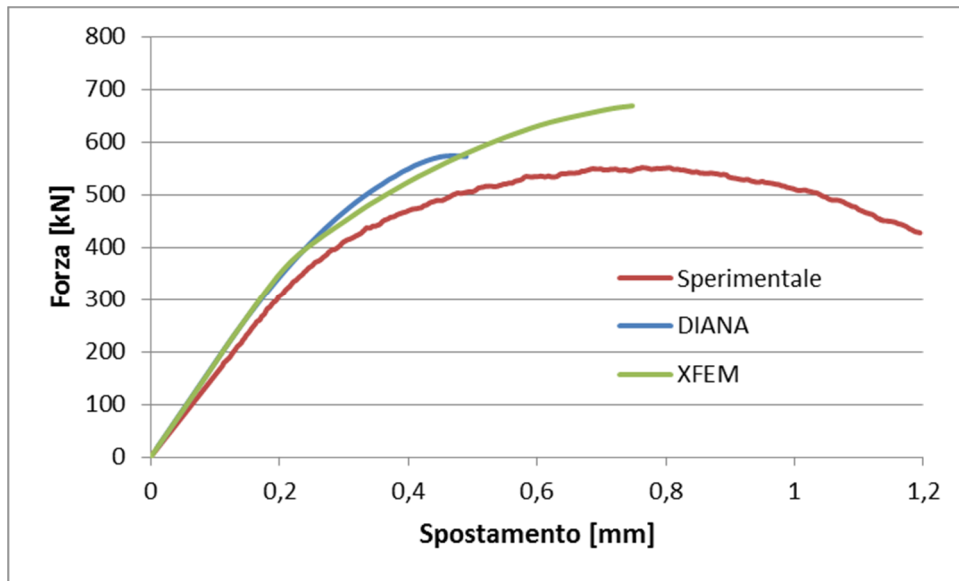


(b)

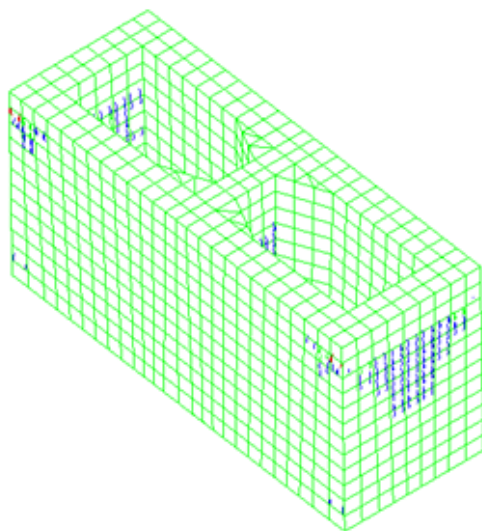
**Figura 9.22 (a) Confronto tra gli andamenti delle curve numeriche carico – spostamento modellate tramite Damaged Plasticity Model (ABAQUS) e Metodo XFEM (XFEM) per il blocco rinforzato; (b) quadro fessurativo al raggiungimento della resistenza a compressione del blocco rinforzato**

In Figura 9.23 si riporta il confronto tra le curve numeriche carico – spostamento ottenute in DIANA e in Abaqus per la stima del quadro fessurativo in corrispondenza del passo 50.

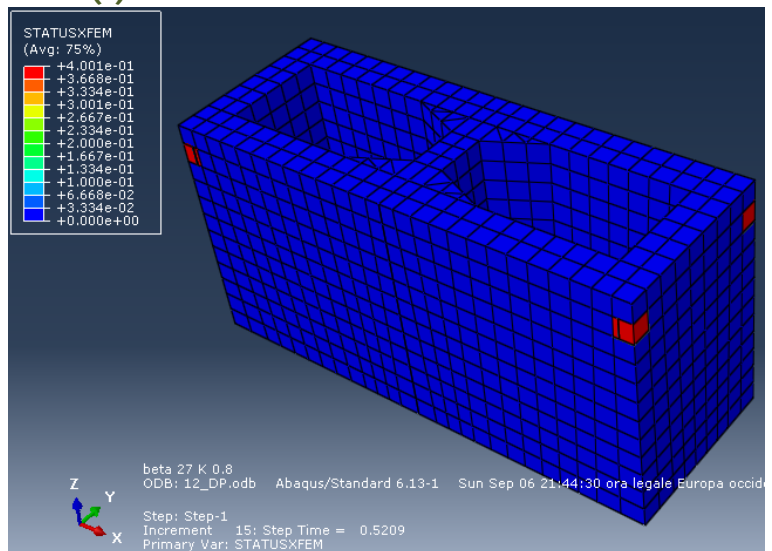
Il passo 50 si era rivelato il passo in corrispondenza del picco dei valori di carico per le analisi in DIANA, come si vede in Figura 9.23 (a) e come discusso al Paragrafo 8.2. Durante l'analisi con metodo XFEM in Abaqus si è raggiunto un picco nei valori di carico più conforme a quello sperimentale, in corrispondenza del passo 75. La scelta di effettuare anche il confronto dell'evoluzione delle fessure al passo 50 è dettata dall'esigenza di paragonare tra loro dati riguardanti le stesse condizioni di carico.



(a)



(b)



(c)

**Figura 9.23 (a) Confronto tra le curve numeriche carico – spostamento ottenute in DIANA (DIANA) e in Abaqus (XFEM) per la stima del quadro fessurativo; (b) quadro fessurativo in DIANA e (c) quadro fessurativo in Abaqus al passo 50 per il blocco in calcestruzzo**

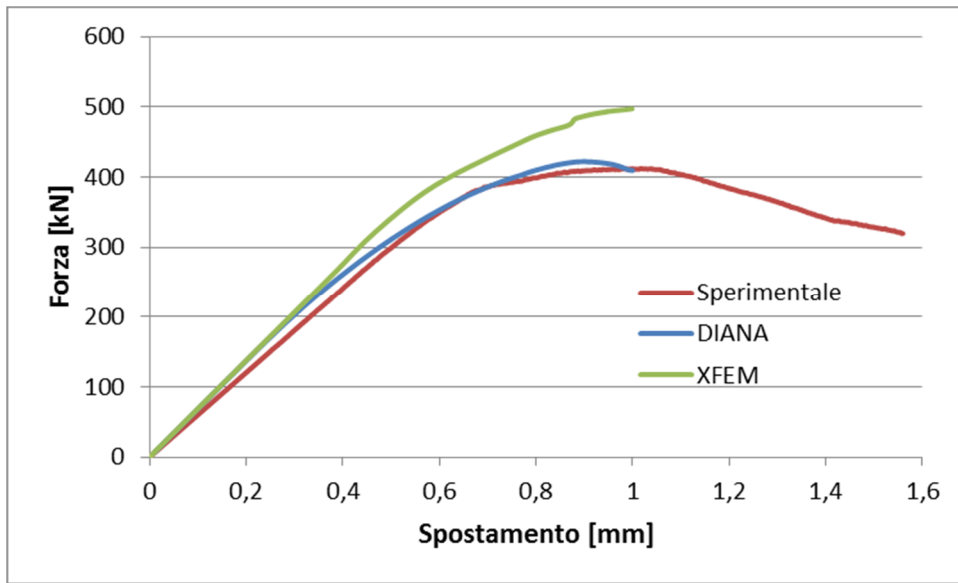
I risultati numerici, in termini di distribuzione delle fessure, per i blocchi in calcestruzzo vengono poi confrontati con le fotografie sperimentali scattate al termine della prova di compressione, Figura 9.24.



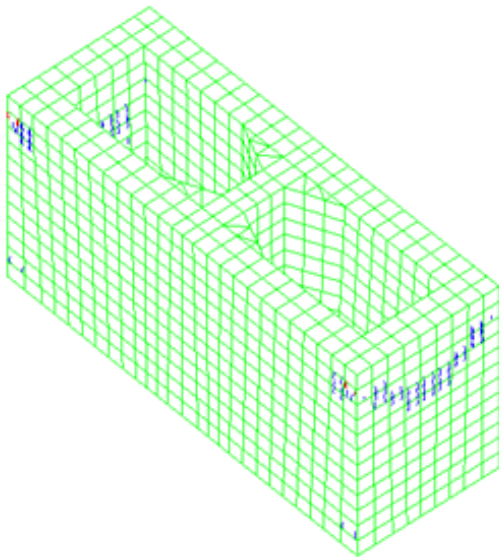
**Figura 9.24 Quadro fessurativo a rottura per i blocchi in calcestruzzo**

Anche per i blocchi rinforzati si riporta in Figura 9.25 il confronto tra le curve numeriche carico – spostamento modellate in DIANA e in Abaqus e le risultanti distribuzioni di fessure in corrispondenza dell'ultimo step di convergenza delle analisi, al raggiungimento della resistenza a compressione del materiale (passo 100).

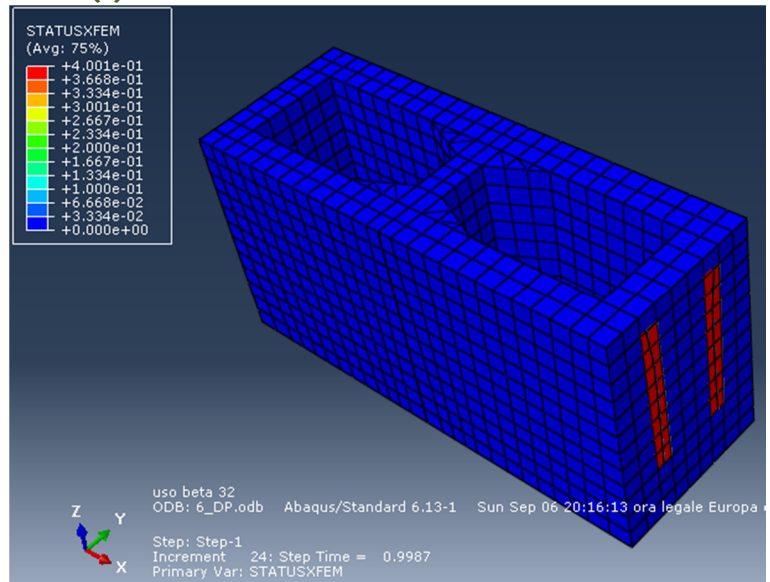




(a)



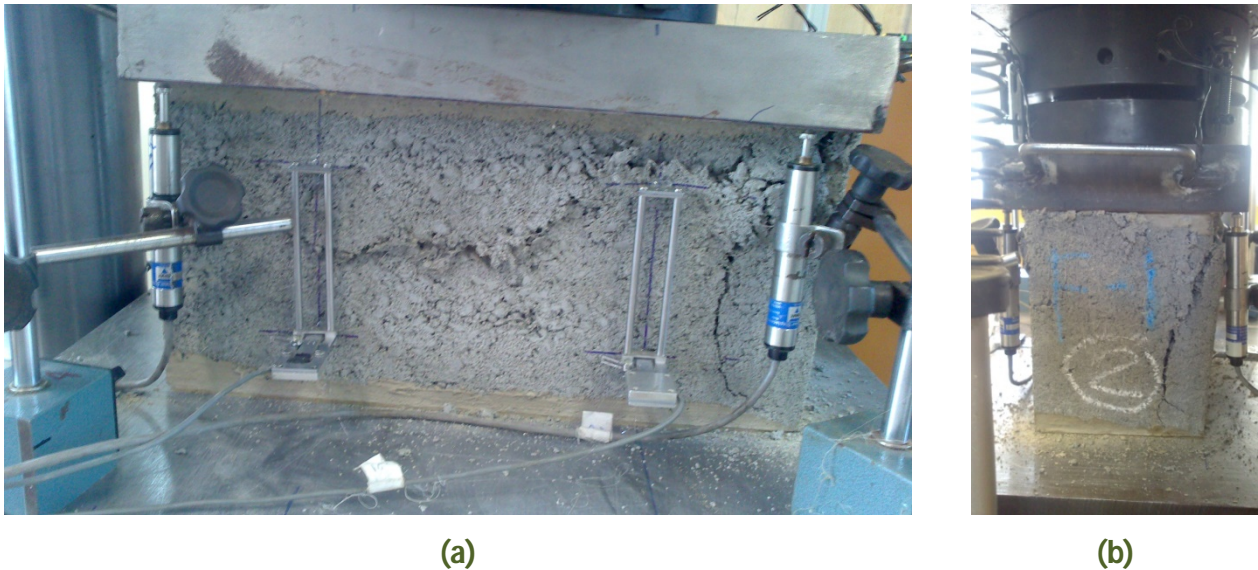
(b)



