



POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria dei Processi Industriali

Laurea in Ingegneria dei Materiali

MODELLAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO DI PANNELLI METALLICI SOTTOPOSTI AD ESPLOSIONE

Relatore: Prof. Carlo Andrea Castiglioni

Dario Martelli
Matricola n. 736030

Anno Accademico 2010/2011

INDICE

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1	Inquadramento del problema	2
1.2	Il progetto di ricerca ADBLAST	7
1.3	Scopi ed obiettivi di questa tesi.....	11

CAPITOLO 2

DESCRIZIONE DELLE FASI DI LAVORO ESEGUITE (FL 1, FL 2)

2.1	Obiettivi della FL 1	14
2.2	Attività svolte nella FL 1.....	15
2.2.1	Strutture e rivestimenti in acciaio considerati	16
2.2.2	Selezione dei requisiti prestazionali e di sicurezza.....	19
2.3	Obiettivi della FL 2	20
2.4	Attività svolte nella FL 2.....	20

CAPITOLO 3

DESCRIZIONE DEL MODELLO

3.1	Profilo.....	22
3.2	Caratteristiche meccaniche.....	24
3.2.1	Cenni sul processo di galvanizzazione.....	24

CAPITOLO 4

SIMULAZIONI NUMERICHE

4.1	Introduzione	28
4.2	Obiettivi della simulazione numerica.....	29

4.3	Cenni sul programma ANSYS	30
-----	---------------------------------	----

CAPITOLO 5

ELABORAZIONE DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

5.1	Studio del comportamento dei connettori	34
5.1.1	Connettore sottoposto a sforzo di taglio	34
5.1.2	Connettori sottoposti a sforzo di trazione	37
5.2	Prime elaborazioni numeriche sul profilo reale	44
5.2.1	Profilo FI 85/280 sottoposto a sforzo di trazione.....	45
5.2.2	Profilo FI 85/280 sottoposto ad una pressione verso l'alto.....	47
5.2.3	Simulazioni eseguite su una singola nervatura del profilo FI 85/280....	49
5.2.4	Simulazioni eseguite su un quarto del profilo FI 85/280	51
5.3	Confronto tra simulazioni statiche e dinamiche.....	53
5.3.1	Simulazioni statiche	55
5.3.2	Simulazioni dinamiche.....	59
5.3.3	Risultati ottenuti dalle due tipologie di simulazione.....	62
5.4	Simulazioni statiche sul pannello FI 85/280	63
5.4.1	Simulazioni sul pannello realizzato con elementi "shell"	65
5.4.2	Simulazioni sul pannello realizzato con elementi "solid".....	67

CAPITOLO 6

RISULTATI E SVILUPPI FUTURI

6.1	Risultati ottenuti	70
6.2	Sviluppi e prospettive future	71
6.2.1	Fase di lavoro 3	71
6.2.1.1	Schema delle prove statiche sperimentali	72
6.2.2	Fase di lavoro 5	75
6.2.3	Fase di lavoro 7	75
6.2.3.1	Programma di lavoro.....	76

BIBLIOGRAFIA

ALLEGATI

ALLEGATO A – Schede tecniche del profilo FI 85/280 i
ALLEGATO B – ETAG 016 iii

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	a) Murrah Building (Oklahoma City, 1995), b) World Trade Center (New York, 2001), c) AZF (Tolosa, 2001), d) Buncefield (Londra, 2005)	4
Figura 2	Tipici profili di rivestimento	17
Figura 3	Lamiera trapezoidale single skin.....	18
Figura 4	Sistemi composti double skin	18
Figura 5	Lamiera grecata profilo FISCHER FI 85/280.....	22
Figura 6	Lamiera grecata profilo FISCHER FI 85/280 (vista globale).....	23
Figura 7	Processo di galvanizzazione.....	25
Figura 8	Strati del rivestimento eseguito per zincatura	26
Figura 9	a) scelta dell'analysis system project, b) unità del project schematic. 30	
Figura 10	Scelta del materiale e inserimento delle sue caratteristiche meccaniche (sezione Engineering Data)	31
Figura 11	Albero della sezione Model nel caso di: a) Static Structural, b) Explicit Dynamics	33
Figura 12	Schema semplice per connettori (profilo a 3 piastre).....	34
Figura 13	Risultati delle simulazioni profilo a 3 piastre (vista in sezione): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.....	35
Figura 14	Confronto grafico delle curve sforzo di taglio - deformazione: a) prove sperimentali, b) simulazioni numeriche	36
Figura 15	Schema semplice per connettori (piastra a T).....	37
Figura 16	Risultati delle simulazioni piastra a T 2mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	38
Figura 17	Risultati delle simulazioni piastra a T 2mm sezioni: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	39
Figura 18	Risultati delle simulazioni piastra a T 5mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	40
Figura 19	Risultati delle simulazioni piastra a T 5mm sezione: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	41

Figura 20	Risultati delle simulazioni piastra a T 10mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	42
Figura 21	Risultati delle simulazioni piastra a T 10mm sezioni: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	43
Figura 22	Influenza dello spessore della piastra sul carico applicato.....	44
Figura 23	Schema del profilo FI 85/280 semplificato (carico di trazione)	45
Figura 24	Risultati delle simulazioni (carico di trazione): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	46
Figura 25	Schema del profilo FI 85/280 semplificato (pressione verso l'alto)...	47
Figura 26	Risultati delle simulazioni (pressione verso l'alto): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	48
Figura 27	Risultati delle simulazioni (pressione verso l'alto, vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi	49
Figura 28	Schema singola nervatura con pressione verso l'alto	49
Figura 29	Risultati delle simulazioni, singola nervatura con pressione verso l'alto (spostamenti): a) vista globale, b) vista dall'alto, c) vista laterale.....	50
Figura 30	Risultati delle simulazioni, singola nervatura con pressione verso l'alto (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi	50
Figura 31	Schema un quarto di pannello con pressione verso l'alto: a) schema generale, b) dettaglio vincoli.....	51
Figura 32	Risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con pressione verso l'alto (spostamenti): a) vista globale, b) vista dall'alto, c) vista laterale	52
Figura 33	Risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con pressione verso l'alto (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi	53
Figura 34	Trave appoggiata caricata con un carico distribuito q	54
Figura 35	Sezione trave rettangolare	54
Figura 36	Modello trave rettangolare realizzato con elementi "shell"	56
Figura 37	Risultati delle simulazioni in "Static Structural" per la trave rettangolare realizzata con elementi "shell": a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	57
Figura 38	Modello trave rettangolare realizzato con elementi "solid"	57

Figura 39	Risultati delle simulazioni in “Static Structural” per la trave rettangolare realizzata con elementi “solid”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	58
Figura 40	Risultati delle simulazioni in “Explicit Dynamics” per la trave rettangolare realizzata con elementi “shell”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	60
Figura 41	Risultati delle simulazioni in “Explicit Dynamics” per la trave rettangolare realizzata con elementi “solid”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi	61
Figura 42	Profilo FI 85/280 realizzato con elementi “shell” e caricato su impronte	63
Figura 43	Profilo FI 85/280 (un quarto delle dimensioni totali) realizzato con elementi “solid” e caricato su impronte	64
Figura 44	Schema di carico secondo ETAG 016 sull’intero pannello	65
Figura 45	Risultati delle simulazioni, pannello totale con schema di carico secondo ETAG 016: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.....	66
Figura 46	Risultati delle simulazioni, pannello totale con schema di carico secondo ETAG 016 (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.....	67
Figura 47	Applicazione dei carichi su un quarto di pannello	68
Figura 48	Risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con schema di carico secondo ETAG 016: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.....	69
Figura 49	Risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con schema di carico secondo ETAG 016 (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.....	69
Figura 50	Schema di carico secondo ETAG 016: a) singola campata; b) campata multipla; c) dispositivi di applicazione dei carichi	72
Figura 51	Schema dei sensori di misura per il pannello in lamiera grecata 85/280 in campata singola.....	74
Figura 52	Schema dei sensori di misura per il pannello realizzato con il sistema a cassetta 130/600 in campata singola	74

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1	Modello schematico della raccolta dei progetti di edifici esistenti.....	16
Tabella 2	Tipi di sistemi di rivestimento in acciaio profilato	17
Tabella 3	Requisiti prestazionali e di sicurezza considerati nelle fasi di lavoro da FL3 a FL6.....	19
Tabella 4	Dimensioni trave a T.....	24
Tabella 5	Errori percentuali rispetto ai valori teorici di spostamenti deformazioni e sforzi nel caso di analisi statiche e dinamiche con l'utilizzo di elementi "shell" e "solid"	62
Tabella 6	Valori considerati per il calcolo del carico da applicare al profilo	64
Tabella 7	Tipologie di provini	73

ABSTRACT

Il problema riguardante la protezione di strutture ed edifici dalle esplosioni, a causa dei diversi fatti avvenuti nel recente passato (incidenti industriali ed attentati terroristici), è diventato un tema molto importante per tutta la comunità tecnico-scientifica. Questo elaborato si propone di effettuare uno studio approfondito sul comportamento dell'acciaio agli impatti e alle esplosioni di natura accidentale o dolosa. Nello specifico, per effettuare questo studio, è stato utilizzato un programma di simulazione numerica (ANSYS) che ha permesso di riprodurre, in maniera più o meno fedele alla realtà, il comportamento di un pannello di copertura a questo tipo di sollecitazioni.

Per capirne meglio la risposta a determinate sollecitazioni, sono state inizialmente effettuate delle analisi unicamente sul comportamento dei connettori che collegano il pannello ai montanti. In particolare questi connettori sono stati sottoposti a sollecitazioni di trazione e di taglio simili a quelle che si potrebbero verificare durante un'esplosione. Successivamente lo studio si è spostato dapprima su dei modelli semplificati della lamiera grecata e poi direttamente sul pannello vero e proprio eseguendo sia delle prove statiche che delle prove dinamiche che ne mostrassero il comportamento sotto determinate tipologie di carichi. Nello specifico, in collaborazione con il CPR (Consorzio Pisa Ricerche), sono stati effettuati dei confronti delle diverse simulazioni numeriche eseguite su profili dello stesso tipo ma realizzati con elementi diversi (elementi "shell" ed elementi "solid"). In particolare questi confronti hanno restituito dei risultati coerenti gli uni rispetto agli altri.

Tutte queste diverse simulazioni verranno poi confrontate con delle vere e proprie prove sperimentali applicate sui pannelli stessi, in modo da capire se il comportamento simulato nel programma possa essere paragonabile a quello reale. Una volta effettuata questa comparazione sarà possibile estendere questa specifica simulazione ad intere strutture ed edifici senza dover effettuare ulteriori prove sperimentali con un considerevole vantaggio sia dal punto di vista tecnico che economico.

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

1.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

A seguito di tragici eventi come gli attentati al Murrah Building (Oklahoma City, 1995) ed al World Trade Center (New York, 2001) o come gli incidenti industriali di Buncefield a Londra (2005) ed alla AZF di Tolosa (2001) (figura 1), il tema della protezione delle costruzioni dalle esplosioni è diventato di pressante attualità sia per l'opinione pubblica che per la comunità tecnico-scientifica; per questo motivo è cresciuta la consapevolezza della necessità di incorporare nella progettazione delle strutture, in modo realistico e razionale, il rischio derivante da scenari che presentino situazioni estreme. Strutture in acciaio adeguatamente progettate possono fornire una resistenza sufficiente alle esplosioni in termini di robustezza e duttilità del materiale anche se questo tipo di progettazione riguardante edifici civili rappresenta ancora un campo relativamente nuovo per i tecnici del settore delle costruzioni (progettisti, costruttori, ecc..) a causa della mancanza di appropriate conoscenze delle complesse interazioni tra le azioni che inducono l'esplosione e le risposte locali e globali della struttura. Inoltre, l'efficacia e l'applicabilità delle comuni misure di protezione usate restano ancora molto incerte.

Il comportamento di una struttura sotto le azioni indotte da un'esplosione risulta piuttosto complesso in funzione di diversi aspetti quali ad esempio la posizione della carica esplosiva rispetto alla struttura (interna o esterna), la potenza della carica stessa, la tipologia strutturale della costruzione, lo schema statico, la tipologia delle connessioni, l'interazione tra elementi strutturali e non strutturali.

Le azioni derivanti da un'esplosione si esplicano in tempi molto brevi con rilascio di notevoli quantità di energia e di detriti¹. Queste azioni sono di natura essenzialmente dinamica e possono interessare anche singoli elementi strutturali, localizzando così i

¹ Mays and Smith, 1995; TM 5-1300, 1990; UFC 3-340-02, 2008; Bulson, 1997.

loro effetti. Se tali elementi non sono in grado di assorbire le sollecitazioni indotte tramite deformazioni elastoplastiche, questi possono comprometersi fino ad instaurare un collasso progressivo dell'intera costruzione.

Appare quindi evidente che per resistere alle esplosioni una struttura debba possedere caratteristiche di robustezza, ridondanza e duttilità². In tal senso l'evidenza ha mostrato come le strutture in cemento armato, di natura massiva e monolitica, possono in generale essere caratterizzate da buone prestazioni. Tale circostanza, unita alla mancanza di conoscenze scientifiche consolidate e alla difficoltà di effettuare valutazioni quantitative, ha fortemente limitato l'utilizzo delle strutture in acciaio per costruzioni resistenti alle esplosioni. Sebbene le strutture in acciaio rappresentino ancora la scelta migliore per molti edifici industriali, questa crescente importanza dei requisiti per la resistenza alle esplosioni sottolinea la necessità di ulteriori ricerche per conservare e accrescere la competitività delle soluzioni in acciaio. È evidente che i maggiori vantaggi delle prestazioni dell'acciaio come l'alta resistenza e il buon comportamento membranale, così come la considerevole duttilità e l'elevata capacità di dissipazione dell'energia, non sono state pienamente sfruttate. A questo proposito, si possono trarre dei benefici dall'esame dei diversi aspetti della progettazione sismica, nella quale le favorevoli caratteristiche dell'acciaio sono state utilizzate con successo. Nonostante siano disponibili molti studi sul comportamento dell'acciaio strutturale e di parti composite sottoposte a carichi esplosivi, vi è però una carenza di informazioni sulle prestazioni dei componenti non strutturali e della loro interazione con le parti strutturali specialmente negli edifici industriali.



a)



b)

² Marchand and Alfawakhiri, 2004; Krauthammer, 2003; Hamburger and Whittaker, 2003.



Figura 1: a) Murrah Building (Oklahoma City, 1995), b) World Trade Center (New York, 2001), c) AZF (Tolosa, 2001), d) Buncefield (Londra, 2005)

Uno dei primi progetti di ricerca sulla resistenza dei ponti avviati negli U.S.A. dopo l'11 Settembre 2001 dalla Federal Highway Administration americana era focalizzata sullo sviluppo di strategie di mitigazione per migliorare le prestazioni di una varietà di diversi tipi di ponte a potenziali attacchi terroristici³. Nonostante questo, vi sono ancora molte lacune anche a livello normativo. Infatti le norme italiane NTC 2008 (Ministero delle Infrastrutture, 2008) ed europee EN1991-1-7 (CEN, 2006) suggeriscono alcune procedure semplificate per la modellazione e quantificazione delle azioni sulle strutture prodotte da esplosioni, demandando a studi più approfonditi una determinazione più realistica degli effetti delle esplosioni sulle strutture.

Rispetto ad altri tipi di azioni, quale quella sismica, nonostante alcune proposte americane (GSA, 2003; Schmidt, 2009; Ali and Louca, 2008; ASCE 1997), non è stato ancora pienamente sviluppato un approccio basato sulle prestazioni attese (performance based design) per una struttura soggetta ad esplosioni⁴. Infatti le linee guida promulgate dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA 426, 2003; FEMA 427, 2003; FEMA 428, 2003) e dal Department of Defense (UFC 4-010-01, 2007; UFC 4-023-03, 2009) sono principalmente rivolte a prevenire i collassi progressivi richiedendo che, se anche un elemento strutturale risultasse gravemente danneggiato, la struttura non

³ Agrawal and Yi, 2009.