(c)

**Figura 9.25 (a) Confronto tra le curve numeriche carico – spostamento ottenute in DIANA (DIANA) e in Abaqus (XFEM) per la stima del quadro fessurativo; (b) quadro fessurativo in DIANA e (c) quadro fessurativo in Abaqus al passo 100 per il blocco in calcestruzzo rinforzato**

Da confrontarsi con il comportamento sperimentale alla fine della prova di compressione, Figura 9.26



**Figura 9.26** Quadro fessurativo a rottura per i blocchi in calcestruzzo rinforzato (a) fronte; (b) superficie laterale in direzione Y

### 9.6.1 Commenti ai risultati dell'applicazione del metodo XFEM

Per prima cosa va detto che per il tipo di prova, di compressione monoassile, la fessurazione indotta dal raggiungimento del limite di trazione del materiale è sicuramente un fattore secondario e la scelta di modellarla mediante metodo XFEM non è da ritenersi una prassi, caso mai una sperimentazione e la ricerca di una possibile applicazione aggiuntiva del metodo stesso.

Inoltre si è visto come utilizzando il modello di Drucker e Prager per descrivere il comportamento a compressione del blocco porta a una sovrastima ulteriore delle curve carico – spostamento sperimentali rispetto alle curve (già sovrastimate) ottenute con il Concrete Damaged Plasticity Model. Una possibile spiegazione per questo ulteriore irrigidimento delle curve carico – spostamento è da ricercarsi nella scelta dei parametri adottati nella definizione del Concrete Damaged Plasticity Model, rispetto al solo modello di Drucker e Prager, per il comportamento a compressione del materiale. In particolare, dalla formulazione standard dei modelli i parametri che sono stati variati sono il coefficiente  $K_c$ , portato a 0,9 nella definizione del Concrete Damaged Plasticity Model (valore di default pari a 0,75) e il coefficiente  $K$  nel modello di Drucker e Prager, portato al valore di 0,8 dal valore di default pari a 1.

Ad ogni modo, confrontando le distribuzioni delle fessure in corrispondenza del picco dei valori di carico si nota una somiglianza sia con le distribuzioni predette da DIANA che con le osservazioni sperimentali. Va comunque fatto notare che, né DIANA né Abaqus, hanno permesso di indagare l'evolversi delle fessure oltre i valori di carico massimo per i rispettivi modelli e che quindi non è stato possibile effettuare un confronto diretto con le immagini riferite alla rimozione del blocco dalla pressa di carico. Quello che è possibile prevedere è che le fessure di trazione, che inizialmente si formano nella porzione superiore delle superfici laterali in direzione Y, si estenderanno via via su tutta l'altezza del blocco, tagliando le due superfici trasversalmente, Figura 9.26 (b).

## 10 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

### 10.1 CONCLUSIONI

A conclusione del lavoro svolto si può ritenere che, con programmi di calcolo differenti, si è potuto ottenere, mantenendo il più possibile costanti i parametri coinvolti, una modellazione veritiera del comportamento dei blocchi soggetti a compressione monoassiale.

In particolare, mediante un'opportuna scelta dei parametri utilizzati per descrivere il comportamento del blocco, si sono potute ottenere curve carico – spostamento con Abaqus che riproducono il comportamento nel tratto post picco delle curve medie sperimentali nel caso di vincolo "classico" di doppia cerniera sulle basi.

Un altro fattore rilevante è stata la scelta della maglia per discretizzare il blocco oggetto di studio: come era stato messo in evidenza dalla modellazione in DIANA e come è stato confermato dalle prove condotte in Abaqus, una maglia troppo raffinata e la maglia tetraedrica automatica dei programmi, non sono in grado di cogliere il comportamento sperimentale del blocco.

Entrambi i modelli costitutivi, il Total Strain Crack Model di DIANA e il Damage Plasticity di Abaqus, permettono lo studio in campo non lineare di blocchi soggetti a compressione monoassiale.

Per quanto riguarda la descrizione del quadro fessurativo, l'utilizzo del metodo XFEM non risulta la scelta migliore per la descrizione di questo problema, innanzitutto perché la fessurazione risulta essere un effetto secondario in un provino che è soggetto essenzialmente a sforzi di compressione; per questo motivo infatti è necessario mantenere un comportamento a compressione del blocco che si discosta dall'infinitamente elastico, spesso ipotizzato nell'analisi di problemi di trazione pura con il metodo XFEM. In letteratura infatti, la maggior parte dei casi studiati con metodo XFEM presuppone che l'elemento strutturale abbia comportamento elastico a compressione poiché si indagano stati di sforzo ben lontani dallo stato limite di compressione e ci si concentra nella definizione dei parametri a trazione del materiale.

Mediante la rappresentazione qualitativa del modello a fessure diffuse di DIANA si è avuta una parziale corrispondenza con le osservazioni sperimentali. Anche il metodo XFEM, nonostante le sovrastime delle curve di carico – spostamento a compressione, ha fornito una localizzazione coerente delle fessure sul blocco.

Nessuno dei due metodi ha però permesso di visualizzare il quadro fessurativo in corrispondenza del tratto post picco della curva carico – spostamento, poiché entrambe le analisi, in DIANA e in Abaqus, hanno dato problemi di convergenza e si sono interrotte in prossimità del picco.

Riprendendo quanto si è detto a conclusione del Capitolo 5 riguardo l'utilizzo di fibre di Sisal all'interno di elementi strutturali in calcestruzzo, si può concludere che blocchi, prismi e mini – pareti sono comunque in grado di offrire incrementi di deformazione rispetto ad analoghi elementi privi di fibre, come mostrato nelle curve sforzo – deformazione riportate nei Paragrafi 5.1.1 e 5.1.2.

La duttilità ottenuta si deve alla presenza delle fibre all'interno del calcestruzzo: esse mantengono le facce delle fessure unite grazie all'aderenza con la matrice cementizia, e ostacolano la perdita di continuità del materiale.

Sia nei blocchi che, in modo ancora più marcato, nei prismi e nelle piccole – pareti, si vede che con l'aggiunta delle fibre di Sisal si ottiene una rottura di tipo duttile. Invece gli elementi in calcestruzzo si caratterizzano per una rottura brusca, tipica del comportamento fragile.

La diminuzione di resistenza a compressione che si ha nel blocco fibro – rinforzato lascia via via il posto a un pareggio e a un incremento della stessa studiando il comportamento di prismi e poi di mini – pareti, cioè riproducendo il comportamento strutturale di una costruzione in muratura con redistribuzione degli sforzi non trascurabili.

Le fibre di Sisal sono quindi da ritenersi una possibilità concreta per il mercato delle costruzioni in Brasile e di altri paesi geograficamente simili, per la loro grande disponibilità, per il costo contenuto, per il basso impatto ambientale e per i vantaggi di carattere meccanico che offrono rispetto al calcestruzzo semplice; ciò che però deve essere verificato è la durabilità degli elementi strutturali realizzati in calcestruzzo rinforzato con il Sisal.

## 10.2 SPUNTI PER LAVORI FUTURI

Questo lavoro, insieme al progetto di ricerca in cui si inserisce, non esauriscono lo studio dell'utilizzo delle fibre di Sisal come rinforzo nei blocchi di calcestruzzo. Uno dei grandi problemi che presentano le fibre naturali è la loro scarsa durabilità a contatto con materiali alcalini, a causa della decomposizione della lignina che le costituisce. Un altro problema è rappresentato dalla deposizione, all'interno dei vuoti del materiale, di prodotti di idratazione che, cristallizzando, inducono un effetto simile alla "pietrificazione".

Gli studi che stanno proseguendo in questo momento riguardano proprio la durabilità delle fibre di Sisal nella matrice cementizia e indagano la microstruttura del materiale per identificarne i possibili meccanismi di degradazione.

Qualora il Sisal si dimostrasse una fibra durevole, l'intero processo di produzione andrebbe regolamentato, richiedendo degli standard di produzione e monitorando la qualità finale del prodotto. Per esempio, un parametro che nella parte sperimentale ha avuto un ruolo decisivo e che andrebbe prescritto per futuri utilizzi del Sisal nel campo delle costruzioni, è sicuramente il contenuto d'acqua, da aggiungersi nell'impasto durante la produzione dei blocchi. Tale quantità deve consentire la completa idratazione del cemento, tenendo conto dell'acqua adsorbita dalle fibre.

Infine vale la pena sottolineare che la sovvenzione di nuove ricerche sull'utilizzo di fibre vegetali in paesi in via di sviluppo, quali il Brasile, e con una grande disponibilità di materia prima, non può che essere incentivata e ampliata negli anni a venire.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[ABAQUS USER'S MANUAL 2013] ABAQUS/CAE User Manual, Version 6.13, Simulia, (2013);

ABAQUS XFEM Tutorials, PAIS M., 2013

<http://www.matthewpais.com/abaqus>;

[AFSHARI e KALDJIAN, 1989] AFSHARI, F.; KALDJIAN M. J. Finite element analysis of concrete masonry prisms. American Concrete Institute- ACI Materials Journal, Set./Out., vol. 86 (n° 5):525-530, 1989;

[ALMEIDA, 2012] ALMEIDA, J. A. P. P., Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements. Master's Thesis, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2012;

[ALY; SABATTINI, 1994] ALY, V. L.; SABATTINI, F. H. Determinação de correlações de resistência mecânica de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto. 5<sup>th</sup> International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Florianópolis, Brasil, 1994;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5733: cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991;

\_\_\_\_\_. NBR NM 46: agregados – determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003;

\_\_\_\_\_. NBR 6136: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – requisitos. Rio de Janeiro, 2007;

\_\_\_\_\_. NBR 9778: argamassas e concretos endurecidos: determinação da absorção de água por imersão – índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005;

\_\_\_\_\_. NBR 10837: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto – procedimentos, 1989;

\_\_\_\_\_. NBR 11768: aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 1992;

\_\_\_\_\_. NBR 12118: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2007;

\_\_\_\_\_. NBR 12655: concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento – procedimento, 2006;

ASTM C1006–7: 2010 “Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units”, American Standard Test Method. Philadelphia;

[ATKINSON et. al., 1985] ATKINSON, R. H.; NOLAND, J. L.; ABRAMS, D. P. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prism in compression. Proceedings 7<sup>th</sup> International Brick Masonry Conference, Melbourne, February, v.1, pp. 577-592, 1985;

[BATHE, 1996] BATHE, K. J. Finite element procedures. Prentice Hall, Massachusetts Institute of Technology, 1996;

[BOULT, 1979] BOULT, B. F. Concrete masonry prism testing . Journal of the American Concrete Institute. Apr, vol. 76(n° 76-24):513-535, 1979;