⁴ Whittaker et al., 2003.

collassi grazie alla robustezza e ridondanza strutturale nonché all'attivazione di particolari meccanismi resistenti duttili.

Questi scopi possono essere raggiunti tramite metodi di progettazione "indiretta" che tengono implicitamente in conto di modalità di collasso progressivo tramite la formazione di "catene" interne ed esterne di trasferimento dei carichi, ottenute rispettando alcuni criteri dimensionali e meccanici ed assicurando livelli minimi di resistenza, continuità e ridondanza (UFC 4-023-03, 2009; ASCE, 2005).

Diversamente tali obiettivi si possono ottenere mediante metodi "diretti" di progettazione che prendono esplicitamente in considerazione la resistenza al collasso progressivo quali ad esempio:

- "Alternate Load Path" che richiede alla struttura la capacità di sopravvivere all'eliminazione di un elemento strutturale tramite la capacità di redistribuzione interna delle sollecitazioni e l'instaurarsi di meccanismi resistenti tipo catenaria o membrana nelle travi e solai;
- "Specific Local Resistance" grazie al quale alla struttura o ad alcuni suoi elementi è assicurata una sufficiente resistenza ad uno specifico livello di carico (UFC 4-023-03, 2009).

In alternativa per la prevenzione del collasso progressivo sono stati suggeriti interventi di "compartimentazione" ed "isolamento" strutturale in modo tale da confinare il danneggiamento in porzioni ridotte della costruzione.

Appare evidente che queste metodologie di analisi in realtà sono indipendenti dal livello di azione generato da un'esplosione (threat independent) e che mirano esclusivamente a conferire alla struttura un'adeguata ridondanza che la possa far sopravvivere a crisi locali di uno o più elementi. Questo si riscontra anche nei metodi tipo Alternate Load Path in cui spesso l'elemento strutturale è rimosso senza considerare possibili danneggiamenti occorsi alle porzioni di struttura adiacenti, semplificando la reale evoluzione della risposta strutturale all'esplosione ed il progressivo danneggiamento⁵.

Da quanto esposto emerge che costruzioni capaci di sviluppare meccanismi resistenti duttili e dotate di ridondanza strutturale siano in grado di resistere ad azioni eccezionali come le esplosioni.

⁵ Marchand and Alfawakhiri, 2004; Li and Shi, 2008; NIST, 2007.

Le moderne strutture in acciaio progettate per azioni sismiche possono essere notevolmente duttili e dissipative, ma talvolta presentano schemi statici poco ridondanti che quindi le pongono a rischio di collassi progressivi in quanto non in grado di ridistribuire correttamente le sollecitazioni interne.

Le connessioni tra gli elementi strutturali giocano un ruolo fondamentale nella risposta alle esplosioni: solamente se queste sono in grado di ridistribuire le sollecitazioni interne da elementi danneggiati a quelli vicini, è possibile la sopravvivenza della costruzione. Alcuni studi riportano che usualmente la progettazione sismica delle connessioni è in grado di conferire anche una certa resistenza alle esplosioni⁶. A tal riguardo nelle linee guida UFC 3-340-02, 2008 e UFC 4-023-03, 2009 sono presenti alcuni limiti deformativi per le connessioni delle strutture in acciaio, che però non tengono propriamente in conto dell'effettivo comportamento dei collegamenti sotto azioni estremamente rapide che possono innescare rotture fragili⁷.

La risposta di strutture in acciaio alle esplosioni è fortemente legata alla sensibilità del materiale base e alla velocità di deformazione (strain rate)⁸. Come riportato in numerosi studi sperimentali, alcune delle proprietà meccaniche dell'acciaio dipendono fortemente dalla modalità di applicazione del carico mentre altre ne risultano praticamente indipendenti. Assumendo come riferimento di base le proprietà meccaniche desunte da una prova di trazione a velocità di deformazione "lenta", applicando il carico con velocità di deformazione crescenti si possono riscontrare incrementi della tensione di snervamento del 50-100%, più contenuti incrementi della tensione di rottura, sostanziale indifferenza della deformazione a rottura e del modulo elastico. Questa dipendenza può quindi influenzare la classificazione della sezione CEN, 2005, declassando una sezione da compatta a snella ed esponendola così a possibili fenomeni di instabilità locale. Tale aspetto è tenuto in conto, in maniera semplificata, tramite l'introduzione del Dynamic Increase Factor (DIF) che moltiplica la tensione di snervamento nelle verifiche di sicurezza⁹.

Tutti questi aspetti di vulnerabilità risultano ancor più esaltati se ci si riferisce a strutture esistenti in acciaio per edifici industriali, sovente progettate con normative antisismiche obsolete se non addirittura assenti. Infatti queste strutture sono molto

⁶ Marchand and Alfawakhiri, 2004, Kuhlmann et al., 2008.

⁷ Yim and Krauthammer, 2009.

⁸ Liew, 2008.

⁹ UFC 3-340-02, 2008, Liew, 2008.

spesso caratterizzate da schemi statici praticamente isostatici e connessioni tra gli elementi quasi mai in grado di garantire continuità e ridondanza.

Da quanto esposto emerge che l'analisi del comportamento delle strutture in acciaio soggette ad esplosioni sia ancora un tema scarsamente indagato nel campo della ricerca ingegneristica, ragion per cui nuovi studi possono mettere in luce aspetti poco conosciuti o consolidare le conoscenze acquisite. Da un punto di vista progettuale, è grande l'importanza che possono acquisire le tecniche d'intervento per la mitigazione della vulnerabilità alle esplosioni di queste tipologie di strutture, largamente diffuse in tutte le regioni industrializzate.

1.2 IL PROGETTO DI RICERCA ADBLAST

Nel 2010 la Commissione Europea ha finanziato il progetto di ricerca "ADBLAST - ADvanced design methods for BLAST loaded steel structures" le cui finalità sono orientate allo sviluppo di tecniche di protezione dalle esplosioni di edifici industriali in acciaio mediante un'ideale progettazione del comportamento sia delle strutture principali che degli elementi secondari come i pannelli di tamponamento e di copertura.

In particolare, il progetto prevede l'analisi di soluzioni progettuali per il miglioramento del comportamento di strutture industriali in acciaio sotto gli effetti di esplosioni, mediante prove sperimentali statiche ed esplosive su elementi secondari (tamponamenti e coperture) e su sottostrutture e simulazioni numeriche della risposta statica ed esplosiva di sottostrutture ed interi edifici industriali in acciaio.

Questo progetto ha dunque lo scopo di sviluppare le linee guida fondamentali per la progettazione di strutture in acciaio resistenti alle esplosioni con particolare attenzione alle procedure più adatte da utilizzare per tipici edifici industriali. L'idea centrale del progetto è dunque quella di fornire due linee di difesa principali che si attivino a seconda del livello, di solito imprevedibile, delle azioni esplosive. Questo approccio consente, in modo simile a quelli utilizzati nella resistenza sismica, la progettazione di strutture tali da presentare una risposta graduale in base al livello di carico e del tipo di azione. Anche se la parte d'azione prevede diverse incertezze intrinseche, una

conoscenza approfondita e un esame delle azioni sono necessarie per sviluppare criteri prestazionali adeguati che soddisfino i requisiti voluti.

Il lavoro prevede dei reali test esplosivi su parti non strutturali (ad esempio rivestimenti) e su parti strutturali, oltre che una complementare caratterizzazione dinamica del materiale, analisi non lineari e test comparativi quasi statici.

I risultati ottenuti dagli studi sperimentali e numerici, saranno poi utilizzati per offrire un'affidabile risposta basata su strategie progettuali e procedure finalizzate allo sfruttamento dei vantaggi forniti dall'acciaio.

Il gruppo di ricerca è formato da università, centri di ricerca pubblici e privati, industrie siderurgiche ed imprese di costruzioni provenienti da diversi paesi europei come:

- Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Germania (Università);
- Imperial College of Science, Technology and Medicine, Gran Bretagna (Università);
- Royal Military Academy – Patrimony, Belgio (Università);
- Consorzio Pisa Ricerche, Italia (Centro di Ricerca);
- Nederlandse Organisatie voor toegepast natuur-wetenschappelijk onderzoek TNO, Paesi Bassi (Centro di Ricerca);
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A., Lussemburgo (Industria Siderurgica);
- HOCHTIEF Construction AG, Germania (Impresa di Costruzioni).

Il progetto è suddiviso in fasi di lavoro distinte ed articolate tra loro che mirano allo studio dell'esposizione al rischio di esplosioni, alla conseguente definizione di azioni esplosive da applicare alle strutture, all'analisi sperimentale e numerica del comportamento di elementi strutturali (colonne) e non strutturali (tamponamenti e coperture) e dei collegamenti soggetti a carichi esplosivi, per arrivare allo studio del comportamento di intere costruzioni sotto gli effetti di un'esplosione. In particolare quello che si vuole ottenere può essere suddiviso in tre parti fondamentali:

- sviluppo di scenari d'azione e classificazione dei tipi e modelli d'azione: ad esempio le azioni ritenute di natura eccezionale che in genere superano il livello di altri carichi ordinari, per le quali è necessario sviluppare una

strategia che preveda un contenimento degli effetti dell'azione e la fornitura di una più favorevole risposta della struttura sotto le condizioni di carico applicate;

- risposta di elementi non strutturali: riguarda la progettazione adeguata di rivestimenti o coperture in modo tale da avere un loro cedimento ed un effetto di ventilazione ad uno specifico livello di carico di esplosione. I carichi massimi trasferiti alla struttura principale devono dunque essere limitati dalla resistenza ultima dei rivestimenti fino al punto del loro completo cedimento (ad esempio dovuta alla rottura dei fissaggi);
- prestazioni del sistema strutturale: riguardano la progettazione e i dettagli della struttura principale per far fronte in maniera duttile, senza collassi parziali o totali, al trasferimento dei carichi dai componenti non strutturali al punto corrispondente alla loro resistenza massima.

Particolare attenzione è dedicata alla possibilità di usare prove sperimentali statiche in luogo di prove sperimentali esplosive (molto più costose e complicate da realizzarsi) per la caratterizzazione del comportamento ultimo di elementi strutturali e non strutturali. Inoltre la ricerca si propone di vagliare l'influenza dei requisiti di resistenza e duttilità (degli elementi e dei collegamenti) richiesti dalla moderna progettazione per azioni sismiche sulla resistenza delle strutture in acciaio alle esplosioni e come tali requisiti progettuali "sismici" possano essere adattati per la protezione dalle esplosioni. Nello specifico, il punto focale di questa sperimentazione è rappresentato proprio da quest'ultima caratteristica. Infatti, la progettazione di strutture in acciaio per la zona sismica comporta la realizzazione di edifici ad elevata robustezza. Quest'ultima proprietà implica delle elevate riserve di resistenza e duttilità che garantiscano un buon comportamento delle strutture sotto l'effetto di azioni sismiche. In particolare, elevata resistenza e duttilità sono assicurate proprio dall'utilizzo di materiali come l'acciaio che, in tal senso, offre delle caratteristiche superiori rispetto alle classiche costruzioni realizzate in calcestruzzo.

Gli edifici progettati, quindi, dovrebbero essere in grado di sopportare queste tipologie di eventi evitando il collasso per un tempo sufficiente in modo da consentire

agli occupanti, dell'edificio stesso, di avere il tempo necessario per poter abbandonare la struttura¹⁰.

Come già descritto in precedenza, ci sono alcuni aspetti della filosofia di progettazione basati sugli effetti dei terremoti che potrebbero rivelarsi utili per lo sviluppo delle prestazioni di base e delle linee guida per la progettazione di edifici soggetti ad esplosioni. Carichi esplosivi e terremoti sono carichi a “breve termine” che hanno durate rispettivamente dell'ordine dei millisecondi e dei secondi. Per alcuni carichi, la duttilità dei componenti e del sistema possono essere utilizzati per evitare il collasso del sistema stesso. Ma ovviamente esistono alcune importanti differenze tra terremoti e carichi esplosivi che dovrebbero essere attentamente presi in considerazione nel passaggio delle regole di progettazione da una parte all'altra.

Da un punto di vista strutturale moderni approcci di progettazione sismica (come quelli contenuti nelle diverse norme internazionali EN 1998 (CEN, 2005), FEMA 450 (FEMA, 2003), ecc..) tendono a promuovere meccanismi di collasso globale ed evitare la formazione di meccanismi di collasso locale imponendo una gerarchia di cedimento e di resistenza tra gli elementi e i meccanismi fragili e duttili. In questo modo il cedimento locale viene evitato fornendo una sufficiente capacità di resistenza, intesa sia come spostamento che come forza. Pensando al modo in cui un terremoto scuote una struttura, è semplice osservare che di solito le onde sismiche coinvolgono una gran parte dell'edificio attraverso carichi inerziali.

I carichi esplosivi sulle strutture di un edificio¹¹ producono fundamentalmente risposte con diverse componenti rispetto a quelle di una scossa di un terremoto: di solito colpiscono solo parti secondarie della struttura dell'edificio, come ad esempio la facciata, alcune colonne, ecc. Queste quindi richiedono elevate resistenze locali che possono essere sostenute anche dalla deformazione plastica degli elementi se quest'ultimi hanno sufficiente duttilità locale.

Quindi il progetto di ricerca ADBLAST (metodi di progettazione avanzati per strutture in acciaio sottoposte a carichi esplosivi) ha proprio lo scopo di illustrare alcune di queste connessioni mancanti tra la progettazione sismica e quella delle esplosioni, analizzando i requisiti delle norme tecniche utilizzate per proteggere le strutture degli edifici dagli effetti del terremoto e cercando di scoprire quali di quelle possono essere

¹⁰ Whittaker et al., 2003.

¹¹ Mays, 1995.

adattate ed utilizzate per mitigare gli effetti dei carichi esplosivi. In particolare verranno eseguite alcune analisi tenendo conto dei requisiti utili per gli edifici industriali in acciaio che sono gli oggetti principali della ricerca.

Le fasi di lavoro, accennate in precedenza, possono essere sinteticamente descritte come segue:

- FL1. Analisi delle tipologie di edifici industriali esistenti in modo da identificare quelli più ricorrenti, che possono essere soggetti ad azioni esplosive, sia per quanto riguarda lo schema statico principale e gli elementi strutturali sia per le tipologie di elementi secondari (quali tamponamenti e coperture, orditure secondarie, ecc..).
- FL2. Valutazione del rischio e definizione delle azioni da intraprendere, in modo da sviluppare procedure per carichi eccezionali, valutare e definire gli scenari esplosivi e determinare i corrispondenti parametri dei carichi esplosivi.
- FL3. Progetto ed esecuzione di prove statiche ed esplosive su pannelli di tamponamento e di copertura, in modo da caratterizzarne il comportamento e le prestazioni sotto azioni esplosive. Analisi della possibilità di sostituire prove esplosive (più onerose e complesse) con prove statiche condotte fino a rottura. Simulazione numerica delle prove statiche ed esplosive, mediante strategie di modellazione in grado di descrivere gli effetti di grandi deformazioni e potenziali distacchi (effetto di ventilazione).
- FL4. Progetto ed esecuzione di prove statiche ed esplosive su sottostrutture per valutare gli effetti dell'interazione tra i singoli elementi e l'intera struttura in termini di massa e rigidità. Analisi della possibilità di sostituzione di prove esplosive con prove statiche.
- FL5. Simulazioni numeriche della risposta ad azioni esplosive inerenti pannelli di tamponamento e copertura. Determinazione numerica della funzione di trasferimento del carico dai pannelli di tamponamento e copertura alla struttura principale validata da test.
- FL6. Simulazioni numeriche della risposta ad azioni esplosive di interi edifici in acciaio. Analisi delle prestazioni strutturali di edifici industriali in

acciaio soggetti ad esplosioni in termini di duttilità e confronto delle richieste derivanti dalla progettazione sismica delle stesse strutture. Valutazione delle strategie di modellazione numerica più idonee a rappresentare l'effettivo comportamento strutturale mediante modelli di diversa complessità. Analisi dei potenziali effetti della ventilazione dovuta al distacco di porzioni di tamponamento e copertura.

- FL7. Analisi delle possibili estensioni e modificazioni al caso della progettazione per esplosioni e dei requisiti globali e di dettaglio derivanti dalla progettazione sismica, al fine di delineare linee guida di progettazione strutturale. In questo caso verranno valutati gli standard sismici europei ed americani con maggiore attenzione alla loro progettazione rispetto ai carichi esplosivi.
- FL8. Realizzazione di una guida alla progettazione con presenza di esempi che verrà ultimata una volta ottenuti i risultati finali del progetto e riguarderà acciai resistenti alle esplosioni e strutture composite.

Poiché il progetto ha avuto inizio nel Luglio 2010, alcune fasi del lavoro sono state già svolte. In particolare, per quanto riguarda la prima fase, concernente l'analisi delle tipologie degli edifici industriali, sono state raccolte e valutate le configurazioni strutturali di vecchi progetti sia per quanto riguarda la sicurezza sia per i requisiti prestazionali. Inoltre, sono state individuate le configurazioni strutturali di costruzioni industriali, come coperture e tamponamenti, tipiche del mercato europeo, da cui è stato possibile ricavare un catalogo contenente i diversi tipi di strutture e coperture che verrà utilizzato per eseguire una selezione nei diversi casi studio.

Per quanto riguarda la seconda fase (valutazione del rischio e azioni da intraprendere), è stato sviluppato uno schema multilivello che fornisce carichi esplosivi sulle strutture includendo modelli per il calcolo di rischio delle esplosioni. Inoltre, è stato preparato un catalogo di scenari esplosivi, dove la loro frequenza è stata stimata basandosi su dati statistici disponibili oltre ai dati ricavati da ricerche bibliografiche. Quindi per ogni tipo di scenario esplosivo, sono stati preparati modelli per la determinazione dei carichi esplosivi.

Nel caso della terza e quarta fase (progetto ed esecuzione di prove statiche ed esplosive), sono stati pianificati diversi test statici ed esplosivi. Inizialmente dovranno

comunque essere svolti i calcoli per la definizione delle possibili dimensioni dei campioni, che possono essere testati nell'esistente collaudo dell'impianto.

La quinta fase si basa sui risultati delle simulazioni numeriche con metodi semplificati per la progettazione di pannelli di tamponamento e copertura in previsione dello sviluppo di carichi esplosivi.

Le ultime fasi riguardano la parte finale di tutto il progetto che ovviamente non sono ancora state realizzate.

1.3 SCOPI ED OBIETTIVI DI QUESTA TESI

Nell'ambito del progetto ADBLAST, questo lavoro di tesi prenderà in considerazione le fasi di lavoro 3 e 5. In particolare, riguarderà lo sviluppo di simulazioni numeriche inerenti la risposta ad azioni esplosive di pannelli di tamponamento e copertura e propedeutiche ad una determinazione numerica della funzione di trasferimento del carico dai pannelli di tamponamento e copertura alla struttura principale. Successivamente, dopo aver compreso meglio il comportamento di questi pannelli grazie alla realizzazione delle simulazioni numeriche, verrà sviluppato un progetto per l'esecuzione di prove statiche ed esplosive su pannelli di tamponamento e di copertura, in modo da caratterizzarne il comportamento e le prestazioni sotto azioni esplosive e in modo da poter effettuare un confronto con le risposte ottenute dalle simulazioni numeriche.

Nello specifico, queste fasi di lavoro verranno eseguite in collaborazione con il CPR (Consorzio Pisa Ricerche) e le prove sperimentali sotto carichi statici verranno realizzate al Politecnico di Milano.

CAPITOLO 2

DESCRIZIONE DELLE FASI DI LAVORO ESEGUITE (FL 1, FL 2)

2.1 OBIETTIVI DELLA FL 1

Come già descritto in precedenza, le strutture e i componenti in acciaio possono essere sistemi ideali per la resistenza alle esplosioni, anche se questo potenziale non è ancora stato adeguatamente sfruttato a causa della mancanza di appropriate ricerche. Questo progetto ha dunque lo scopo di sviluppare le linee guida fondamentali per la resistenza alle esplosioni di strutture in acciaio, ponendo maggiore attenzione sui procedimenti più adatti per tipici edifici industriali. In particolare, i principali obiettivi sono:

- identificazione dei tipici impianti ed edifici industriali che possono essere soggetti ad azioni esplosive;
- classificazione delle prestazioni e dei requisiti di sicurezza definiti dall'utente per strutture industriali o simili caratterizzate da bassa ridondanza;
- identificazione della configurazione dei tipici pannelli di tamponamento e copertura costituiti da elementi leggeri in acciaio.

Per poter raggiungere questi obiettivi è stata per prima cosa eseguita una raccolta di progetti passati che potevano essere soggetti ad esplosioni, successivamente è stata effettuata una valutazione di queste raccolte ponendo particolare attenzione ai requisiti di sicurezza e prestazionali così come alla tipologia di struttura e di rivestimento. Una volta definiti questi requisiti è stata effettuata una selezione delle strutture di rivestimento e copertura per poter eseguire ulteriori approfondimenti nelle fasi di lavoro successive.

2.2 ATTIVITÀ SVOLTE NELLA FL 1

Come primo passo sono stati raccolti dei progetti di edifici esistenti che potevano essere soggetti a scenari esplosivi. Questi progetti sono stati presentati in modelli schematici (tabella 1) in cui venivano inserite le informazioni generali delle strutture e le informazioni dettagliate riguardanti gli scenari esplosivi presi in considerazione e le caratteristiche dell'esplosione stessa.

Progetto: nome del progetto
Tipo e ubicazione dell'impianto: <ul style="list-style-type: none"> • posizione e funzione principale della struttura
Uso della struttura: <ul style="list-style-type: none"> • funzione principale della costruzione
Tipo di struttura: <ul style="list-style-type: none"> • metodo di costruzione (acciaio, cemento, composito) • topologia (telai, controventature, piani, baie, ecc..) • dimensioni • dettagli strutturali (tipi di colonna, tipi di trave, tipi di pavimento, dettagli specifici dell'esplosione come aperture dovute all'effetto di ventilazione, ecc..) • tipo di piano
Tipo di rivestimento: <ul style="list-style-type: none"> • tipo di rivestimento • tipo di tetto e piano di calpestio • dimensioni
Scenario esplosivo: <ul style="list-style-type: none"> • fonte di minacce (esplosione interna o esterna, esplosioni accidentali o intenzionali) • definito dal proprietario o dall'autorità
Caratteristiche del carico esplosivo: <ul style="list-style-type: none"> • caratteristiche del carico esplosivo (sovrappressione, depressione, durata)
Requisiti di prestazione: <ul style="list-style-type: none"> • requisiti di prestazione (nessun danno [funzionamento senza impedimenti], lievi danni [funzionamento limitato], danno moderato [strutture riparabili], gravi danni [strutture irreparabili], prevenzione per il collasso) • definito dal proprietario o dall'autorità
Requisiti di sicurezza:

- requisiti di sicurezza (protezione degli investimenti, conservazione degli impianti e delle strutture, salute e sicurezza del personale della struttura, impatto sulla popolazione, impatto sull'ambiente)
- definito dal proprietario o dall'autorità

Tabella 1: modello schematico della raccolta dei progetti di edifici esistenti.

La raccolta dei progetti di edifici esistenti ha permesso di capire quali edifici industriali potevano essere a rischio di esplosioni considerando sia cause interne o esterne all'edificio sia esplosioni fortuite o dolose. Basandosi sullo scenario esplosivo considerato, i requisiti di sicurezza sono definiti sia dal proprietario che dalle autorità. Inoltre, sono specificati i requisiti prestazionali che descrivono come un edificio o un impianto, colpito da un'esplosione, debba rispondere al fine di soddisfare i requisiti di sicurezza. Indipendentemente dal fatto che venga considerato uno scenario di esplosione interna o esterna, il requisito di sicurezza più comune è quello di prevenire il crollo dell'edificio. Di conseguenza, la stabilità strutturale deve essere assicurata per esempio dalla capacità di redistribuzione locale e globale della struttura.

2.2.1 STRUTTURE E RIVESTIMENTI IN ACCIAIO CONSIDERATI

Attraverso la consultazione di un certo numero di report e progetti sono state identificate le tipiche strutture e i rivestimenti per diverse tipologie di edifici (figura 2).

Ci sono quattro configurazioni strutturali di base che permettono di avere uno spazio libero all'interno di un edificio al piano terra:

- strutture rigide (telai a portale e telai rigidi con travi reticolari);
- telaio vincolato con strutture a travi e colonne;
- tiranti di supporto per le coperture;
- coperture ad arco.

Esiste poi un certo numero di tipologie di rivestimento che possono essere utilizzate in edifici industriali. Queste tendono a rientrare in alcune ampie categorie.

I tipici sistemi di rivestimento in acciaio profilato, usati per tetti e pareti sono riassunti nella seguente tabella:

Sistema	Isolamento	Benefici
Sistemi composti	Sì	<ul style="list-style-type: none"> libera scelta per la lamiera esterna profilata elevata resistenza al fuoco buona insonorizzazione e buon assorbimento acustico costruzione rapida, con semplice fissaggio meccanico
Pannelli composti	Sì	<ul style="list-style-type: none"> costruzione rapida completamente prefabbricati
Singola lamiera	No	<ul style="list-style-type: none"> costruzione rapida ed economica facile da smantellare grande libertà di forma

Tabella 2: tipi di sistemi di rivestimento in acciaio profilato.

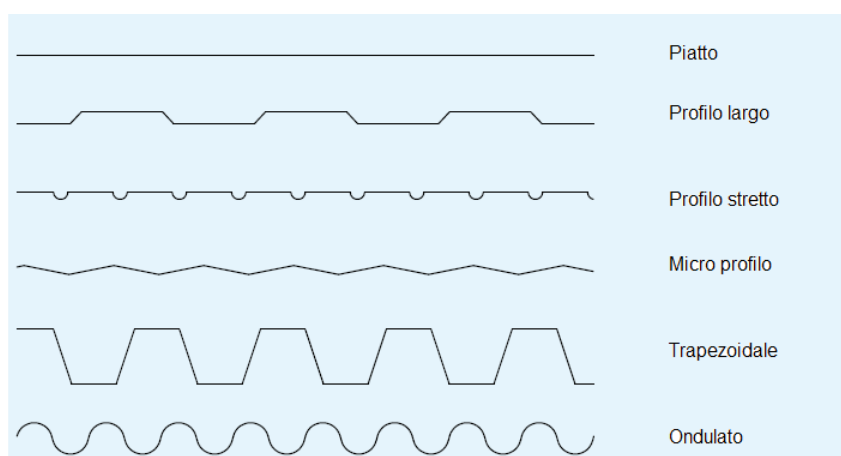


Figura 2: tipici profili di rivestimento.

La lamiera è generalmente rivestita con zinco o con una lega di zinco alluminio in un processo di zincatura a caldo. Il rivestimento superiore è un rivestimento organico che permette di ottenere una buona finitura superficiale, di solito viene applicato sulla base di polivinilcloruro (PVC o Plastisol), formulazioni di polivinilidenefluoruro (PVDF o PVF2), poliestere o poliuretano. Sono inoltre disponibili lastre di rivestimento in alluminio.

In particolare sono state prese in considerazione due tipologie specifiche di rivestimento:

- la lamiera trapezoidale a strato singolo (single skin) (figura 3) che non presenta alcun tipo di isolamento;
- sistemi composti a doppio strato (double skin) (figura 4) che presenta un sistema isolante interposto tra due fogli di lamiera.

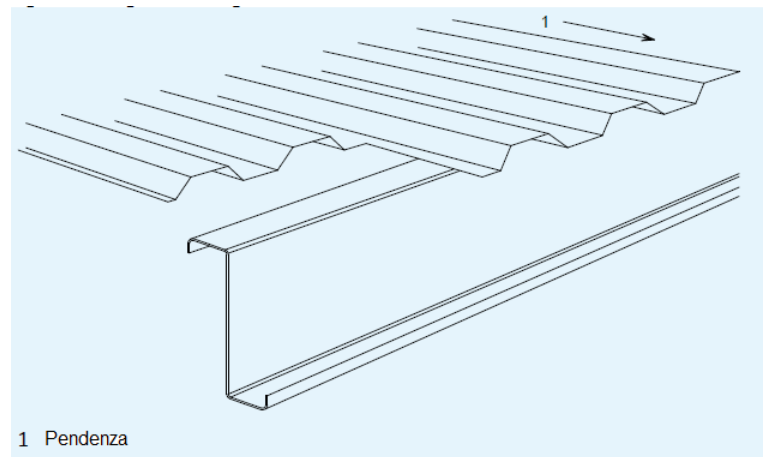


Figura 3: lamiera trapezoidale single skin.

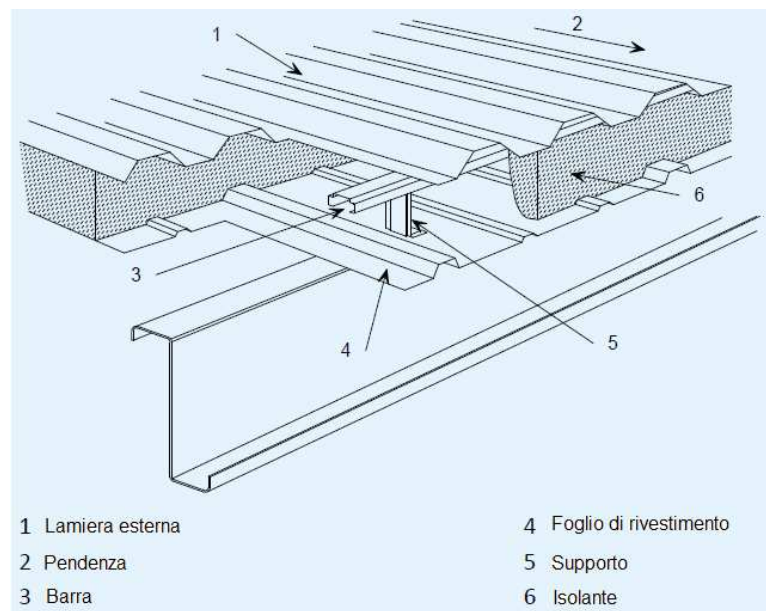


Figura 4: sistemi composti double skin.

2.2.2 SELEZIONE DEI REQUISITI PRESTAZIONALI E DI SICUREZZA

I requisiti prestazionali e di sicurezza mostrati in tabella 3 sono quelli selezionati per le ulteriori indagini nelle fasi di lavoro successive (FL3, FL4, FL5 e FL6).

Scenario esplosivo		Requisiti di sicurezza	Requisiti prestazionali
1	Esplosioni interne	<ul style="list-style-type: none"> • Nessun collasso dell'edificio • Nessun danno all'esterno dell'edificio • Prevenzione sulle esplosioni secondarie • Nessun effetto domino • Protezione degli investimenti 	<ul style="list-style-type: none"> • Stabilità strutturale dell'edificio • Danni moderati della struttura • Effetto di ventilazione a causa della mancata definizione della zona del tetto o di rivestimento
2A	Esplosioni esterne	<ul style="list-style-type: none"> • Nessun collasso dell'edificio • Nessun effetto domino • Protezione degli investimenti 	<ul style="list-style-type: none"> • Stabilità strutturale dell'edificio • Danni moderati della struttura • Riduzione della pressione a causa della mancata definizione del rivestimento
2B	Esplosioni esterne (piccolo scenario esplosivo)	<ul style="list-style-type: none"> • Vedi A • Prevenzione sul rilascio di sostanze inquinanti • Protezione delle persone • Protezione dei sistemi di controllo di processo 	<ul style="list-style-type: none"> • Integrità della struttura e del rivestimento • Moderati danni della struttura e del rivestimento

Tabella 3: requisiti prestazionali e di sicurezza considerati nelle fasi di lavoro da FL3 a FL6.