[BRANDT, 1995] BRANDT, A. M. Cement based composites: materials, mechanical properties and performance. London, E&FN Spon, 1995;

BS 5628, 1992; Code of practice for use of masonry – Part 1: Structural use of unreinforced masonry. British Standard Institution;

[BUTTLER, 2007] BUTTLER, A. M. Uso de agregados reciclados de concreto em blocos de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007;

[CAETANO et. al., 2004] CAETANO, L. F. et al. Compósito de matriz cimentícia reforçada com fibras. In: II Seminário de Patologia das edificações. 2004, Porto Alegre;

CEB – FIP, Model code 1990;

[CAMPOS, 2008] CAMPOS, R. E. Desempenho à compressão de compósitos reforçados por fibras de coco. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Sergipe, Sergipe, 2008;

[CANTÙ, 2010] CANTÙ, R. Modellazione di fenomeni di frattura mediante metodo XFEM ed elementi coesivi. Tesi di laurea specialistica, Corso di Laurea in Ingegneria Aeronautica, Politecnico di Milano, 2010;

[CSP FEA, 2012] Structural Modeling. Magazine di ingegneria strutturale volume 8  
[http://www.structural-modeling.it/structural-modeling\\_Otto.pdf](http://www.structural-modeling.it/structural-modeling_Otto.pdf);

[DE OLIVEIRA, 2014] DE OLIVEIRA, L. M. F. Estudio teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos, 2014;

[DHANASEKAR, 1985] DHANASEKAR, M. Performance of brick masonry under Biaxial Loading. Dissertation submitted to the University of Newcastle in partial fulfillment of requirements for degree of doctor of philosophy, Australia, 1985;

[DIANA USER'S MANUAL, 2014] DIANA-9.5 User's Manual 2014;

DIANA. (2014a) Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Analysis Procedures. Delft, Netherlands: TNO DIANA;

DIANA. (2014b) Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Element Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA;

DIANA. (2014c) Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Getting Started. Delft, Netherlands: TNO DIANA;

DIANA. (2014d) Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Material Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA;

[DOS SANTOS, 2014] DOS SANTOS, D. B. R. Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio, Tese (Mestrado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos, 2014;

[EIRES, 2006] EIRES, R.G. Materiais não convencionais para uma Construção Sustentável utilizando cânhamo, pasta de papel e cortiça. 2006. 74 p. Tese (Doutorado) Universidade do Minho, Portugal, 2007;

EN 1052–1. 1999; Methods of test for masonry- Part 1: Determination of compressive strength. European Standard;

EN 1996–1–1, 2005; Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Standard;

[FEENSTRA, 1993] FEENSTRA, P. H. Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. 159 p. PhD Thesis, Delft University of Technology, 1993;

[HAMID; DRYSDALE, 1979] HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Suggested failure criteria for grouted masonry under axial compressive. American Concrete Institute Journal, 76, n° 10, pp. 1047-1061, 1979;

[HILSDORF et. al., 1969] KUPFER, H. B.; HILSDORF, H. K.; RUSH, H. Behaviour of concrete under compressive loading. J. Eng. M. Div. ASCE, 95: 2543-2563, 1969;

[HOLANDA, 2000] HOLANDA, O. G. J. Blocos de Concreto Para Alvenaria Estrutural. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 42, 2000, Fortaleza, CE. Anais... Fortaleza: Instituto Brasileiro do Concreto, 2000. (CD-ROM);

[IZQUIERDO, 2011] IZQUIERDO, I. S. Uso de fibra natural de sisal em blocos de concreto para alvenaria estrutural, Tese (Mestrado em Engenharia Civil) Escola de Engenharia de São Carlos, 2011;

[LaMMA-TEST] LaMMA-TEST (TEcnologie per il Sistema Tessile)  
<http://www.lammatest.rete.toscana.it>;

[LA ROVERE, 2001] LA ROVERE. Alvenaria Estrutural. Notas de aula, curso de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2001;

[LOURENÇO, 1996] LOURENÇO, P. B. Um Micro – Modelo Para a Análise de Estruturas de Alvenaria. Engenharia Civil, Universidade do Minho, v. 3, no. , p. 15-28, , 1996;

[LOURENÇO, 1999] LOURENÇO, P. B. Dimensionamento de Alvenarias Estruturais. Relatório 99-DEC/E-7. Dezembro 1999;

[LUPARIA, 2013] LUPARIA A. Analisi strutturali non lineari mediante metodo XFEM della Basilica di San Vitale. Tesi di laurea specialistica, Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale, Politecnico di Milano, 2013;

[MEDEIROS; SABBATINI, 1993] MEDEIROS, J.S.; SABBATINI, F.H. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 1993;

[MOHAMAD, 1998] MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 1998. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998;

[MOHAMAD, 2007] MOHAMAD, G. Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Portugal, 2007;

[MONTI DI SOPRA, 2008] MONTI DI SOPRA, E. Modelli di danno e plasticità per l'analisi di elementi strutturali in muratura. Tesi (Dottorato), Università degli Studi di Trieste, 2008;

NORMAS DE IDENTIDADE, QUALIDADE, APRESENTAÇÃO E EMBALAGEM DA FIBRA BENEFICIADA DE SISAL OU AGAVE E SEUS RESÍDUOS DE VALOR ECONÔMICO. Brasília, 1984;

[OLIVEIRA JR, 2012] OLIVEIRA JR, L. A. Ligação viga – pilar em estruturas de concreto pré – moldado solidarizada por concreto com fibras de aço – análises estática e dinâmica. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012;



[PALACIO, 2013] PALACIO, K. Practical Recommendations for Nonlinear Structural Analysis in DIANA, July 2013;

[PARSEKIAN et al., 2012] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE R, R. G., Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. São Carlos: EduFSCar, 2012;

[RAMALHO; CORRÊA, 2003] RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. 1.ed. São Paulo: Editora Pini, 1a edição, 2003;

[RAMOS, 2010] RAMOS, A.L. Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura. 138 p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2010;

[RIZZATTI et. al., 2011] RIZZATTI, E.; ROMAN, H. R.; MOHAMAD, G.; NAKANISHI, E. Y. Análise Numérica da Influência da Geometria dos Blocos Cerâmicos em Parede Estruturais, 2011;

[ROCHA, 2012] ROCHA, F. M. Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de baixa altura em situação de incêndio. 269 p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012;

[ROCKWOOL] Sostenibilità Ambientale e Settore delle Costruzioni  
<http://download.rockwool.it/media/75027/efficienza%20energetica%20degli%20edifici.pdf>;

[ROMAGNA, 2000] ROMAGNA, R. H. Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000;

[ROTS, 1988] ROTS, J.C. Computational modeling of concrete fracture. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1988;

S.A.A. Brickwork Code (Standards Association of Australia);

[SAGASETA; JUAN; ROBERT, 2009] SAGASETA; JUAN; ROBERT, L. Non-linear finite element analysis of shear critical high strength concrete beams. Volume, Architecture Civil Engineering Environment, 2009;

[SALHIN, 1971] SALHIN, S. Structural Masonry, Englewood cliffs. Prentice Hall Inc, New Jersey, USA, 1971;

[SAVASTANO, 2000] SAVASTANO, H. J. Materiais à base de cimento reforçado com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo. Tese (Livre-Docência em Engenharia Civil) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000;

[SHRIVE, 1985] SHRIVE, N. G. Compressive strength and strength testing of masonry. Proc. 7 IBMAC, Eds. T. McNeilly and J. C. Scrivener, Melbourne, BDRI, 699-710, 1985;

[SILVA; BELTRÃO, 1999] SILVA, O. R.; BELTRÃO, N. E. D. M. Agronegócio do sisal no Brasil. Brasília: Embrapa-SPI/Embrapa-CNPA, p. 205, 1999;

[TOLEDO FILHO, 1997] TOLEDO FILHO, R. D. Materiais compósitos reforçados com fibras naturais: caracterização experimental. 1997, 93p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997;

[TUĞRUL, 2012] TUĞRUL T. Finite element analyses of differential shrinkage induced cracking in centrifugally cast concrete poles. Master Thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, 2012.

## APPENDICE I

### COMANDI BASE IN DIANA

In questa Appendice si riassumono i comandi principali di iDIANA, utilizzati per definire la geometria, gli elementi finiti, i carichi, le condizioni al contorno e le proprietà dei materiali. Per quanto riguarda la sintassi adottata, si riporteranno in maiuscolo i comandi di iDIANA e in corsivo tra parentesi quadre i comandi che dovranno essere inseriti dall'utente.

#### Definizione della geometria

**GEOMETRY POINT COORD** *[nome del punto] [coordinata x] [coordinata y]*

**GEOMETRY LINE STRAIGHT** *[nome della linea] [punto iniziale] [punto finale] [numero di divisioni della maglia]*

**GEOMETRY SURFACE 4SIDES** *[linea 1] [linea 2] [linea 3] [linea 4]*

#### Costruzione di SETs

**CONSTRUCT SET** *[nome del SET]* **APPEND LINES** *[linea 1] [linea 2] ...*

**CONSTRUCT SET** *[nome del SET]* **APPEND SURFACES** *[sup 1] [sup 2] ...*

#### Scelta degli elementi finiti

**MESHING TYPES** *[Nome del SET] [Tipo di elemento finito]*

**MESHING GENERATE ALL**

#### Proprietà dei materiali

```
YOUNG [Ed]
POISON [νd]
TOTCRK FIXED
TENCRV EXPONE
TENSTR [fcd]
GF1 [Gf]
COMCRV PARABO
COMSTR [fcd]
GC [Gd]
BETA [β]
```

Dove:

$E_c$  è il modulo di elasticità del calcestruzzo;

$\nu_c$  è il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;

$f_{ct}$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo;

$G_f$  è l'energia di frattura a trazione del calcestruzzo;

$f_{cc}$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

$G_c$  è l'energia di frattura a compressione del calcestruzzo;

$\beta$  è il fattore riduttivo della rigidità a taglio ("shear retention factor") e varia da 0 a 0,99; in questo elaborato si è scelto di trascurare eventuali riduzioni e lo si è posto pari a 0,99.

Il comando "**TOTCRK FIXED**" stabilisce che il modello di fessure adottato è il "fixed crack model", che presuppone che le fessure abbiano una direzione fissa rispetto alle direzioni principali del vettore di deformazione, si veda 8.1.

### **Definizione dei materiali e attribuzione dei SETs**

**PROPERTY MATERIAL** [*Nome del materiale*]

**PROPERTY ATTACH** [*Nome del SET*] **MATERIAL** [*Nome del materiale*]

### **Condizioni al contorno**

**PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT** [*Part*] [*Dir*]

dove, *Part* è la parte della struttura (punti, superfici, solidi o SETs) su cui verranno applicate le condizioni al contorno e *Dir* è la direzione di in cui agisce il vincolo.

## APPENDICE II

### ARCHIVI .DAT PER L'ANALISI STRUTTURALE

Esempio dei dati principali che caratterizzano l'archivio .dat esportato da iDIANA, per il modello generato con iDIANA:

```

: DIANA Datafile written for DIANA 9.5
FEMGEN MODEL   : MODELLO_02_10_14
ANALYSIS TYPE  : Structural 3D
'UNITS'
LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER KELVIN
FORCE N
'COORDINATES'
  1  0.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
  2  1.266667E+01  0.000000E+00  0.000000E+00
  3  2.533333E+01  0.000000E+00  0.000000E+00
  4  3.800000E+01  0.000000E+00  0.000000E+00
  5  0.000000E+00  1.166667E+01  0.000000E+00
  6  1.266667E+01  1.166667E+01  0.000000E+00
  7  2.533333E+01  1.166667E+01  0.000000E+00
  8  3.800000E+01  1.166667E+01  0.000000E+00
  9  0.000000E+00  2.333333E+01  0.000000E+00
 10  1.266667E+01  2.333333E+01  0.000000E+00
 11  2.533333E+01  2.333333E+01  0.000000E+00
 12  3.800000E+01  2.333333E+01  0.000000E+00
 13  0.000000E+00  3.500000E+01  0.000000E+00
 14  1.266667E+01  3.500000E+01  0.000000E+00
 15  2.533333E+01  3.500000E+01  0.000000E+00
 16  3.800000E+01  3.500000E+01  0.000000E+00
...
'ELEMENTS'
CONNECTIVITY
6325 HX24L 904 918 5371 1058 446 447 451 450
6326 HX24L 918 932 5372 5371 447 448 452 451
6327 HX24L 932 946 986 5372 448 449 453 452
6328 HX24L 1058 5371 5373 1044 450 451 455 454
6329 HX24L 5371 5372 5374 5373 451 452 456 455
6330 HX24L 5372 986 987 5374 452 453 457 456

```

6331 HX24L 1044 5373 1029 1030 454 455 459 458  
6332 HX24L 5373 5374 1028 1029 455 456 460 459  
6333 HX24L 5374 987 988 1028 456 457 461 460  
6334 HX24L 903 917 5375 1057 904 918 5371 1058

...

10825 TP18L 1562 4669 4642 529 846 528  
10826 TP18L 4669 7723 4642 846 848 528  
10827 TP18L 4669 4670 7723 846 847 848  
10828 TP18L 4670 4684 7723 847 849 848  
10829 TP18L 4642 7723 4628 528 848 527  
10830 TP18L 7723 7724 4628 848 850 527  
10831 TP18L 7723 4684 7724 848 849 850  
10832 TP18L 4684 4698 7724 849 851 850  
10833 TP18L 4628 7724 4614 527 850 526  
10834 TP18L 7724 4712 4614 850 852 526  
10835 TP18L 7724 4698 4712 850 851 852  
10836 TP18L 4614 4712 4600 526 852 525  
10837 TP18L 4712 4726 4600 852 853 525  
10838 TP18L 4600 4726 1268 525 853 509

...

MATERIALS

/ 6325-11904 / 1

'MATERIALS'

1 NAME CONCRETO  
YOUNG 9.75251E+03  
POISON 2.00000E-01

'SUPPORTS'

NAME SET\_1  
/ 1 / TR 1  
/ 1 / TR 2  
/ 344 / TR 2  
/ 1-890 / TR 3

'LOADS'

CASE 1

DEFORM

/ 446-890 / TR 3 -0.100000E+01

'DIRECTIONS'

1 1.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00  
2 0.000000E+00 1.000000E+00 0.000000E+00  
3 0.000000E+00 0.000000E+00 1.000000E+00

'END'

Esempio dei dati principali che caratterizzano l'archivio .dat esportato dal Mesh Edit per il modello generato con FX+:

```
: DIANA Datafile written by DIANA 9.5
Translated from FX+ for DIANA neutral file (version 1.2.0).
'UNITS'
LENGTH MM
FORCE N
TEMPER CELSIU
'DIRECTIONS'
  1 1.00000E+000 0.00000E+000 0.00000E+000
  2 0.00000E+000 1.00000E+000 0.00000E+000
  3 0.00000E+000 0.00000E+000 1.00000E+000
'MODEL'
GRAVDI 3
GRAVAC -9.81000E+003
'COORDINATES'
  1 2.80000E+001 0.00000E+000 1.90000E+002
  2 4.37143E+001 0.00000E+000 1.90000E+002
  3 5.94286E+001 0.00000E+000 1.90000E+002
  4 7.51429E+001 0.00000E+000 1.90000E+002
  5 9.08571E+001 0.00000E+000 1.90000E+002
  6 1.06571E+002 0.00000E+000 1.90000E+002
  7 1.22286E+002 0.00000E+000 1.90000E+002
  8 1.38000E+002 0.00000E+000 1.90000E+002
  9 1.38000E+002 1.50000E+001 1.90000E+002
 10 1.38000E+002 3.00000E+001 1.90000E+002
 11 1.22286E+002 3.00000E+001 1.90000E+002
 12 1.06571E+002 3.00000E+001 1.90000E+002
 13 9.08571E+001 3.00000E+001 1.90000E+002
 14 7.51429E+001 3.00000E+001 1.90000E+002
 15 5.94286E+001 3.00000E+001 1.90000E+002
 16 4.37143E+001 3.00000E+001 1.90000E+002
...
'MATERI'
  1 NAME "Conceto"
    MCNAME CONCR
    MATMDL TSCR
    ASPECT
    POISON 2.00000E-001
    YOUNG 9.75251E+003
```

```
DENSIT 2.41000E-009
TOTCRK FIXED
SHRCRV CONSTA
BETA 9.90000E-001
TENCRV EXPONE
RESTST 0.00000E+000
TENSTR 7.21275E-001
GF1 2.01050E-001
REDCRV NONE
POIRED NONE
COMCRV PARABO
RESCST 0.00000E+000
COMSTR 1.82533E+001
GC 1.08399E+001
CNFCRV NONE
'GEOMET'
 1 NAME "Bloco"
'DATA'
 1 NAME "Bloco"
'ELEMENTS'
CONNECT
103 HX24L 144 154 155 145 176 173 174 175
104 HX24L 154 153 152 155 173 171 172 174
105 HX24L 145 155 156 146 175 174 169 170
106 HX24L 155 152 151 156 174 172 168 169
107 HX24L 146 156 157 147 170 169 166 167
108 HX24L 156 151 150 157 169 168 165 166
109 HX24L 147 157 158 148 167 166 163 164
110 HX24L 157 150 149 158 166 165 162 163
111 HX24L 148 158 59 34 164 163 161 159
112 HX24L 158 149 58 59 163 162 160 161
113 HX24L 176 173 174 175 194 191 192 193
114 HX24L 173 171 172 174 191 189 190 192
115 HX24L 175 174 169 170 193 192 187 188
116 HX24L 174 172 168 169 192 190 186 187
...
535 TP18L 112 111 100 788 787 661
536 TP18L 99 100 111 659 661 787
537 TP18L 106 112 94 786 788 655
538 TP18L 99 111 41 659 787 439
539 TP18L 94 112 100 655 788 661
```



540 TP18L 788 787 661 791 790 670  
541 TP18L 659 661 787 668 670 790  
542 TP18L 786 788 655 789 791 664  
543 TP18L 659 787 439 668 790 460  
544 TP18L 655 788 661 664 791 670  
545 TP18L 791 790 670 794 793 679  
546 TP18L 668 670 790 677 679 793  
547 TP18L 789 791 664 792 794 673  
548 TP18L 668 790 460 677 793 481  
549 TP18L 664 791 670 673 794 679  
550 TP18L 794 793 679 797 796 688

...

MATERI

/ 103-1950 / 1

DATA

/ 103-1950 / 1

GEOMET

/ 103-1950 / 1

'LOADS'

CASE 1

NAME "deslocamento"

DEFORM

103 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

104 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

113 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

114 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

115 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

116 TR 3 -1.00000E+000

DEFORM

...

'GROUPS'

ELEMEN

707 "Block1" / 103-222 1831-1950 /

708 "Block2" / 223-270 643-690 1735-1830 /

709 "Block3" / 271-438 691-858 1399-1734 /

710 "Block4" / 439-510 859-930 1027-1170 /

```

711 "Block5" / 511-534 991-1014 1171-1218 /
712 "Block6" / 535-594 931-990 1279-1398 /
713 "Block7" / 595-606 1015-1026 1255-1278 /
714 "Block8" / 607-642 1219-1254 /
'SUPPOR'
NAME "apoio"
/ 106 107 119-124 1742 1746-1748 94 108 1256 1391 1444 1633 41 99 100 111 112
1008 1261 1262 1366 1367 1433 1449 1450 1589 1638 1639 1795 1796 1821 1822 95 96
127 128 1257 1258 1394 1395 1445 1446 1634 1635 25 42 97 98 101 102 995 1009
1259 1260 1263 1264 1432 1434 1447 1448 1451 1452 1588 1590 1636 1637 1640 1641
26-40 43-48 144 898 899 996-1007 1010-1015 1866-1886 2120 2133 2134 2175-2192
55-60 153 154 904-907 2397-2402 2473 2474 2499-2502 145-152 155-158 2574-2585 /
  TR 3
56  TR 1
/ 56 2500 / TR 2
NAME "L_deslocamento"
/ 103 104 113-118 1741 1743-1745 89 105 1251 1390 1439 1628 10 90 91 109 110 982
1252 1253 1364 1365 1431 1440 1441 1587 1629 1630 1793 1794 1819 1820 87 88 125
126 1249 1250 1392 1393 1437 1438 1626 1627 8 9 85 86 92 93 980 981 1247 1248
1254 1255 1429 1430 1435 1436 1442 1443 1585 1586 1624 1625 1631 1632 1-7 11-24
133 896 897 974-979 983-994 1845-1865 2119 2131 2132 2157-2174 49-54 134 135
900-903 2391-2396 2471 2472 2495-2498 129-132 136-143 2562-2573 / TR 3
'END'

```

Nel secondo script si leggono i dati completi del materiale, impostati nel Mesh Edit, e riferiti al modello senza fibre B4\_RID.

Per lo stesso modello si riporta anche lo script con i comandi per eseguire l'analisi strutturale non lineare:

```

*FILOS
INITIA
*INPUT
*NONLIN LABEL="Structural nonlinear"
BEGIN EXECUT
  BEGIN LOAD
    LOADNR 1
  BEGIN STEPS
    BEGIN EXPLIC
      SIZES 0.0100000(120)
      ARCLEN REGULA
    END EXPLIC
  END STEPS

```

```
END LOAD
BEGIN ITERAT
  MAXITE 500
  METHOD SECANT
  LINESE OFF
END ITERAT
END EXECUT
SOLVE AUTOMA
BEGIN OUTPUT
  TEXT "Output"
  FXPLUS
  BINARY
  SELECT STEPS ALL /
END OUTPUT
*END
```



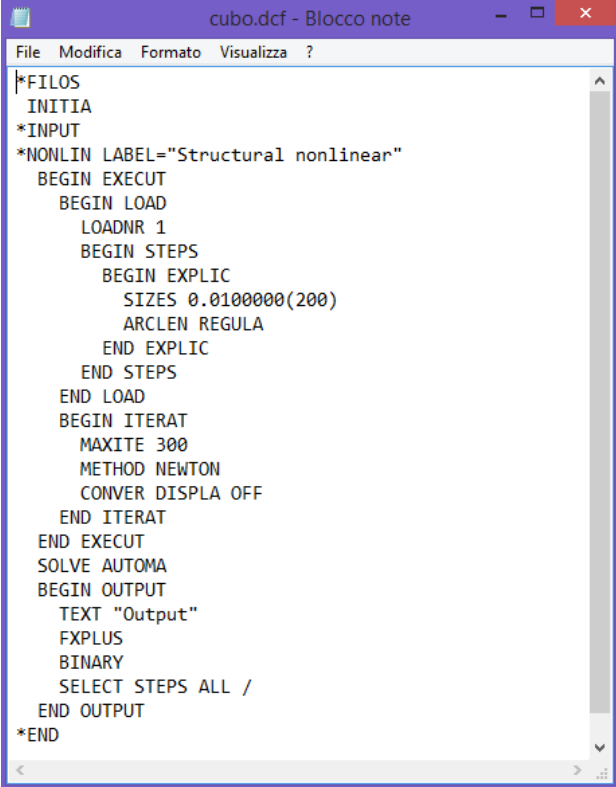
## APPENDICE III

### COMANDI PER EFFETTUARE ANALISI E ANALISI MULTIPLE NEL "COMMAND BOX" DI DIANA

Per effettuare l'analisi attraverso il Command Box di cui il programma DIANA dispone è necessario organizzare una cartella con all'interno il file con l'estensione .dat generato mediante il comando export a partire dal file aperto nel programma Mesh Edit contenente i dati riguardanti la geometria, il tipo di materiale, le condizioni di vincolo e di carico e il tipo di elementi che costituiscono la maglia ad elementi finiti. All'interno della stessa cartella va collocato un file con estensione .dcf generato sempre dal Mesh Edit e contenente i dati riguardanti il tipo di analisi che si intende effettuare. Allo script di questo file .dcf vanno aggiunte le linee di comando:

```
*FILOS  
INITIA  
*INPUT
```