2.3 OBIETTIVI DELLA FL 2

Lo scopo della seconda fase di lavoro è stato quello di definire gli scenari e i corrispondenti carichi progettuali riguardanti i carichi di esplosione su edifici industriali con strutture in acciaio e rivestimenti in acciaio.

Uno scenario si riferisce a un insieme di siti correlati alle principali caratteristiche fisiche e agli eventi corrispondenti come il tipo e la quantità del possibile materiale esplosivo, il processo di rilascio e di accensione, le onde di pressione e la temperatura risultante. Tutti gli aspetti di un tale scenario comportano un grado di dispersione e incertezza, a partire dalla probabilità che nel periodo in esame l'esposizione non si verifichi affatto. Ma in generale anche elementi come la quantità di massa di materiale esplosivo, l'ora e il luogo dell'esplosione, le turbolenze all'interno di una nuvola di vapore o la resistenza della struttura risulteranno comunque sconosciute al progettista. La cosa migliore che si può fare è stimare la probabilità e valorizzare le supposizioni, a seconda delle circostanze specifiche. A fronte di tali modelli ci si può adoperare per un design ottimale in cui i costi delle misure di attenuazione siano in equilibrio con la riduzione del rischio.

Inoltre vi è la necessità di mantenere semplice il processo di progettazione, in particolare ci si può attendere relativamente basse pressioni di esplosione e basse conseguenze di cedimento. Il progettista vuole semplicemente trovare dei valori di progetto per pressioni di esplosione di picco e per la durata dell'esplosione in un modo simile, ad esempio, alla presenza del vento o ai carichi d'urto che sono definiti negli Eurocodici.

2.4 ATTIVITÀ SVOLTE NELLA FL 2

Una delle principali attività svolte è stata quella di eseguire un'analisi quantitativa del rischio (QRA), che dovrebbe essere effettuata solo per gli ambienti con pericolo di esplosione relativamente alto e possibili conseguenze molto gravi. In altri casi alcune graduatorie generali sono state considerate sufficienti per ottenere valori di

progettazione che sono ottimali in un certo senso alla media e che corrispondono ad un determinato livello di danno accettabile.

In particolare, per effettuare una valutazione quantitativa del rischio (Quantitative Risk Assessment) sono stati studiati e presi in considerazione i seguenti elementi:

- il tipo e la quantità possibile di materiale esplosivo;
- il possibile rilascio e i processi di combustione;
- lo sviluppo dell'esplosione;
- la posizione della sorgente in relazione all'edificio;
- le pressioni risultanti sulla struttura;
- l'analisi della risposta strutturale;
- la stima dei danni e delle vittime.

CAPITOLO 3

DESCRIZIONE DEL MODELLO

3.1 PROFILO

Il primo modello sul quale è stato deciso di eseguire le simulazioni numeriche è rappresentato da pannelli di tamponamento e copertura. In particolare, nel progetto di ricerca ADBLAST, è stata analizzata una tipologia di pannello di tamponamento tipica degli edifici industriali in acciaio e denominata FISCHER FI 85/280. Questa tipologia di pannello è costituita da lamiere grecate a sezione trapezoidale e realizzate in acciaio S320GD (figure 5,6).

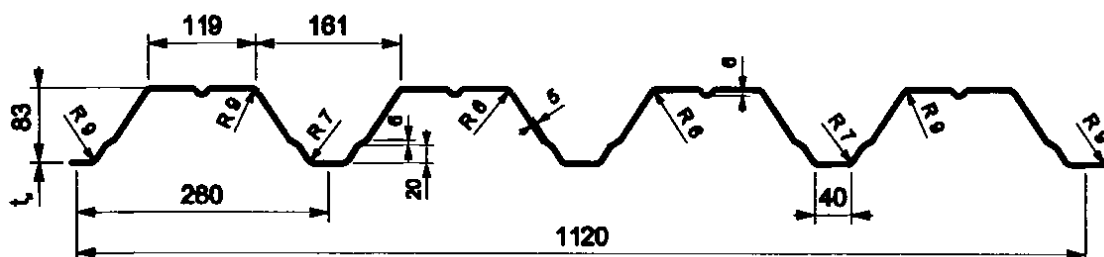


Figura 5: lamiera grecata profilo FISCHER FI 85/280.

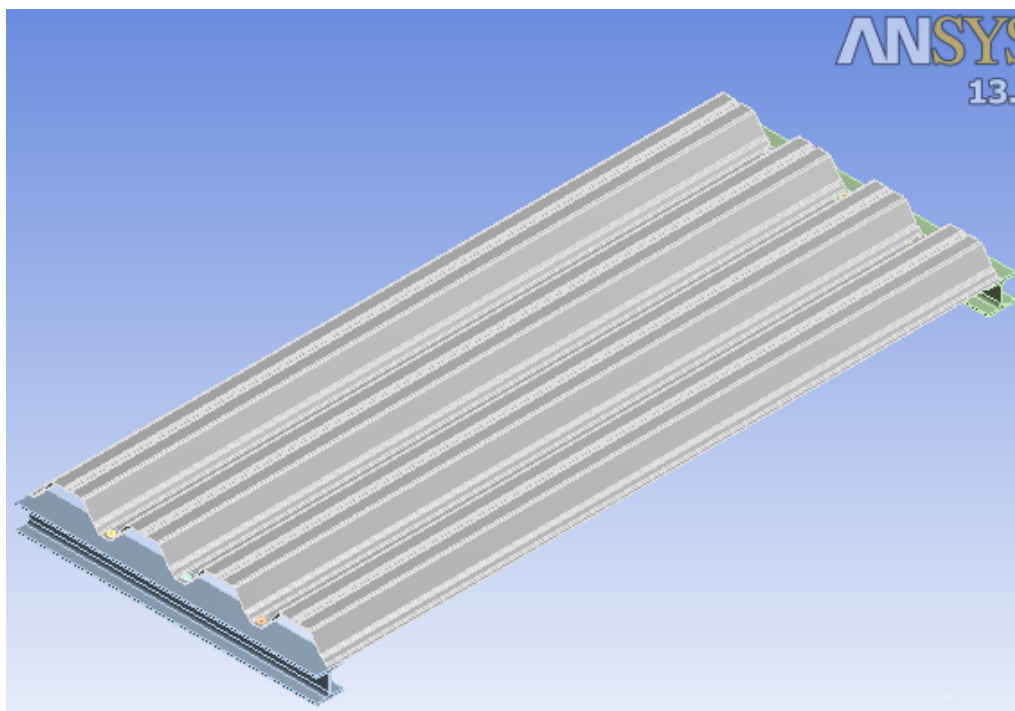
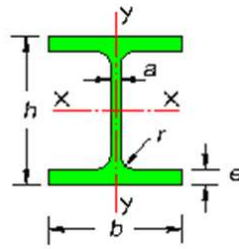


Figura 6: lamiera grecata profilo FISCHER FI 85/280 (vista globale).

Le dimensioni del pannello preso in esame presentano, come mostrato in figura 5, una larghezza di 1120mm ed una lunghezza di 2500mm. Per quanto riguarda il suo spessore, considerando i predimensionamenti eseguiti dall'impresa di costruzioni HOCHTIEF, deve essere pari ad 1mm.

La lamiera è poi supportata da due travi di elevata rigidità costituite da un profilo a doppia T. La larghezza che è stata impiegata per queste travi è pari a 100mm. La tabella 4 mostra tutte le dimensioni utilizzate per le due travi di supporto in funzione della larghezza.



b [mm]	h [mm]	a [mm]	e [mm]	r [mm]
100	96	5	8	12

Tabella 4: dimensioni trave a T.

3.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE

Come facilmente intuibile dalla designazione, l'acciaio S320GD è un acciaio utilizzato per impieghi strutturali (indicato dalla lettera S), possiede un carico di snervamento pari a 320MPa (mostrato dal numero 320) ed è un acciaio che ha subito il processo di galvanizzazione (evidenziato dalla sigla GD). Questo processo, consiste nell'applicazione mediante elettrolisi di un sottile strato di metallo, solitamente zinco o stagno, sull'acciaio per proteggerlo dalla corrosione.

Le altre principali caratteristiche meccaniche che appartengono a questo tipo di acciaio sono il carico di rottura che è pari a 390MPa, l'allungamento percentuale che è del 17% e il modulo di elasticità che è di 210000MPa.

Per ottenere l'intero profilo trapezoidale è stata adottata la tecnica della formatura a freddo, in modo da poter ottenere degli spessori molto ristretti.

3.2.1 CENNI SUL PROCESSO DI GALVANIZZAZIONE

Il processo di galvanizzazione o zincatura a caldo (figura 7) consiste nel rivestire manufatti in ferro o acciaio con uno strato di zinco immergendoli in un bagno di zinco fuso. Costituisce il procedimento più antico, semplice e diffuso di rivestimento di zinco su ferro.

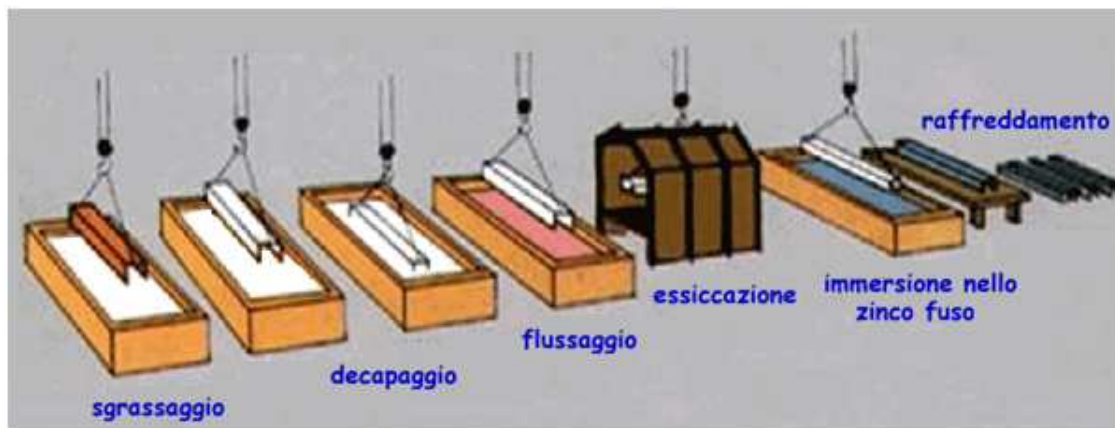


Figura 7: processo di galvanizzazione.

Esso ha avuto una grande evoluzione in questi ultimi anni soprattutto grazie all'invenzione dell'ingegnere polacco Sendzimir (1937) riguardante la zincatura continua dell'acciaio laminato in nastro, metodo oggi universalmente adottato.

Il rivestimento di zinco si salda alla superficie dell'acciaio creando una lega tra zinco e acciaio e formando in tal modo un rivestimento tenace, resistente e durevole che protegge l'acciaio tramite un'eccezionale difesa elettrochimica.

I rivestimenti che si ottengono per zincatura a caldo sono costituiti da più strati di leghe di zinco e ferro, fondamentalmente questi sono tre e vengono denominati "gamma", "delta" e "zeta" è presente poi uno strato esterno di zinco praticamente puro (strato "eta") che conferisce al rivestimento il caratteristico aspetto metallico brillante (figura 8). Lo strato gamma ha uno spessore di circa $1\mu\text{m}$ ed è costituito da una lega di acciaio e zinco che contiene circa il 25% di zinco. Lo strato seguente, denominato strato delta, contiene il 10% di ferro. Lo strato spesso, in cui sono visibili i cristalli che si dirigono verso l'alto, è lo strato zeta, con il 6% di ferro; infine, sulla superficie si forma un rivestimento di zinco quasi puro.



Figura 8: strati del rivestimento eseguito per zincatura.

Data la natura del processo, si ottiene un rivestimento di un'eccezionale continuità che va a proteggere gli articoli di acciaio in tutta la loro integrità, ricoprendo tanto le superfici esterne che quelle interne: tale risultato è in molti casi improponibile per altri metodi di protezione, ad esempio con la verniciatura.

La galvanizzazione prende il nome da Galvani, uno dei primi scienziati ad interessarsi dei fenomeni elettrici. Nella galvanizzazione infatti, lo zinco e l'acciaio, quando entrano in reciproco contatto, creano una differenza di potenziale elettrico. In particolare, se viene scalfito il resistente rivestimento di zinco, questa differenza di potenziale fa in modo che sia il rivestimento di zinco a corrodersi, risparmiando la struttura dell'acciaio. Il processo di zincatura a caldo si può riassumere sinteticamente nelle seguenti fasi:

- sgrassaggio;
- decapaggio;
- lavaggio;
- flussaggio;
- essiccazione e preriscaldamento;
- immersione nello zinco fuso;
- raffreddamento e finitura.

I manufatti in ferro, prima di essere zincati, devono subire un trattamento di sgrassaggio; questo serve ad eliminare il grasso, le vernici e le scorie di saldatura che i pezzi possono portarsi dietro dalle precedenti lavorazioni.

Dopo questa fase, i manufatti vengono decapati in acido. Il tempo di decapaggio deve essere sufficientemente lungo in modo che gli ossidi di ferro vengano

completamente trasformati in cloruro di ferro, che è facilmente solubile. In questo modo vengono eliminate tracce di ruggine eventualmente presenti sui pezzi ottenendo quindi superfici di acciaio puro.

Terminato il decapaggio, i manufatti in ferro vengono immersi in acqua per eliminare i residui di acido dalla superficie.

Prima di venire a contatto con lo zinco, i manufatti di ferro vengono immersi nella vasca di flussaggio che è costituita da sale doppio di zinco e ammonio ($\text{ZnCl}_2 \cdot \text{NH}_4\text{Cl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$). Esso ha una duplice funzione, infatti elimina ogni impurità presente sul ferro (ad esempio i cloruri di ferro rimasti dopo il decapaggio) ed evita che lo zinco sottostante si ossidi. In tal modo, la superficie del materiale ferroso è pronta a legarsi con lo zinco.

L'essiccazione e il preriscaldamento avvengono in un locale riscaldato con i fumi del forno (circa 100°C). Questa fase è importante per eliminare qualsiasi traccia di liquido dai manufatti, infatti, i vapori che si sviluppano durante la zincatura, per la presenza di un ristagno di liquido, possono provocare delle vere e proprie esplosioni, pericolose per l'uomo e per i manufatti stessi.

La zincatura avviene per immersione in zinco fuso, puro al 99,995% (norma UNI EN ISO 1179) a circa 450°C per qualche minuto a seconda del tipo di materiale e dello spessore di rivestimento desiderato. Il tempo di immersione, la sua velocità di discesa e salita, la purezza del bagno e la compatibilità del materiale con lo zinco sono alcuni dei fattori determinanti per la buona riuscita della zincatura. La reazione Fe-Zn continuerà anche dopo l'estrazione fino a che la temperatura dei pezzi zincati si manterrà tanto elevata da permettere i fenomeni di diffusione.

Il ciclo terminerà immediatamente dopo l'estrazione, con il raffreddamento dei pezzi ad aria naturale o in una vasca con acqua appositamente dedicata.