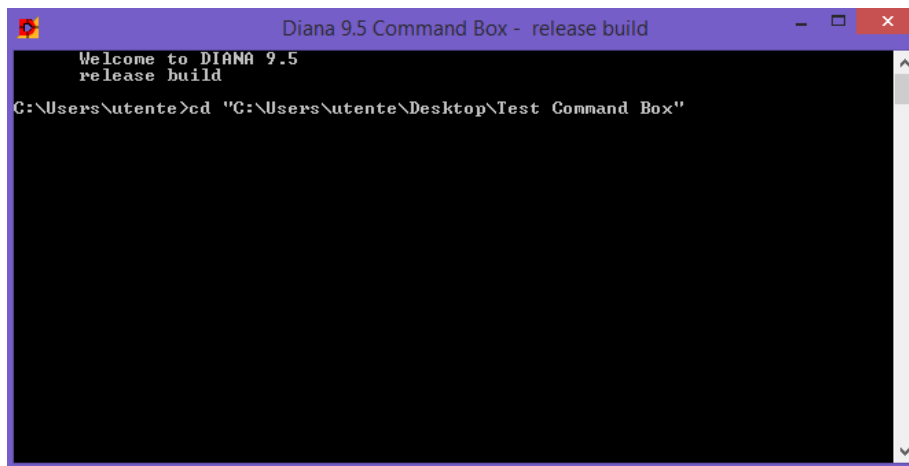
come in Figura A.III.1.



```
File Modifica Formato Visualizza ?  
*FILOS  
INITIA  
*INPUT  
*NONLIN LABEL="Structural nonlinear"  
  BEGIN EXECUT  
    BEGIN LOAD  
      LOADNR 1  
      BEGIN STEPS  
        BEGIN EXPLIC  
          SIZES 0.0100000(200)  
          ARCLEN REGULA  
        END EXPLIC  
      END STEPS  
    END LOAD  
    BEGIN ITERAT  
      MAXITE 300  
      METHOD NEWTON  
      CONVER DISPLA OFF  
    END ITERAT  
  END EXECUT  
SOLVE AUTOMA  
BEGIN OUTPUT  
  TEXT "Output"  
  FXPLUS  
  BINARY  
  SELECT STEPS ALL /  
END OUTPUT  
*END
```

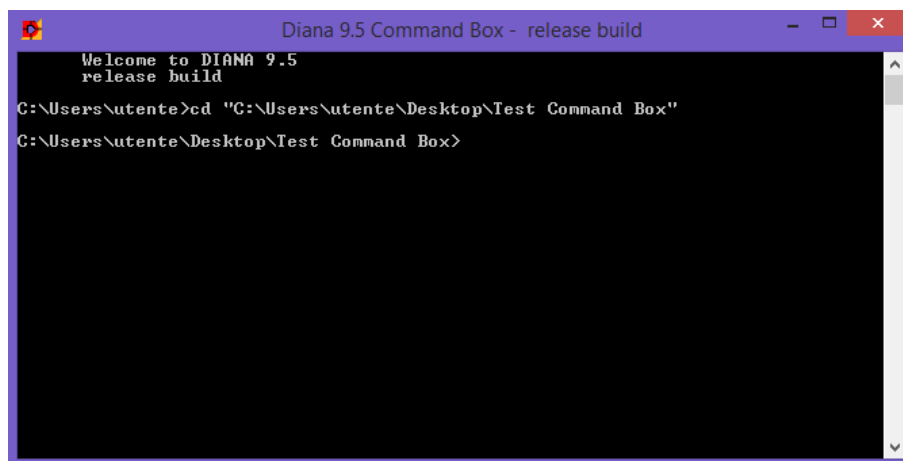
**Figura A.III.1** Modifica dello script con i comandi per eseguire l'analisi dal Command Box

Una volta aperto il Command Box andrà inserito l'indirizzo della cartella in cui si trovano il file .dat e il file d'analisi .dcf (Test Command Box), scrivendo a schermo il comando di reindirizzazione "cd" e trascinando la cartella in questione nel Command Box, come si mostra in Figura A.III.2:



**Figura A.III.2 Reindirizzamento del Command Box sulla cartella contenente le analisi da eseguire**

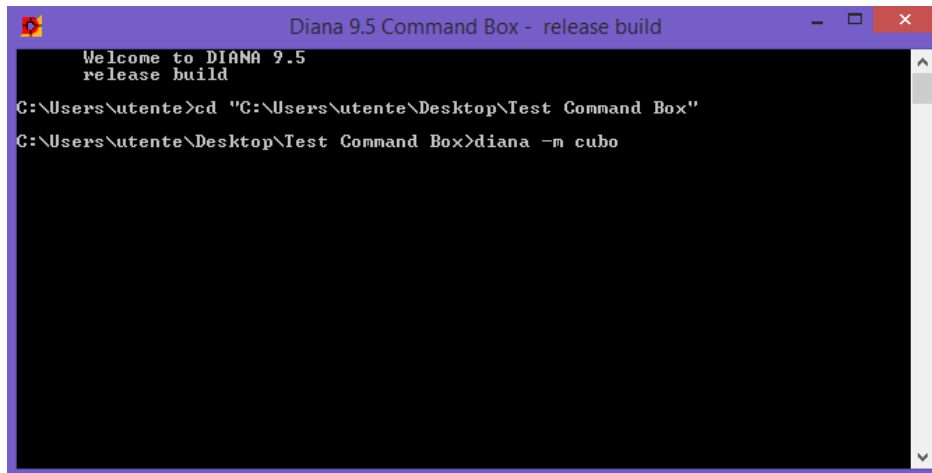
Premendo invio il Command Box verrà automaticamente reindirizzato sulla cartella desiderata, Figura A.III.3:



**Figura A.III.3 Ottenimento dell'indirizzo della cartella selezionata da parte del Command Box**

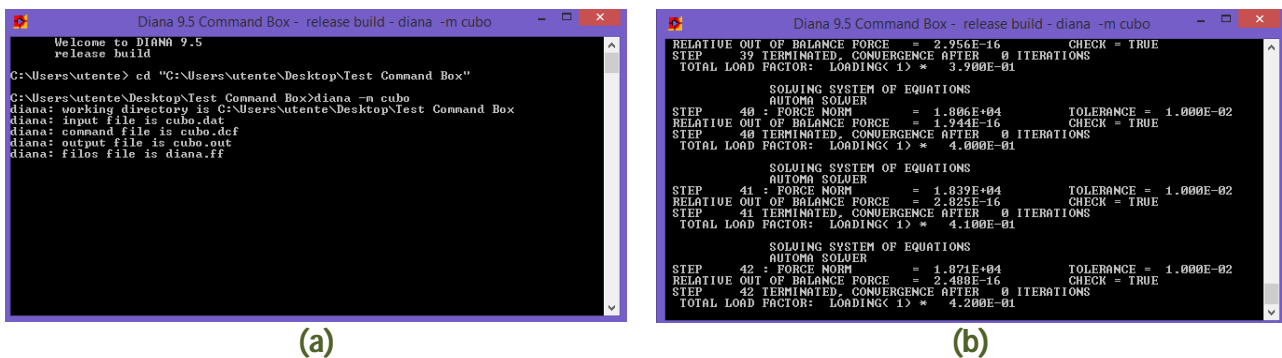
Successivamente si scrive il nome del programma "DIANA" seguito da "- m" e dal nome dei file .dat e .cfc che per comodità abbiamo chiamato allo stesso modo (di modo da evitare di scrivere le rispettive estensioni).

La Figura A.III.4 illustra quanto descritto:



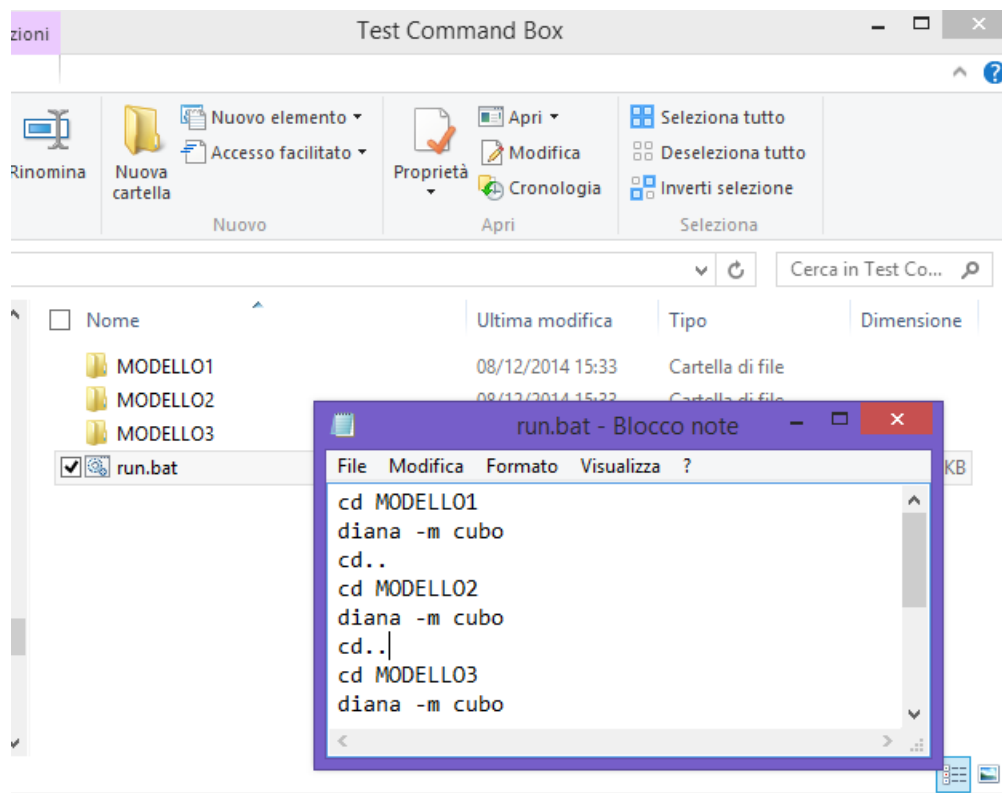
**Figura A.III.4** Chiamata del programma DIANA per eseguire l'analisi "cubo"

Dando invio il programma incomincerà ad effettuare l'analisi creando i files .out e .ff, rispettivamente per aprire i risultati dell'analisi in un documento di testo e per visualizzarli nel programma Fx + come espressamente richiesto negli input dell'analisi (Figura A.III.5).



**Figura A.III.5 (a)** Dati di output e **(b)** passi dell'analisi in esecuzione

In caso di processamento multiplo è possibile collocare all'interno della cartella tutte le analisi che si desiderano effettuare aggiungendo un file eseguibile (run.bat) che contenga i comandi scritti precedentemente nel prompt del Command Box all'interno di un ciclo, come si illustra nella Figura A.III.6:



**Figura A.III.6 Esempio di analisi multipla**

In questo caso sarà sufficiente reindirizzare il Command Box sulla cartella desiderata (Test Command Box) e scrivere il nome dell'eseguibile, run.bat. Il programma automaticamente eseguirà, nell'ordine, le analisi contenute nella cartella:

```

MODELLO1;
MODELLO2;
MODELLO3;

```

salvando in ciascuna i risultati sotto forma di files con estensioni .out e .ff.

Questa applicazione del programma iDIANA permette di svolgere più analisi in contemporanea (cosa non possibile servendosi del solo Mesh Edit) e di far eseguire al compilatore analisi "in autonomia" durante le ore notturne.



## APPENDICE IV

Si riportano alcune raccomandazioni per eseguire in DIANA un'analisi strutturale non lineare, tratte dall'articolo:

"Practical Recommendations for Nonlinear Structural Analysis in DIANA" di Kesio Palacio, July 2013.

*"The establishment of an appropriate mathematical model for the analysis of an engineering problem is to a large degree based on sufficient understanding of the problem under consideration and a reasonable knowledge of the finite element procedures available for solution. This observation is particularly applicable in nonlinear analysis because the appropriate nonlinear kinematic formulations, material models, and solution strategies need to be selected" [BATHE, 1996].*

L'esecuzione di analisi non lineari presenta difficoltà maggiori rispetto alla risoluzione di un sistema di equazioni in regime elastico lineare poiché non vi è un'unica procedura di soluzione adatta per risolvere i problemi non lineari. Nel caso di analisi non lineari si deve adottare una procedura di risoluzione adeguata. Quando la definizione del modello o le procedure di risoluzione non sono appropriate, o quando il metodo di interazione non è in grado di trovare una soluzione per problemi non lineari, non si ha la convergenza dell'analisi. In particolare, si possono avere tre tipi di problemi di convergenza in DIANA:

- Nella risoluzione iterativa delle equazioni di equilibrio globale in ambito non lineare. Questo primo problema di convergenza riguarda lo schema di risoluzione iterativa (specificato dall'utente) delle equazioni di equilibrio globale:

$$[K(U)] \cdot \{\Delta U\} = \{F_{ext}\} - \{F_{int}(U)\}$$

definito nei gradi di libertà dei nodi,

con  $[K(U)]$  = matrice di rigidezza in funzione del vettore di spostamento  $\{U\}$ ;

$\{\Delta U\}$  = vettore di incremento di spostamento;

$\{F_{ext}\}$  = vettore delle forza esterna;

$\{F_{int}(U)\}$  = vettore della forza interna che dipende dal vettore di spostamento  $\{U\}$ .

- Nelle iterazioni per determinare il campo di sforzo locale in ambito non lineare. Questo secondo problema di convergenza si riferisce allo schema di soluzione iterativo (adottato da DIANA), per gli incrementi di sforzo (return mapping) calcolati nei punti di integrazione.
- Per errori nel metodo di soluzione iterativo.

Quando si verificano problemi di convergenza nel corso di un'analisi non lineare, normalmente è necessario aggiornare le procedure di soluzione e controllare i parametri di definizione del modello.

Una buona regola è quella di effettuare sempre l'analisi elastica lineare della struttura prima di quella non lineare; in questo modo, mediante l'osservazione critica del file di output, è possibile determinare preventivamente la presenza di errori a livello dei vincoli (ad esempio la possibilità di moti rigidi nella struttura), la presenza di autovalori negativi  $NP$  o di singolarità nella matrice di rigidezza ( $SD \cong 0$ ).

Di seguito si riporta un esempio di file di output generato dal programma dopo un'analisi lineare:

```
SPARSE: DIM=1658 NNZ(MAT)=15096
NNZ(LU)=124788
NR. OF NEGATIVE PIVOTS : NP=1
DECOMPOSITION EXECUTED:
DIM=1658 SD=1.50e-007 HD=3.09e+007
SOLVE: REDUCTION RES=0.46E-14
(INIT. RES=0.22E+08) NI= 1
```

dove:

DIM è la dimensione della matrice di rigidezza,  
SD è il più piccolo termine diagonale nella matrice di rigidezza,  
HD è il massimo termine sulla diagonale nella matrice di rigidezza.

Nell'esempio si vede che è presente un autovalore negativo nell'analisi ( $NP = 1$ ), e che quindi il modello di analisi è instabile (esistono biforcazioni nel percorso di equilibrio o sono consentiti moti rigidi). Inoltre  $SD$  è circa pari a 0. Se  $(HD/SD) > 10^{14}$ , la matrice di rigidezza del sistema è ritenuta singolare da DIANA (esistono moti o meccanismi di corpo rigido), come si verifica nell'esempio riportato.

Un controllo dei dati di input che influenzano il comportamento non lineare risulta fondamentale per la buona riuscita di una analisi non lineare. Per esempio, riguardo la densità della maglia scelta, va detto che DIANA valuta i campi di sforzo e di deformazione nei punti di integrazione. Per questo, nelle zone della maglia soggette a deformazioni plastiche o a fessurazione è richiesto un numero ragionevole di punti di integrazione per poter fornire una rappresentazione adeguata della distribuzione di queste non linearità.

Anche nella scelta degli input del materiale, della geometria e dei carichi bisogna considerare i problemi di convergenza in cui il programma potrebbe incappare.

Quando si risolve una analisi non lineare, la scelta corretta di:

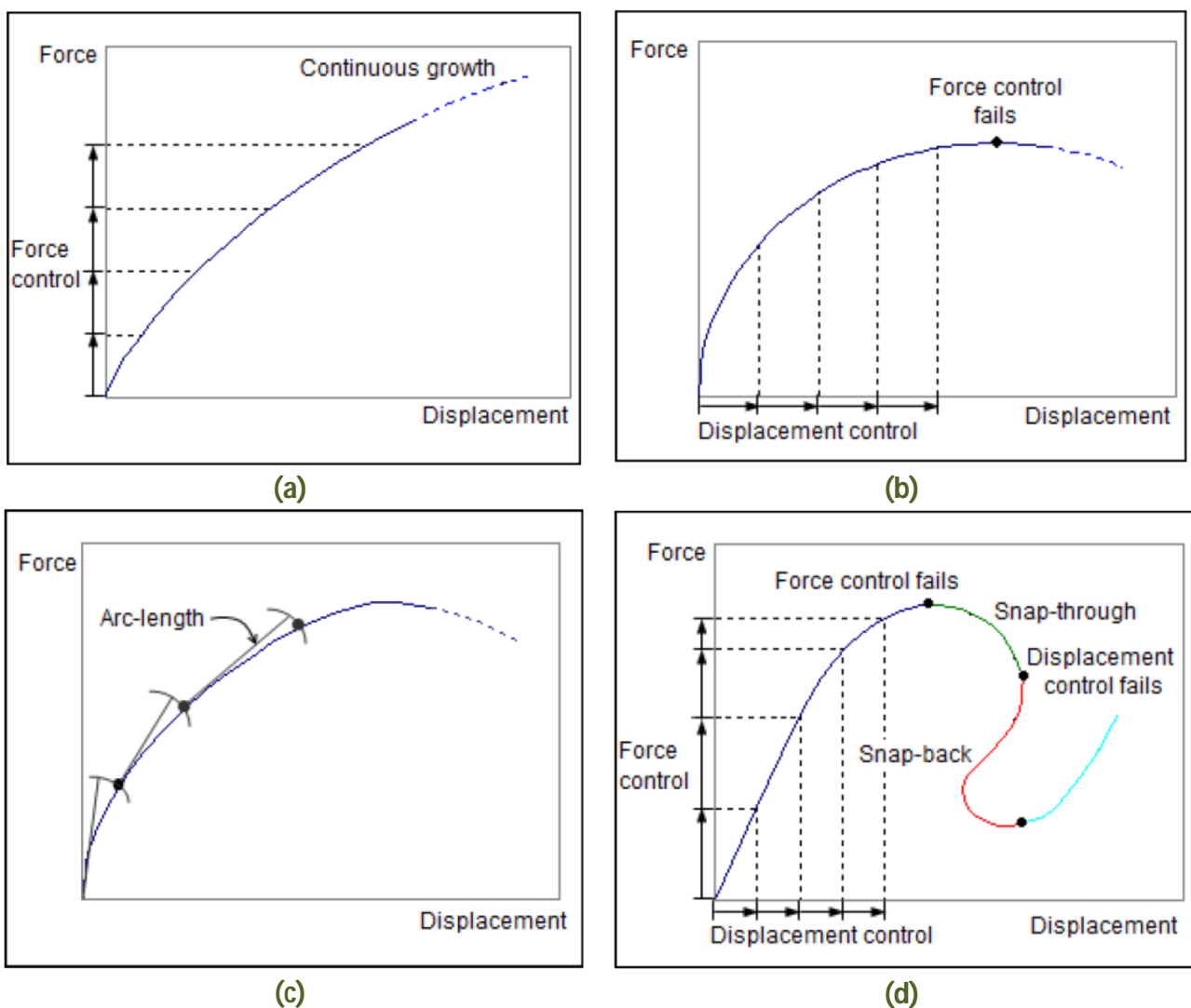
- procedure per l'incremento di carico;
- metodo di soluzione iterativo;
- criterio di convergenza;

è fondamentale affinché la soluzione dell'analisi segua ragionevolmente il percorso di equilibrio.

Le procedure di controllo di carico messe a disposizione da DIANA prevedono:

- un controllo di carico, Figura A.IV.1 (a);
- un controllo di spostamento, Figura A.IV.1 (b);
- un controllo tramite il metodo "Arc - Length", Figura A.IV.1 (c).

Nel metodo arc - length la norma degli spostamenti incrementali è vincolata. Si noti che, nel controllo con arc - length, l'incremento di carico applicato non coincide con i passi di carico scelti dall'utente, poiché la dimensione del passo non dipende solo dal carico ma dalla combinazione di carico e spostamento.



**Figura A.IV.1 (a) Controllo di carico, (b) controllo di spostamento, (c) controllo tramite il metodo "Arc - Length" nella curva Carico - Spostamento. (d) Confronto tra i possibili controlli.**

La scelta migliore della procedura incrementale dipende dalla forma del percorso di equilibrio. Il controllo di spostamento presenta grandi vantaggi rispetto a quello di carico, fornendo matrici di rigidezza tangenziali meglio condizionate e permettendo di superare il punto di picco nel grafico carico – spostamento, in cui si ha la perdita del controllo di carico. Il metodo può essere utilizzato solo per strutture con un solo picco di carico e fallisce nel tentativo di tracciare comportamenti snap – back. Per ovviare questo ultimo problema, l'unica scelta possibile è quella di adottare il controllo di carico con arc – length.

## METODI DI SOLUZIONE ITERATIVA

Dopo aver determinato l'incremento di carico, che non è nient'altro che la linearizzazione del problema non lineare nella forma:

$$[K_T(U_t)] \cdot \{\Delta U\} = \{F_{ext}(U_t)\} - \{F_{int}(U_t)\}$$

ci si deve affidare ad un metodo iterativo per trovare l'incremento di spostamento  $\{\Delta U\}$ , essendo la matrice di rigidezza tangente  $[K_T(U_t)]$  funzione del vettore spostamento al passo  $t$  ( $U_t$ ), in questo modo la condizione di equilibrio:

$$\{F_{ext}(U_{t+\Delta_t})\} - \{F_{int}(U_{t+\Delta_t})\} = 0$$

è soddisfatta.