CAPITOLO 4

SIMULAZIONI NUMERICHE

4.1 INTRODUZIONE

Nell'ambito delle simulazioni numeriche del progetto di ricerca ADBLAST, lo studio del comportamento degli elementi non strutturali (come tamponamenti e coperture) riveste un ruolo tutt'altro che secondario in quanto essi possono svolgere una funzione di trasferimento delle sollecitazioni alla struttura principale. Quando sono investiti dall'onda di pressione che scaturisce da un'esplosione, i tamponamenti e le coperture risultano direttamente sollecitati da azioni di entità maggiore rispetto a travi e colonne a causa della maggior superficie sviluppata. Queste sollecitazioni possono venir a loro volta trasmesse sulle strutture portanti principali mediante le connessioni oppure possono essere dissipate localmente sotto forma di deformazioni plastiche delle lamiere di tamponamento e copertura. Diversamente è possibile che si instauri un meccanismo di "ventilazione", originato dal distacco parziale o totale degli elementi di tamponamento o copertura, che permette all'onda di pressione di scaricarsi all'esterno (o all'interno) dell'edificio comportando quindi minori sollecitazioni da trasferire sulle strutture principali.

Dunque, gli scopi principali della realizzazione di questa fase di lavoro saranno:

- la definizione dei requisiti minimi per modelli numerici al fine di predire in modo affidabile il collasso e il trasferimento del carico esplosivo dal rivestimento o dagli elementi del tetto alla struttura principale;
- lo sviluppo di metodi semplificati per la progettazione di rivestimenti o di elementi di copertura rispetto ai carichi esplosivi e alla funzione di carico per la struttura portante;
- la determinazione numerica di funzioni di trasferimento del carico da rivestimenti o elementi di copertura alla struttura principale. I risultati ottenuti saranno calibrati in base ai risultati sperimentali.

4.2 OBIETTIVI DELLA SIMULAZIONE NUMERICA

Gli obiettivi principali di questa fase prevedono inizialmente lo sviluppo e la ricerca di metodi numerici per verificare le performance dei rivestimenti e dei pannelli di tamponamento sotto l'azione di un carico statico fino al collasso totale della struttura. I modelli che verranno poi sviluppati dovranno essere convalidati dai risultati delle prove sperimentali statiche (FL 3).

Dopo aver eseguito questo tipo di studio, verrà effettuata un'estensione per gli stessi modelli numerici con l'impiego di azioni dinamiche e non più statiche. Ciò consentirà la selezione di modelli di materiale in grado di descrivere gli effetti della velocità di deformazione. Anche in questo caso i modelli saranno calibrati in base ai risultati delle prove dinamiche (esplosioni ed impatti).

Infine, una volta realizzate queste due tipologie di modelli numerici, verrà effettuata una semplificazione di questi stessi modelli e verrà creata una metodologia di analisi con lo scopo di ottenere una procedura applicabile alla pratica ingegneristica.

I modelli numerici che studiano gli effetti dei carichi statici così come quelli che utilizzano i carichi dinamici, verranno applicati sia ai pannelli di copertura a singola campata che ai pannelli di tamponamento continui. Nel primo caso verrà analizzato il modello di comportamento dei connettori e nello specifico i parametri che verranno presi in considerazione saranno la lunghezza della campata, lo spessore del foglio di lamiera e il numero e la distribuzione dei connettori. Nel secondo caso, invece, oltre ad essere analizzato il modello di comportamento dei connettori verrà studiato anche quello del supporto intermedio. I parametri presi in considerazione sono comunque gli stessi del caso precedente.

La semplificazione di questi modelli prevede il confronto dei test statici e dinamici in termini di resistenza ultima. In questo modo si potrà capire se è possibile sostituire i test dinamici con i test statici (meno costosi) e se si possono considerare in modo semplificato gli effetti della velocità di deformazione.

4.3 CENNI SUL PROGRAMMA ANSYS

Per poter effettuare le simulazioni numeriche sul modello preso in esame, è stato scelto il programma ANSYS. Questo software permette di poter analizzare i comportamenti di diversi modelli sotto l'azione di diversi carichi. In particolare per effettuare l'analisi è stata utilizzata la sezione Ansys Workbench.

Una volta scelta questa sezione per prima cosa è necessario selezionare il tipo di "Analysis System Project" cioè il tipo di sollecitazione a cui viene sottoposto il modello. Nel caso in esame, dovendo considerare sia carichi statici che carichi dinamici, la scelta ricade sulle due diverse tipologie di analisi proposte nel programma e rappresentate dalle sezioni "Static structural" (per analisi statiche) ed "Explicit Dynamics" (per analisi dinamiche). Dopo aver preso in considerazione queste due tipologie di opzioni, in entrambi i casi sulla schermata appare il "Project Schematic" che è costituito da sei diverse unità fondamentali (figura 9):

- Engineering Data;
- Geometry;
- Model;
- Setup;
- Solution;
- Results.

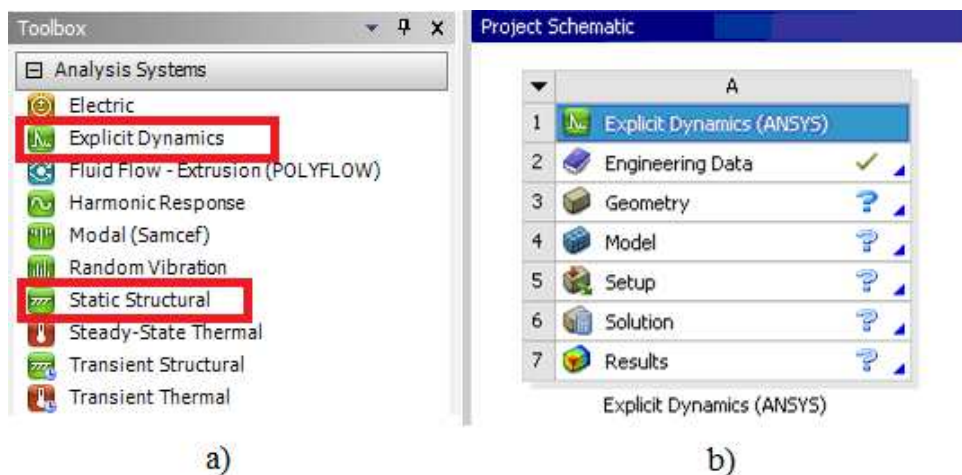


Figura 9: a) scelta dell' "Analysis System Project", b) unità del "Project Schematic".

In particolare, selezionando la prima unità (Engineering Data) (figura 10) è possibile scegliere il tipo di materiale da una vasta gamma proposta e definire tutte le sue caratteristiche meccaniche. Nel caso del modello studiato è stato scelto come materiale un acciaio strutturale e sono state definite tutte le caratteristiche meccaniche delineate nel capitolo precedente.

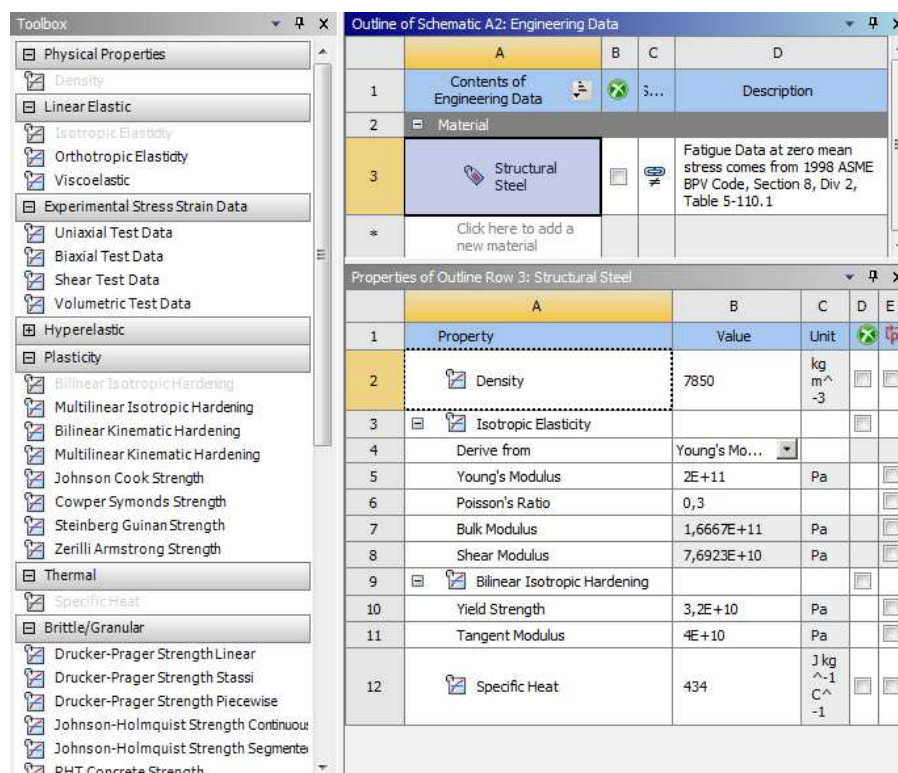


Figura 10: scelta del materiale e inserimento delle sue caratteristiche meccaniche (sezione Engineering Data).

Una volta definito il tipo di materiale e le sue caratteristiche, è possibile passare alla seconda unità (Geometry). Questa parte consente di realizzare una rappresentazione grafica del modello e permette dunque di inserire tutti i valori numerici appartenenti alle diverse dimensioni del profilo. In particolare, in questa sezione è possibile scegliere se rappresentare il modello utilizzando gli elementi solidi (“solid element”) oppure gli elementi shell (“shell element”). Nel primo caso si ha il vantaggio di ottenere un’ottima discretizzazione del modello che ovviamente presenta lo spessore reale del profilo preso in esame rendendo la simulazione molto più aderente al caso reale. Lo svantaggio è

però dato dal fatto che questo tipo di elementi restituiscono una simulazione dai tempi di calcolo molto elevati. Nel caso degli elementi “shell” invece si può ottenere una discretizzazione della superficie un po’ meno fitta rispetto alla precedente poiché vengono utilizzati degli elementi unicamente di superficie che non presentano alcuno spessore ma si ha il contemporaneo vantaggio di alleggerire i calcoli della simulazione e quindi si consegue una diminuzione delle tempistiche della stessa.

Dopo aver disegnato il modello ed aver definito tutte le sue dimensioni, si passa alla terza unità (Model) che permette di eseguire l’analisi numerica vera e propria dell’intero modello considerato. All’interno di questa sezione, così come nelle restanti tre (Setup, Solution, Results), è presente un albero dei comandi (figura 11) che permette di definire tutte le grandezze necessarie alla simulazione numerica. In particolare questa parte è costituita dalle seguenti sottosezioni:

- Geometry: in cui vengono indicate tutte le parti indipendenti che compongono l’intero modello, in questo modo è possibile selezionarle per attribuire ad ognuna di esse uno specifico materiale;
- Coordinate Systems: mostra le coordinate globali del sistema;
- Connections: in cui vengono mostrate tutte le tipologie di connessioni e contatti che caratterizzano il modello, ad esempio è possibile scegliere se avere dei contatti con o senza attrito oppure delle connessioni vincolate;
- Mesh: dove si può impostare il tipo e la grandezza dell’elemento di discretizzazione della superficie.

Dopo questa prima parte, che caratterizza allo stesso modo tutte le tipologie di analisi presenti nel programma, esiste una seconda parte più specifica in cui sono presenti alcune opzioni differenti a seconda del tipo di analisi che viene scelta (nel caso in esame “Static Structural” o “Explicit Dynamics”). Per quanto riguarda l’analisi “Static Structural” si ha:

- Analysis Settings: permette di definire diverse opzioni personalizzate di soluzioni per il tipo specifico di analisi. Ad esempio è possibile inserire il numero di step che caratterizzano la prova da eseguire.

Successivamente, i dati a seguire vengono inseriti in base al tipo di prova che viene eseguita e in base alle caratteristiche specifiche del modello:

- i carichi (Force): dove vengono definiti il valore numerico e il tipo di carico da applicare alla struttura (come ad esempio pressione, pressione idrostatica,

forza, pressione lineare) e dove si può selezionare la parte della struttura sulla quale deve essere applicato il carico stesso;

- i vincoli (ad esempio Displacement, Fixed Support): dove, selezionando le diverse parti del modello, si definiscono i vari tipi di vincolo che caratterizzano il modello stesso (incastri, cerniere, ecc.);
- le soluzioni (Solution): dove è possibile scegliere quali tipologie di risultati devono essere mostrati ed analizzati (ad esempio sforzi, deformazioni, spostamenti).

Per quanto riguarda l'analisi "Explicit Dynamics" si hanno invece:

- Initial Conditions: consente di impostare delle eventuali condizioni iniziali che possono caratterizzare lo studio di un modello come ad esempio l'inserimento della velocità iniziale di una parte del modello stesso;
- Analysis Settings: in questo caso la sezione presenta delle opzioni diverse rispetto a quella descritta nel caso dello "Static Structural". Infatti al posto degli step che caratterizzavano le prove statiche descritte in precedenza, è necessario definire un "End Time" cioè il tempo entro cui avviene il fenomeno da analizzare.

Tutte le altre opzioni (carichi, vincoli e soluzioni) sono esattamente le stesse del caso precedente e permettono di definire tutti i parametri del problema preso in esame.

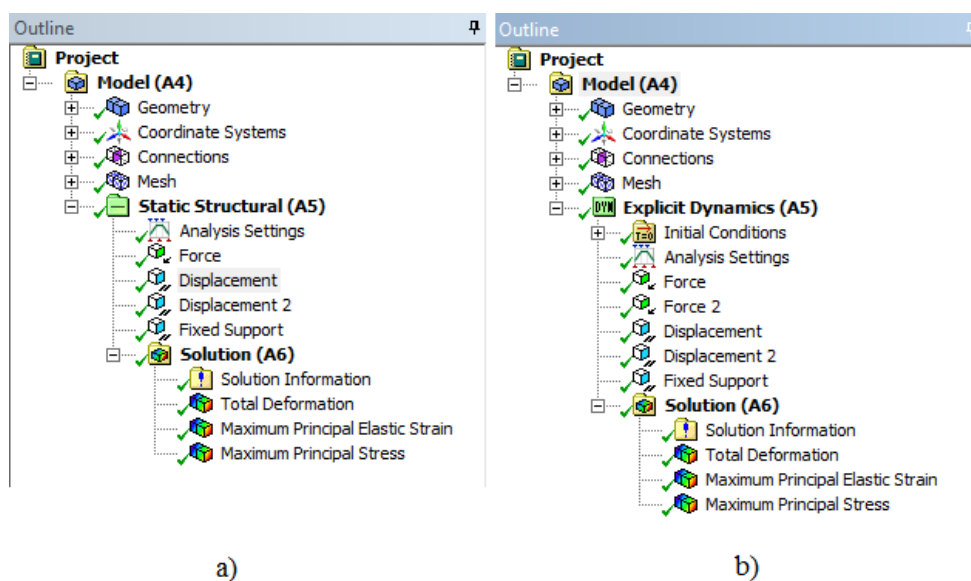


Figura 11: albero della sezione Model nel caso di: a) "Static Structural", b) "Explicit Dynamics".