$(U_{t+\Delta_t})$  è lo spostamento totale al passo  $t + \Delta_t$  ed è definito come:

$$U_{t+\Delta_t} = U_t + \Delta U$$

Così facendo si ottiene la soluzione delle equazioni di equilibrio del sistema non lineare attraverso un metodo risolutivo iterativo incrementale.

Rispetto ai metodi di soluzione iterativa, quelli che DIANA mette a disposizione sono:

- il metodo Regolare di Newton – Raphson, in cui la matrice di rigidezza tangente  $K_T$  viene calcolata e invertita ad ogni passo, Figura A.IV.2;
- il metodo Modificato di Newton – Raphson, in cui la matrice di rigidezza tangente  $K_T$  viene calcolata e invertita una sola volta all'inizio di ciascun incremento di carico, Figura A.IV.3;
- il metodo Secante (metodo Quasi – Newton), in cui la matrice di rigidezza  $K_T$  viene calcolata e invertita solo al primo passo, mentre ai passi successivi si utilizza la matrice di rigidezza secante (più rapida da calcolare), Figura A.IV.4;
- il metodo di iterazione con rigidezza lineare (o elastica o costante), in cui si utilizza la matrice di rigidezza elastica.

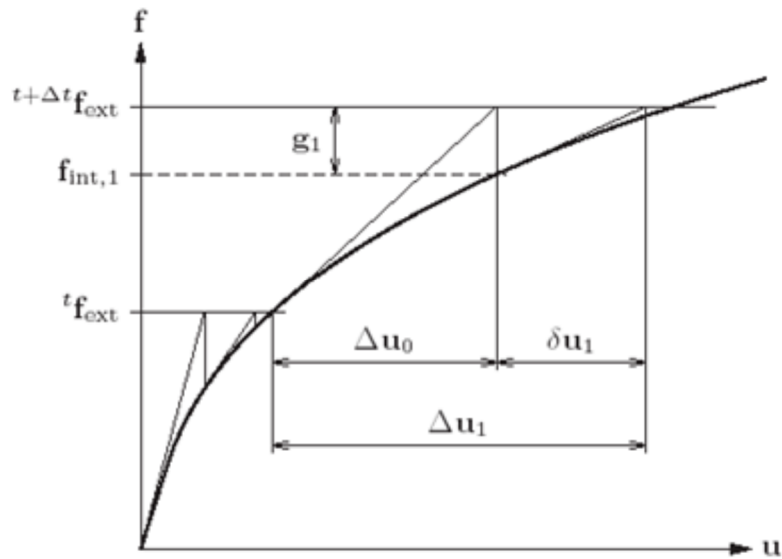


Figura A.IV.2 Metodo di Newton Raphson

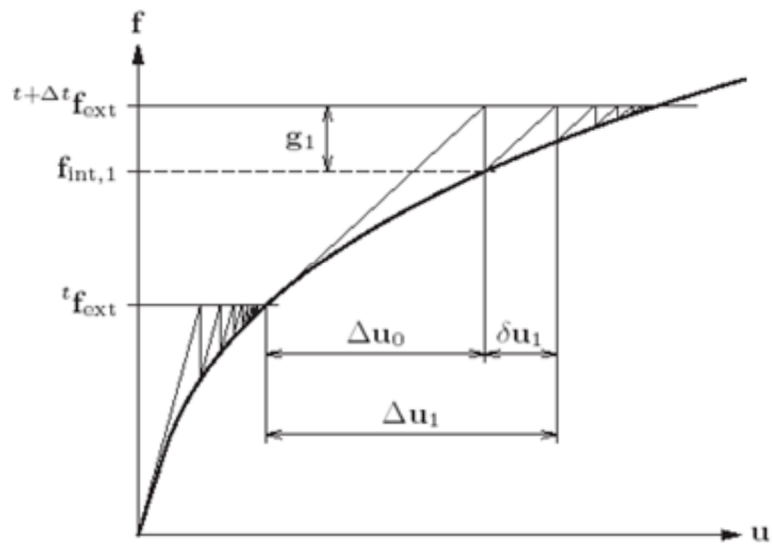


Figura A.IV.3 Metodo di Newton Raphson Modificato

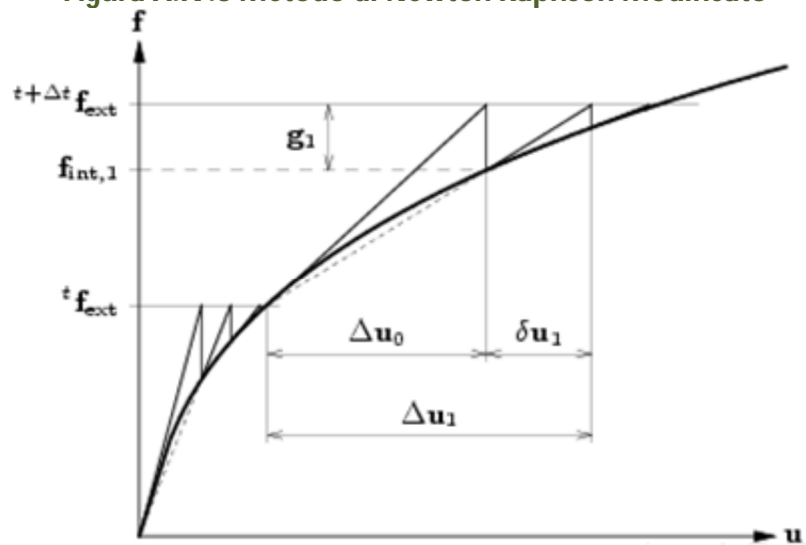


Figura A.IV.4 Metodo Secante

In generale:

- il metodo di Newton – Raphson Standard presenta una convergenza quadratica e quindi richiede un numero minore di iterazioni ma presenta un onere computazionale, in termini di tempo, maggiore;
- il metodo di Newton – Raphson Modificato e il metodo a Rigidezza Lineare richiedono un numero maggiore di iterazioni, ma ciascuna iterazione risulta essere più rapida (viene compiuta in un tempo minore), a causa della maggiore facilità di assemblaggio e calcolo della matrice tangente;
- il metodo di Newton – Secante presenta una velocità di convergenza intermedia fra il metodo di Newton – Raphson standard e quello modificato.

## CRITERI DI CONVERGENZA

L'accuratezza della soluzione di una analisi non lineare, ovvero la vicinanza della soluzione al percorso di equilibrio, è misurata dai criteri di convergenza. Infatti, la scelta del criterio di convergenza appropriato e della tolleranza corrispondente è di fondamentale importanza.

Una tolleranza troppo severa potrebbe portare a iterazioni eccessive, mentre una tolleranza troppo ampia porta a soluzioni errate dell'analisi.

In DIANA esistono modi diversi per controllare la convergenza:

- Calcolo della norma della forza: si usa il rapporto tra le forze non equilibrate agenti sui gradi di libertà non vincolati dell'iterazione precedente e la previsione per il passo corrente. Si tratta del criterio più severo.
- Calcolo della norma sullo spostamento: si usa il rapporto tra gli incrementi di spostamento all'iterazione precedente e la previsione per il passo corrente.
- Calcolo della norma sull'energia: si usa il rapporto tra il lavoro delle forze interne e i relativi spostamenti all' iterazione precedente e la previsione per il passo corrente.

Normalmente il criterio di convergenza scelto e la tolleranza corrispondente, per le analisi sulle strutture dell'ingegneria civile, dipendono dall'esperienza del progettista nei confronti dei problemi non lineari.

In generale:

- Problemi con forti non linearità geometriche richiedono una tolleranza più severa, rispetto ad analisi in cui le linearità sono proprie dei materiali, per mantenere la soluzione prossima al percorso di equilibrio;
- l'analisi di modelli in cui compaiono numerosi spostamenti imposti rendono la norma, in termini di spostamento, meno efficace, mentre per strutture che possono espandersi liberamente è la norma in termini di forza che risulta essere meno efficace;

- 
- se possibile, l'ideale sarebbe servirsi della combinazione dei tre criteri di convergenza (forza, spostamento ed energia), sfruttando il comando SIMULT offerto da DIANA.





## APPENDICE V

Di seguito si riportano la Figura A.V.1 e la Figura A.V.2 con gli andamenti degli spostamenti verticali del blocco (TDtZ(V)), rispettivamente in assenza e in presenza di fibre, per i passi di carico considerati.

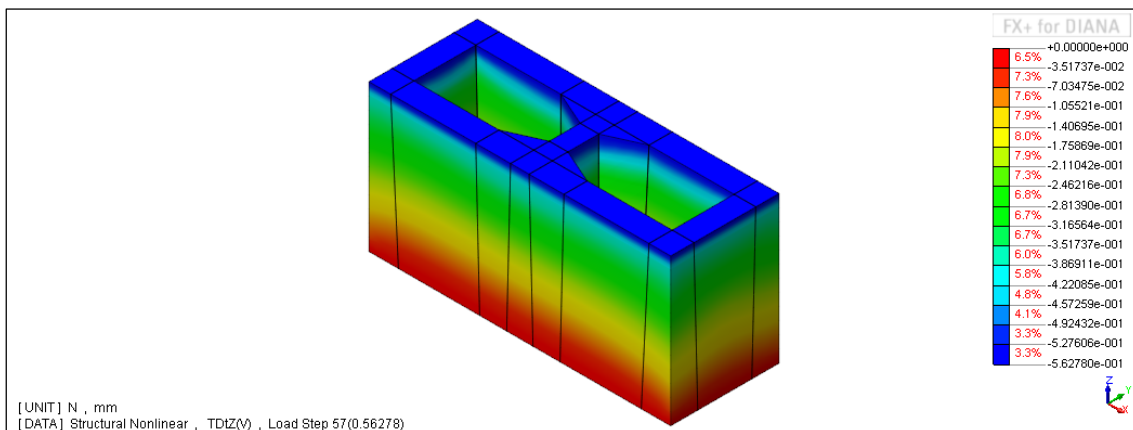
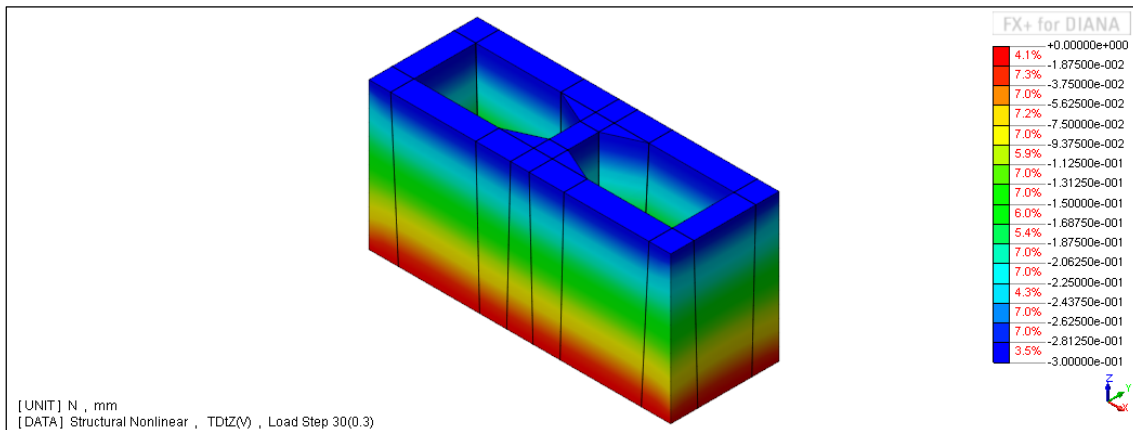
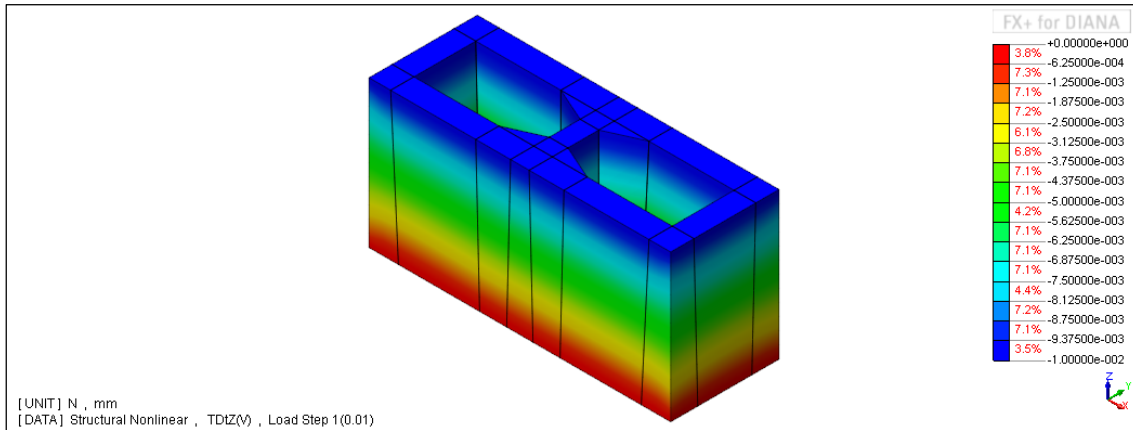


Figura A.V.1 Andamenti dello spostamento verticale (TDtZ(V)) del blocco

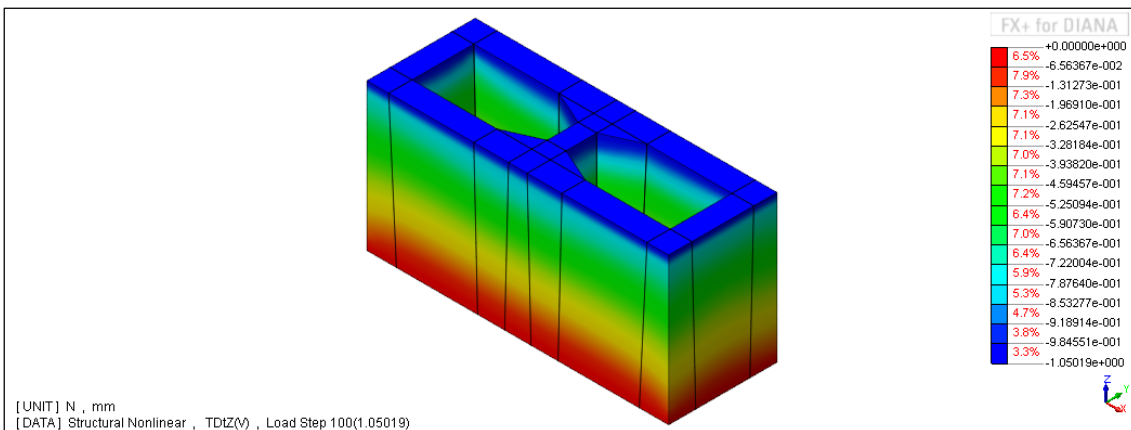
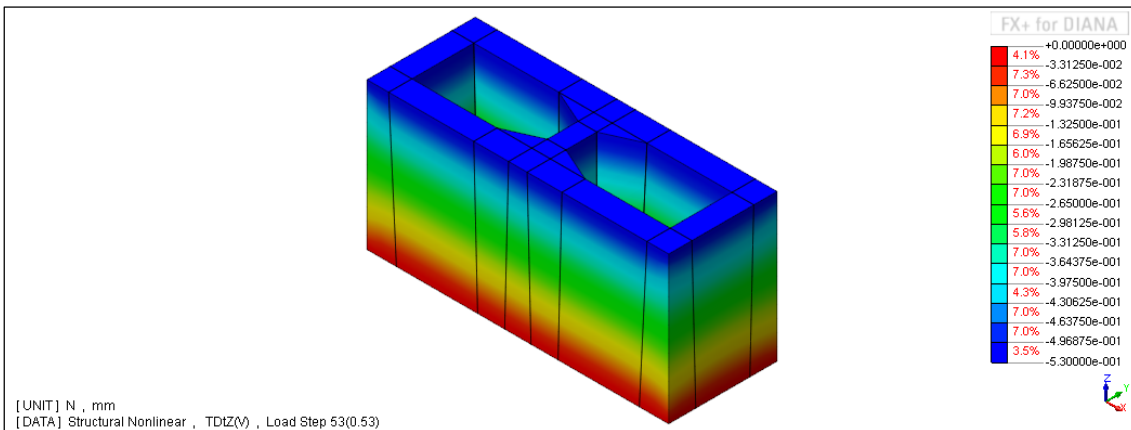
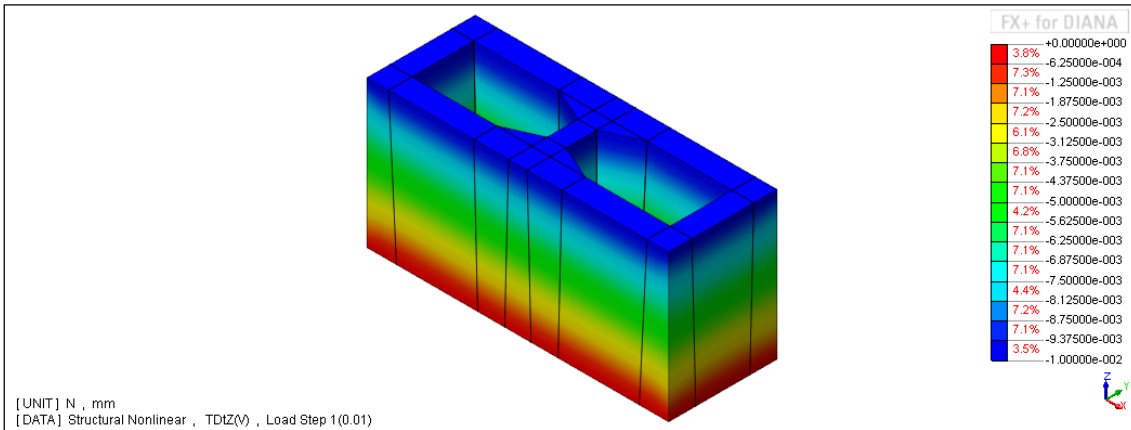


Figura A.V.2 Andamenti dello spostamento verticale (TDtZ(V)) del blocco rinforzato

## RINGRAZIAMENTI

Innanzitutto voglio ringraziare i miei Professori: il Professor Marcio e il Professor Taliercio, senza la loro guida e il loro supporto questo lavoro non avrebbe mai preso forma..

Grazie al Professor Marcio per avermi sempre spronato a non mollare, per aver sempre trovato il tempo per illuminarmi con i suoi preziosissimi consigli e, soprattutto, grazie per avermi accolta nel suo paese come una figlia e di aver badato a me ogni giorno.

Grazie al Professor Taliercio per la sua impeccabile puntualità nel rispondere in tempi record ad ogni mia mail e nel ricevermi per ascoltare i miei dubbi, correggendo costantemente il mio lavoro e migliorandolo con le sue grandi conoscenze.

Un grazie speciale poi va alla mia Famiglia: voi avete sopportato ogni mio cambio di umore, mi avete incoraggiato avete condiviso con me le gioie e i successi e avete anche saputo consolarmi dalle delusioni che questo percorso mi ha riservato..alleggerendole, ricordandomi che oltre allo studio c'è tanto altro!!.

..A questo punto non so proprio da dove cominciare!

Parto dal Brasile!, perché per me questa tesi è sinonimo dell'esperienza meravigliosa che mi ha permesso di vivere, e allora comincio dal "pessoal" del SET: mi avete accolta fin dal primo giorno come una voi, ho ammirato la vostra passione e il clima di collaborazione che si respira in ogni piccola "sala" del vostro e nostro Departamento. Grazie a Paulo, a os meninos da minha sala: Giovanni (e la mia grande amica Sonia), Sergio, Geovanne e tutti gli altri, os melhores e mais bonitos!! Grazie a Julio, Rodolfo, Tiago, Vito e poi grazie a Marcela, la mia Pos Doc preferita, colei che ha speso tanto ma tanto di quel tempo ad aiutarmi con DIANA, sempre con il sorriso, sempre con quella voglia di imparare una parola in più di italiano! Grazie a Indara che porta avanti il progetto di ricerca su cui si basa la mia tesi, e grazie anche a Dorival, a Carlos e a tutte le persone che ho avuto la fortuna di conoscere nei miei sei mesi da "Estudante Especial da USP".

E poi viene Carmen, come non ringraziare la prima ragazza che, non conoscendomi, mi ha abbracciata, portata a bere caipirinha e poi ospitata a casa sua in attesa che mi sistemassi..Ti voglio bene Ca, e non vedo l'ora di rivederti e con te rivedere la grande Ines e la tenerissima Bruna!

Poi vengono le mie "Meninas" la mia seconda Famiglia in Brasile..perché a un certo punto casa l'ho trovata! E non avrei potuto chiedere di meglio..

Ho deciso che vi nomino solo per nome, rileggendolo non potrò che ripensare a tutti i momenti indimenticabili vissuti con ognuna di voi.

Le mie "Conventistas" sono: la Ale, la Lei, la Gi, la Fabi, la Thali, la Yo e la Tay e poi ci sono le ex – moradoras..voglio bene a tutte voi ragazze!

Torniamo a casa ora! Tocca agli amici di sempre essere ringraziati, tocca alla Cugina, anzi le cugine, la Lau e la Vale, alla mia Michi, alla mia altra Lau e a Maja. Agli amici MADE IN Telgate (ok, qui cugine e Michi si ripetono..) comunque ci aggiungo la Polla e la Ale, la Veri Luigi e il nostro intimo gruppo "cena con classe" dell'89!!

Aggiungo Cristian, Fabio, Mirko, Crhysl, Camila Ricardo e Maiara: non mi dilungo a scrivere cosa siete per me..Tanto lo sapete tutti benissimo!

Poi arrivano la Simo e la Bea..ad unirci questa volta non è stato il Brasile bensì il Portogallo, non so per quale caso fortuito siamo finite ad incontrarci nella piccola e piovosa Guimaraes, ma sono in terribile debito con quella città! Vi voglio bene ragazze!!

Infine arrivano la Pao, Andre, Raf, Marc, la Eli e Ronel. Ringrazio voi in primis perché siete il mio ricordo migliore dei passati sette anni di Università, perché abbiamo imparato a conoscerci e da semplici colleghi siamo diventati buoni amici..non ho dubbi che rimarrete con me per ancora tanti e tanti anni!

Un grazie particolare va a Giulio, e poi alla Vale, alla Mile e a Tasso, a Tia, Nikola e tutte le persone che, da tanto o da poco tempo, grazie al Politecnico, posso oggi ritenere miei amici.

Spero davvero di non aver dimenticato nessuno..e visto che ormai la scadenza per la consegna si avvicina, chiedo scusa in anticipo a tutte le persone che non mi sono ricordata di nominare, mi conoscete..è già tanto che non abbia sbagliato il giorno della consegna!!

A voi  
con Affetto,  
Viviana

14/09/2015