CAPITOLO 5

ELABORAZIONE DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

5.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO DEI CONNETTORI

5.1.1 CONNETTORE SOTTOPOSTO A SFORZO DI TAGLIO

Inizialmente, per poter comprendere meglio sia il funzionamento del programma che il comportamento della struttura, è stato deciso di studiare in modo più semplificato la risposta dei connettori sotto l'azione di determinati carichi. Per questo motivo, le prime simulazioni sono state fatte andando a considerare tre piastre aventi un foro passante nel quale è stato inserito un bullone. Come mostrato nella figura 12, la piastra centrale ha un'altezza doppia rispetto alle altre due e su di essa agisce una forza che porta alla deformazione del bullone. Le altre due piastre, invece, sono incastrate nelle estremità opposte rispetto alla forza agente in modo che l'unica piastra libera di muoversi sia proprio quella centrale:

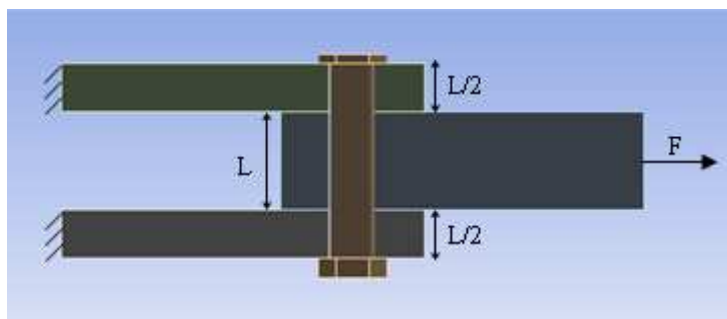


Figura 12: schema semplice per connettori (profilo a 3 piastre).

con:

$$F = 70\text{kN}$$

$$L = 40\text{mm}$$

Quindi, dopo aver introdotto il valore della forza e dopo aver selezionato le parti del profilo per poter inserire le condizioni di incastro, è stata eseguita la simulazione che ha portato ai seguenti risultati:

$$\delta = 2,36\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,47\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 260,22\text{MPa}$$

dove:

δ = spostamento;

ε = deformazione principale massima;

σ = sforzo principale massimo.

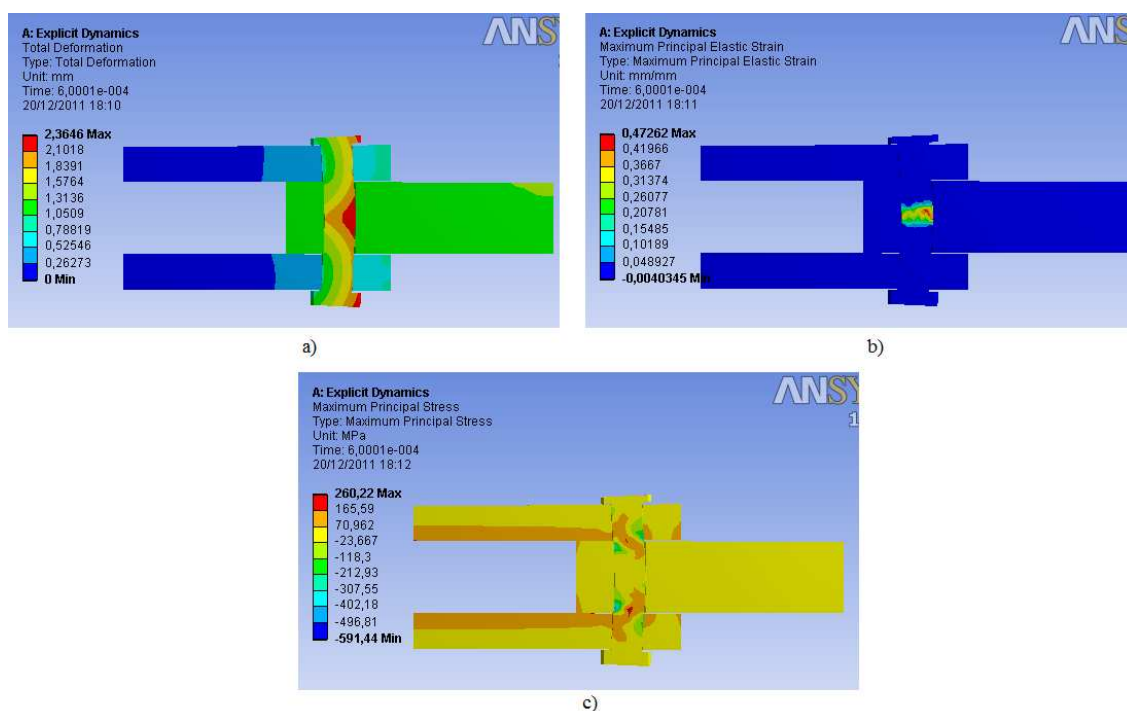


Figura 13: risultati delle simulazioni profilo a 3 piastre (vista in sezione): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Come si può notare dalla figura 13, la forza di trazione applicata sulla piastra centrale crea uno sforzo di taglio che va a deformare il bullone che si inarca iniziando ad andare a punzonare le due piastre (superiore ed inferiore). In particolare si può notare come sia gli spostamenti sia le deformazioni e sia gli sforzi risultino essere simmetrici su tutto il corpo del bullone a causa della simmetria del modello.

Per avvalorare maggiormente i risultati ottenuti è stato eseguito un confronto grafico tra la simulazione appena descritta e i risultati delle prove sperimentali realizzate su uno stesso bullone soggetto a taglio¹. In particolare, in figura 14 vengono comparati gli andamenti tipici di sforzo a taglio – deformazione di un bullone soggetto a trazione.

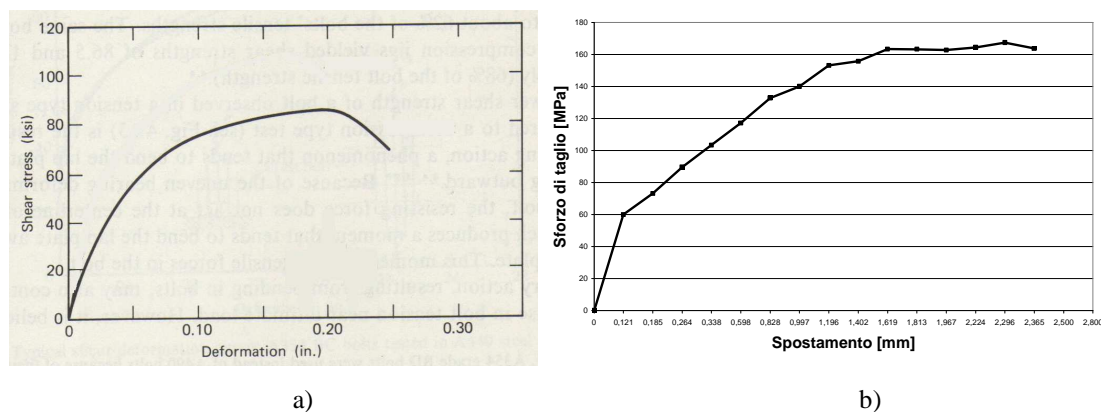


Figura 14: confronto grafico delle curve sforzo di taglio - deformazione: a) prove sperimentali, b) simulazioni numeriche.

Come è possibile notare dai due grafici, gli andamenti delle due curve sono del tutto simili. Nello specifico, all'aumentare dello sforzo di taglio le deformazioni crescono inizialmente in modo lineare (fase elastica) segue poi una fase elastica ma non lineare dove il diagramma si incurva fino al raggiungimento del limite elastico. Oltre questo limite il materiale entra in una fase elasto-plastica fino al raggiungimento del limite di snervamento, alla fine di questa fase si ha un'ulteriore crescita delle tensioni fino al raggiungimento del carico di rottura. Infine, dopo aver raggiunto quel valore di carico, il bullone ha una strizione con decremento della tensione (tratto decrescente del diagramma) fino alla rottura fisica del bullone stesso. Quest'ultimo tratto ovviamente

¹ Fisher and Struik, 1974.

non è presente nella curva delle simulazioni poiché non è stata simulata la rottura del bullone.

5.1.2 CONNETTORI SOTTOPOSTI A SFORZO DI TRAZIONE

Un'altra simulazione utile per comprendere nel dettaglio il comportamento dei connettori è stata quella di rappresentare un giunto a T che coinvolgeva due piastre di cui appunto una a T, tenute unite da una singola linea di due bulloni paralleli. In particolare sono state eseguite tre simulazioni su tre piastre a T aventi spessori diversi (2mm, 5mm, 10mm), per evidenziarne il loro diverso comportamento.

In queste simulazioni lo schema, uguale in tutti e tre i casi, prevedeva un forza di trazione agente sulla piastra a T ed un incastro posto sulla superficie inferiore della piastra sottostante come mostrato in figura 15.

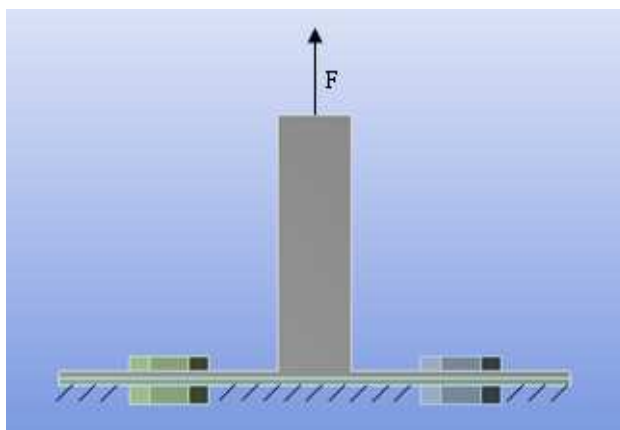


Figura 15: schema semplice per connettori (piastra a T).

con:

$$F = 18\text{kN}$$

Quindi, come nel caso precedente, dopo aver introdotto il valore della forza e i vincoli nel modo corretto, la simulazione numerica, nel primo caso (piastra con spessore 2mm), ha restituito i seguenti risultati:

$$\delta = 0,92\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,24\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 315,18\text{MPa}$$

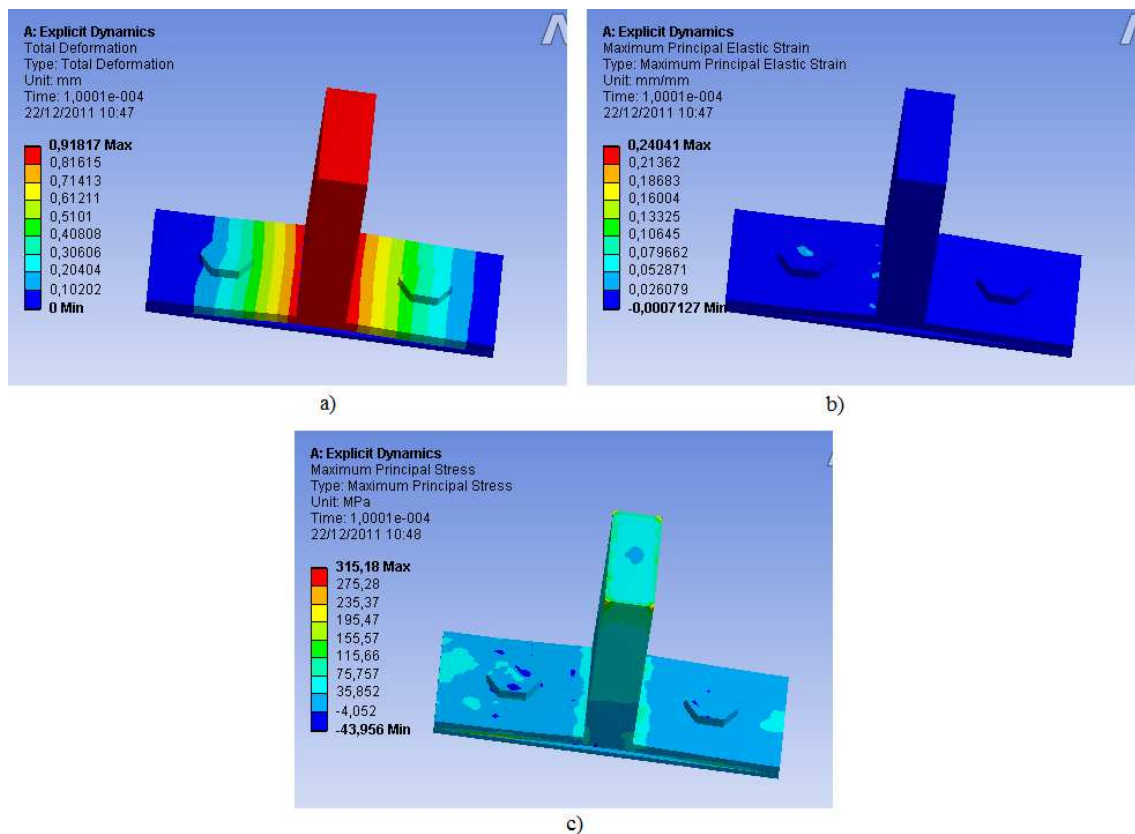


Figura 16: risultati delle simulazioni piastra a T 2mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Come si può notare dalla figura 16, il carico applicato sulla sommità della piastra a T genera uno sforzo che deforma la piastra non vincolata (piastra superiore). In questo caso, come è possibile osservare dalla vista in sezione di figura 17, i due bulloni che tengono unite entrambe le piastre subiscono uno spostamento minimo dovuto alle loro piccole dimensioni ma mostrano la deformazione massima proprio nella zona in cui la piastra superiore si flette maggiormente. Infine, è possibile notare che lo sforzo massimo che si genera sui connettori raggiunge un valore di circa 140MPa quindi molto

al di sotto del valore massimo ottenuto. Come nella simulazione precedente (bullone sottoposto a sforzo di taglio) anche in questa circostanza i risultati che si ottengono per gli spostamenti, le deformazioni e gli sforzi (a, b, c) sono simmetrici rispetto alla mezzeria della piastra a T, poiché, anche in questo caso, la geometria del problema risulta essere simmetrica.

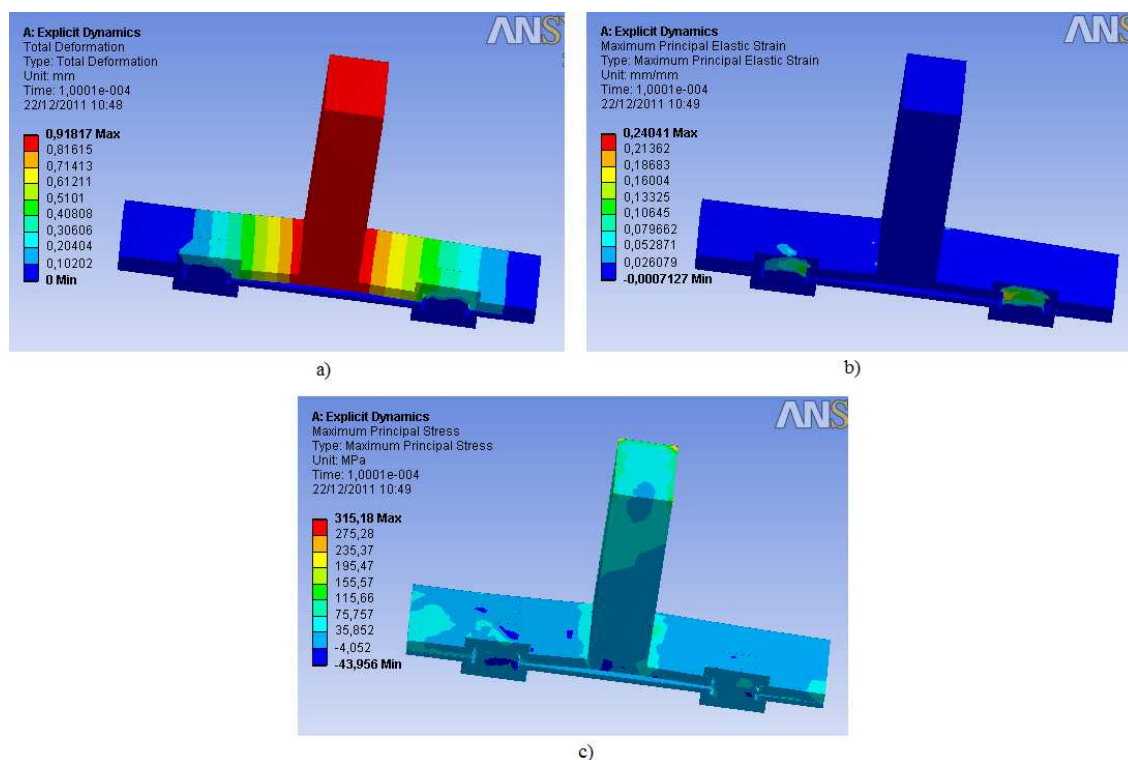


Figura 17: risultati delle simulazioni piastra a T 2mm sezioni: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Nel caso della piastra con spessore 5mm, sulla quale sono state applicate la stessa forza di 18kN e gli stessi vincoli del caso precedente, sono stati invece ricavati i seguenti risultati:

$$\delta = 0,57\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,224\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 298,48\text{MPa}$$

Anche in questo caso (figura 18), il carico applicato sulla sommità della piastra a T genera uno sforzo che porta alla deformazione della piastra non vincolata. Come è lecito aspettarsi però, a causa dello spessore maggiore (5mm) e quindi anche della maggior rigidità che caratterizza la piastra superiore, si ottengono degli spostamenti inferiori se confrontati al caso della piastra di spessore 2mm. Un'altra importante differenza rispetto al caso precedente, che si può notare dalla vista in sezione di figura 19, è rappresentata dal fatto che i bulloni, che collegano le due piastre, subiscono una deformazione e uno sforzo minori. Come nel caso precedente, invece, essendo la geometria del modello simmetrica, sia gli spostamenti sia le deformazioni sia gli sforzi risultano essere simmetrici rispetto alla mezzieria della piastra a T.

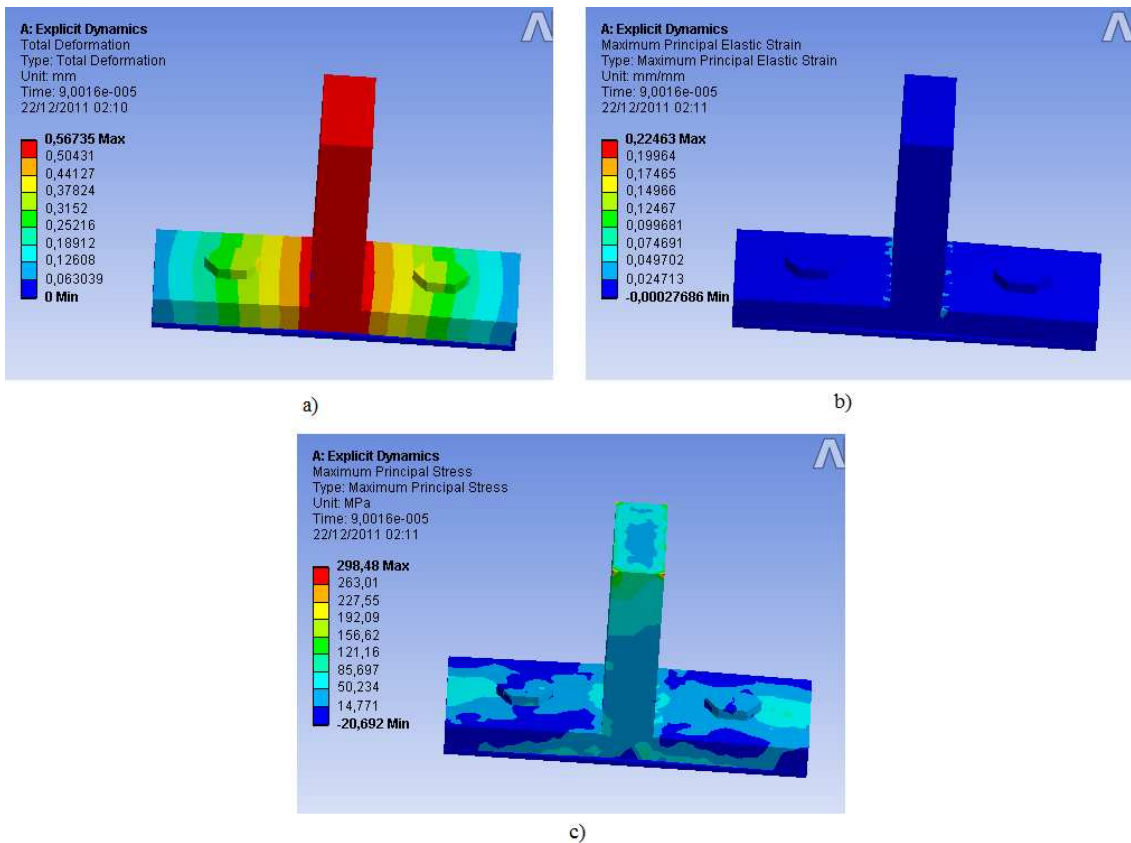


Figura 18: risultati delle simulazioni piastra a T 5mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

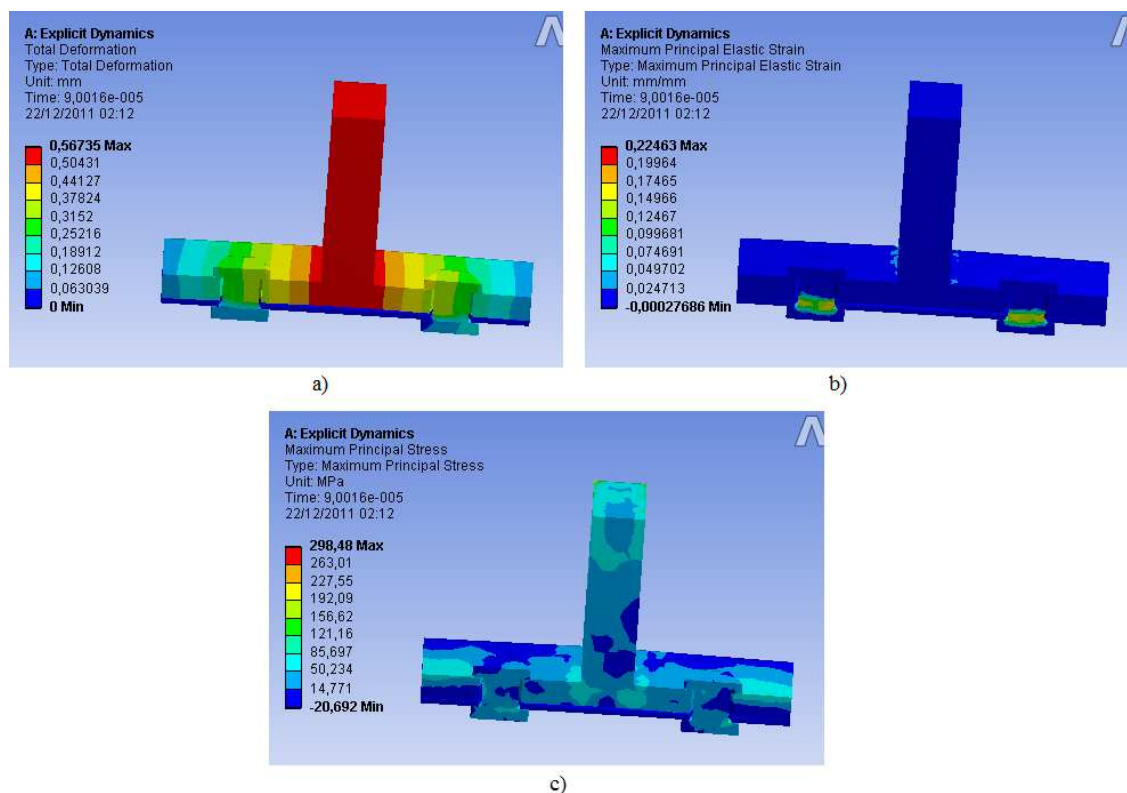


Figura 19: risultati delle simulazioni piastra a T 5mm sezione: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Infine nel caso della piastra con uno spessore pari a 10mm, avente ovviamente le stesse caratteristiche di vincolo e di carico dei due casi precedenti, sono stati ottenuti questi risultati:

$$\delta = 0,39\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,20\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 314,04\text{MPa}$$

Anche in questo caso (figura 20), coerentemente alle due simulazioni descritte in precedenza, il carico applicato alla piastra superiore genera uno spostamento della piastra stessa. Ovviamente, poiché in questo caso lo spessore è di 10mm, il valore di spostamento ottenuto è decisamente inferiore rispetto agli altri due. Inoltre, le deformazioni e gli sforzi, che interessano i connettori e che si possono osservare meglio nella vista in sezione di figura 21, risultano anch'essi inferiori rispetto ai due casi precedenti. Ciò è dovuto principalmente al fatto che lo spessore sia raddoppiato, rispetto

al secondo caso, e quintuplicato, rispetto al primo. Ovviamente, sempre per motivi geometrici del modello, permane la simmetria che caratterizza la risposta del modello stesso.

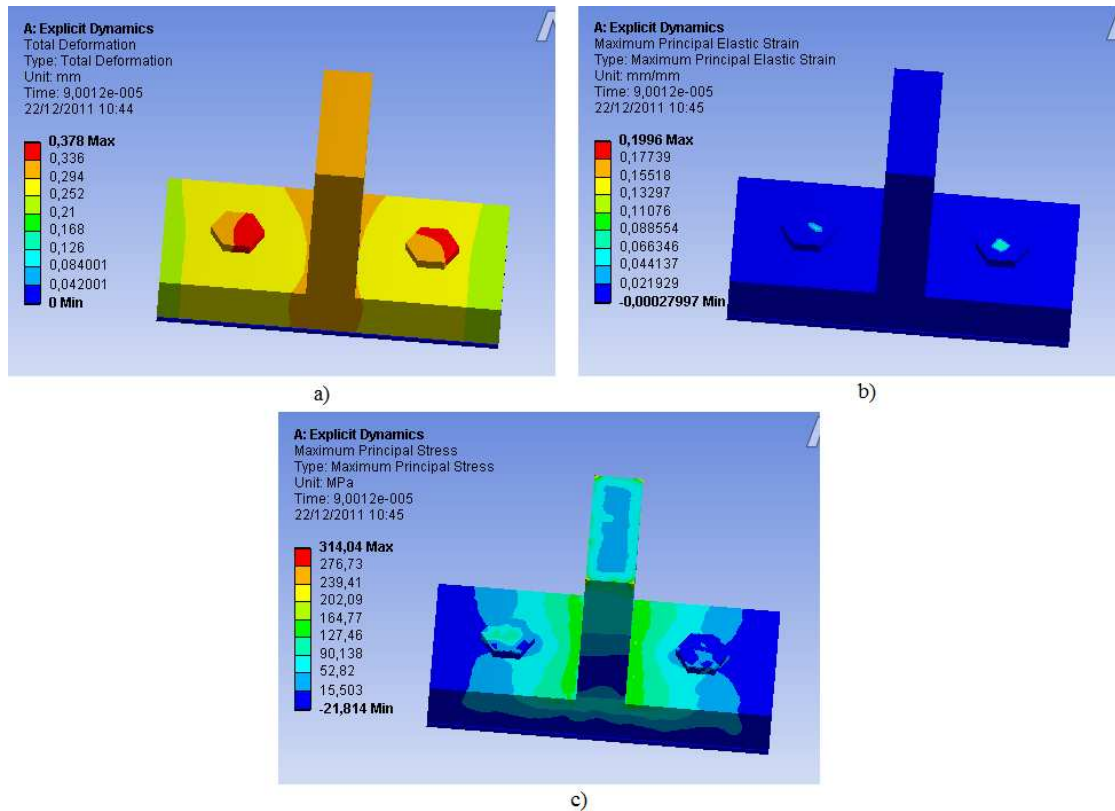


Figura 20: risultati delle simulazioni piastra a T 10mm: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

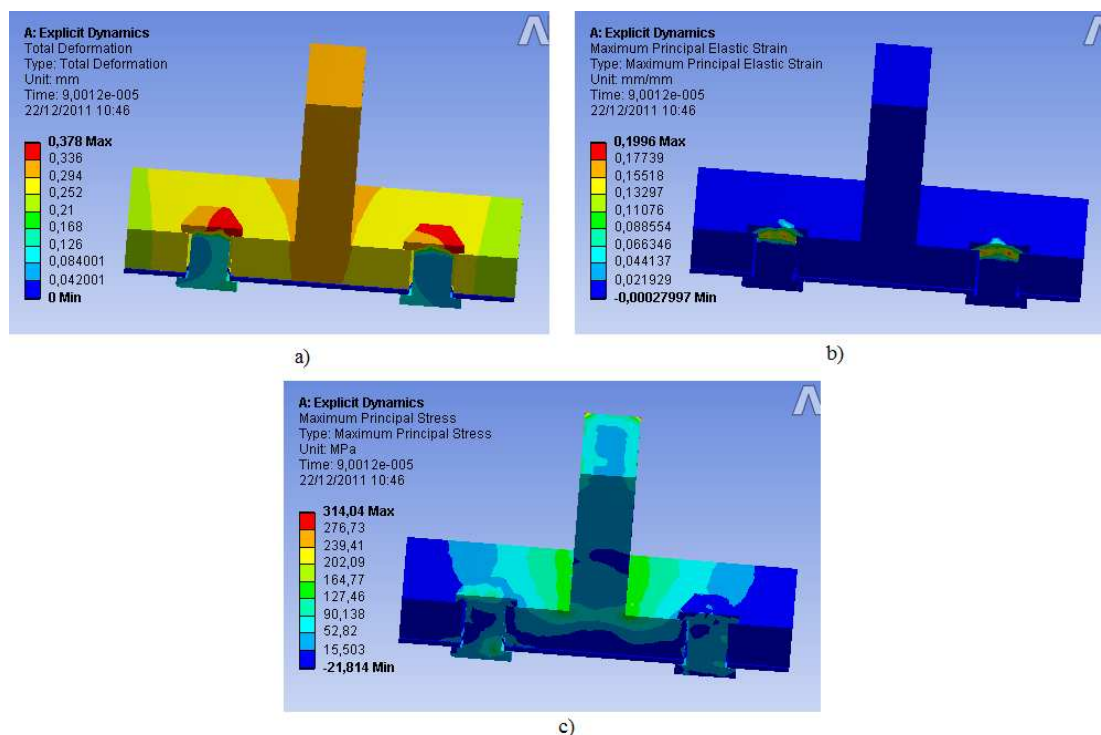


Figura 21: risultati delle simulazioni piastra a T 10mm sezioni: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Osservando poi i grafici² di figura 22, è possibile comprendere ancora meglio come la dimensione dello spessore della piastra non vincolata influenzi in modo molto marcato il comportamento dei bulloni. Infatti, a piastre più flessibili, cioè con uno spessore sottile, corrisponde una deformazione flessionale maggiore che induce una forza e conseguentemente uno sforzo maggiore sui connettori. Al contrario, se la piastra non vincolata è sufficientemente rigida, quindi presenta uno spessore maggiore, la deformazione flessionale della piastra stessa risulterà inferiore e di conseguenza gli sforzi agenti sui connettori saranno minori rispetto al caso precedente.

² Fisher and Struik, 1974.

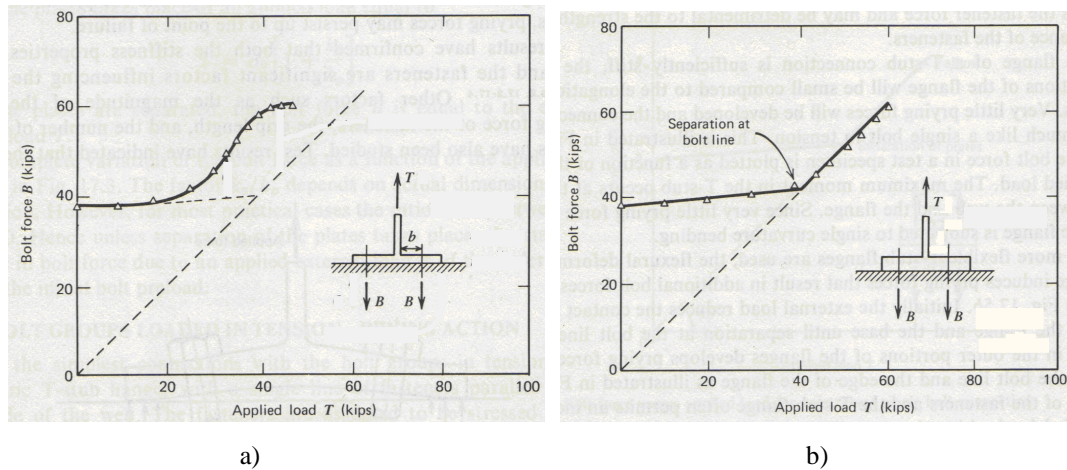


Figura 22: influenza dello spessore della piastra sul carico applicato.

5.2 PRIME ELABORAZIONI NUMERICHE SUL PROFILO REALE

Dopo aver compreso meglio ed in maniera più dettagliata il comportamento dei connettori sottoposti a diverse azioni di carico (di taglio e di trazione), si è passati alle simulazioni numeriche sulla lamiera grecata di profilo FI 85/280 già descritta nei capitoli precedenti. In particolare, per rappresentare gli elementi volumetrici, così come nei casi precedentemente descritti, è stato scelto il “solid element” nella sezione “geometry” del software ANSYS. Nello specifico, per semplificare e non appesantire ulteriormente il calcolo della simulazione, inizialmente sono stati messi a punto una serie di modelli che analizzassero in dettaglio il comportamento locale degli elementi sotto l’effetto delle azioni dinamiche. In particolare il principale vincolo che è stato imposto per tutti questi modelli è l’incastro della trave su cui poggia il profilo.

5.2.1 PROFILO FI 85/280 SOTTOPOSTO A SFORZO DI TRAZIONE

Il primo carico a cui è stato sottoposto questa tipologia di modello è un carico di trazione (figura 23):

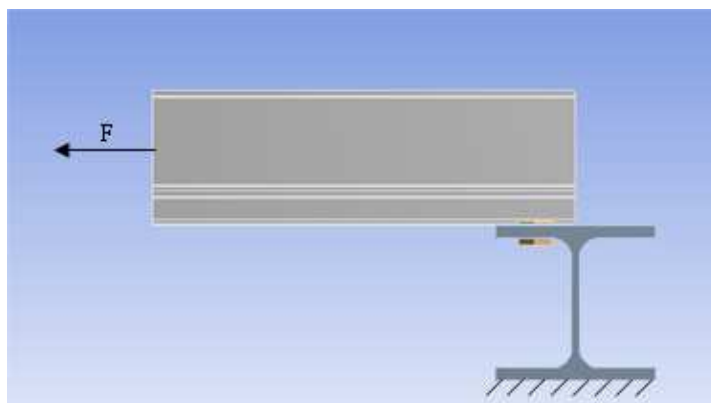


Figura 23: schema del profilo FI 85/280 semplificato (carico di trazione).

con:

$$F = 4\text{kN}$$

Inserendo quindi quel valore della forza nella simulazione e selezionando la parte inferiore della trave in modo da poterla vincolare a terra, sono stati ottenuti i seguenti risultati di spostamento, deformazione e sforzo:

$$\delta = 0,44\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,001\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 250,95\text{MPa}$$

Osservando la figura 24, è possibile notare come la sollecitazione di trazione provochi, come è lecito aspettarsi, un allungamento del profilo. In particolare, ciò si riflette sul comportamento dell'interazione tra i connettori e la lamiera stessa. Infatti, nella zona circostante i fori della lamiera si ha un'elevata concentrazione della deformazione. Ciò implica, come è possibile notare nella figura 24 c), che si abbia

anche un'elevata concentrazione dello sforzo massimo proprio nella zona di connessione tra profilo e connettori.

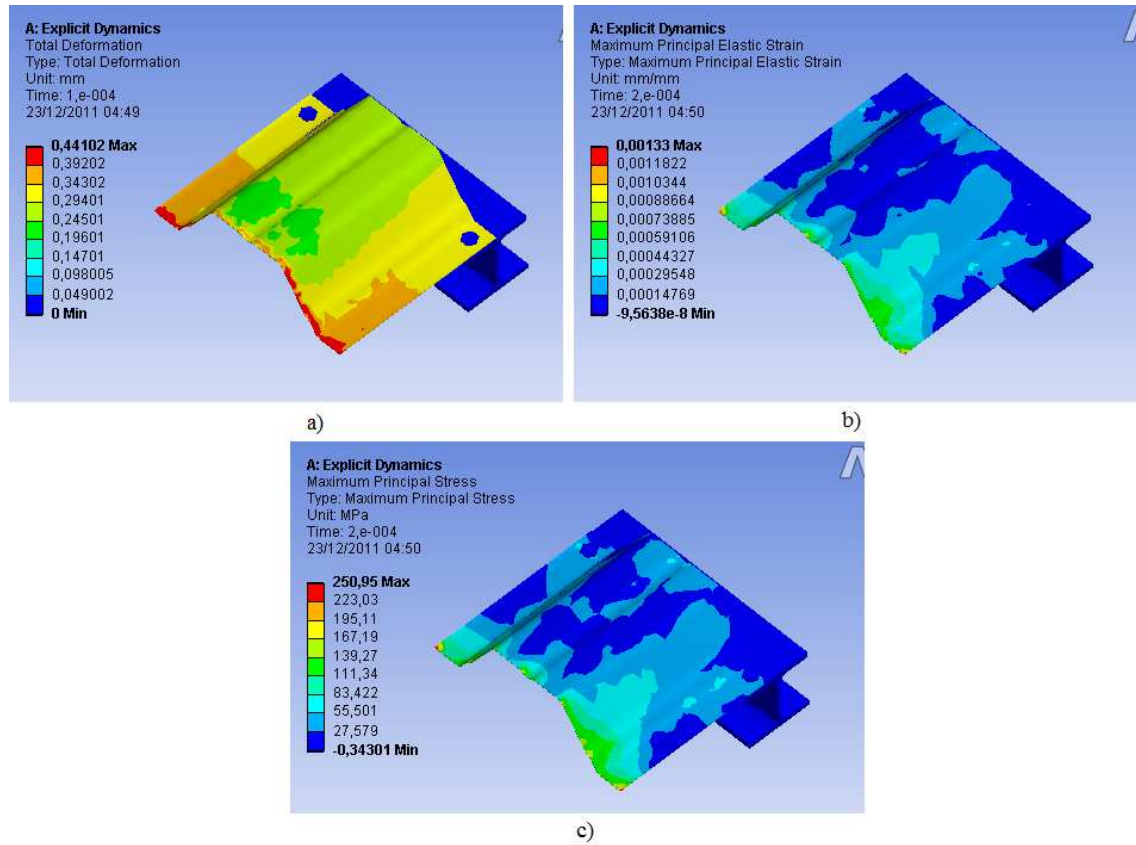


Figura 24: risultati delle simulazioni (carico di trazione): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

5.2.2 PROFILO FI 85/280 SOTTOPOSTO AD UNA PRESSIONE VERSO L'ALTO

Il secondo tipo di simulazione che è stata effettuata su questo modello, prevedeva l'applicazione di una pressione verso l'alto (figura 25):

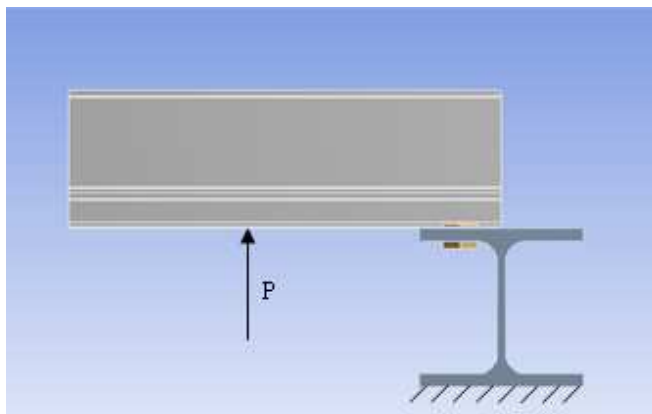


Figura 25: schema del profilo FI 85/280 semplificato (pressione verso l'alto).

con:

$$P = 7,6\text{MPa}$$

Utilizzando quindi questo valore di pressione e andando, come nel caso precedente, a vincolare a terra il tratto di montante su cui poggia il profilo in esame la simulazione ha restituito i seguenti risultati:

$$\delta = 18,17\text{mm}$$

$$\varepsilon = 1,05\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 327,16\text{MPa}$$

Anche in questo caso, analizzando i risultati delle simulazioni (figura 26), è possibile notare come la pressione verso l'alto porti ad un'elevata deformazione della lamiera soprattutto nella zona dei connettori. In particolare, proprio in quella zona, si ottiene un principio di ovalizzazione dei fori posti sulla lamiera. Nella vista in sezione della figura

27 si può osservare in modo più evidente come i connettori siano soggetti a sforzi e deformazioni superiori rispetto al caso precedente di pura trazione.

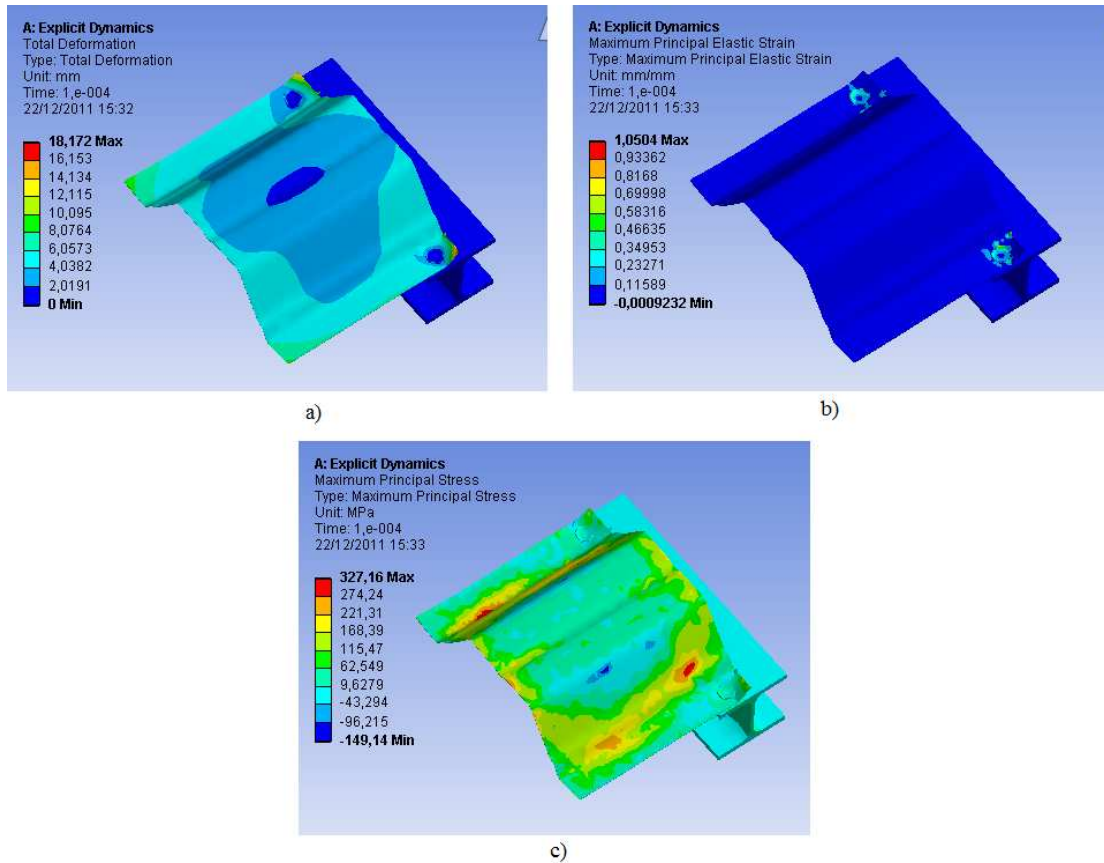


Figura 26: risultati delle simulazioni (pressione verso l'alto): a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

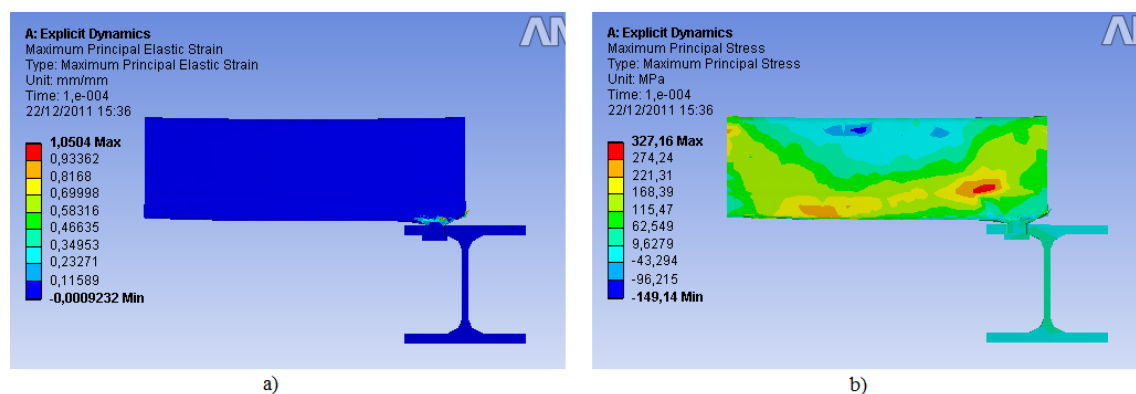


Figura 27: risultati delle simulazioni (pressione verso l'alto, vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.

5.2.3 SIMULAZIONI ESEGUITE SU UNA SINGOLA NERVATURA DEL PROFILO FI 85/280

Dopo aver utilizzato questi semplici modelli per poter effettuare delle simulazioni preliminari, si è passati allo studio di una singola nervatura facente parte dell'intero pannello. Anche in questo caso è stata simulata una pressione agente dal basso verso l'alto e, come indicato nello schema di figura 28, sono stati incastrati a terra entrambi i tratti di trave rappresentati su cui poggia l'intera nervatura.

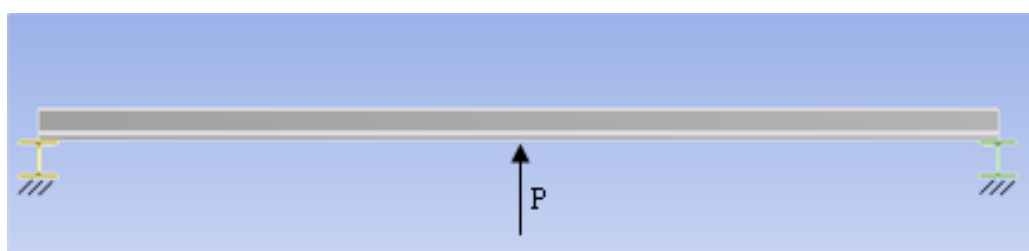


Figura 28: schema singola nervatura con pressione verso l'alto.

con:

$$P = 2,86\text{MPa}$$

Con questo tipo di geometria e applicando quel valore di pressione e inserendo i vincoli di incastro ai due montanti la simulazione ha dato i seguenti risultati:

$$\delta = 0,31\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,001\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 227\text{MPa}$$

A differenza del modello semplice, in questo caso, non si arriva ad un'elevata deformazione della lamiera (figura 29). È però interessante notare come, anche in questo caso, il profilo si deformi maggiormente nella zona dei connettori e come i fori inizino ad ovalizzarsi. Nell'immagine in sezione della figura 30, è interessante notare come i connettori subiscano una deformazione ed uno sforzo maggiori rispetto al caso precedente.

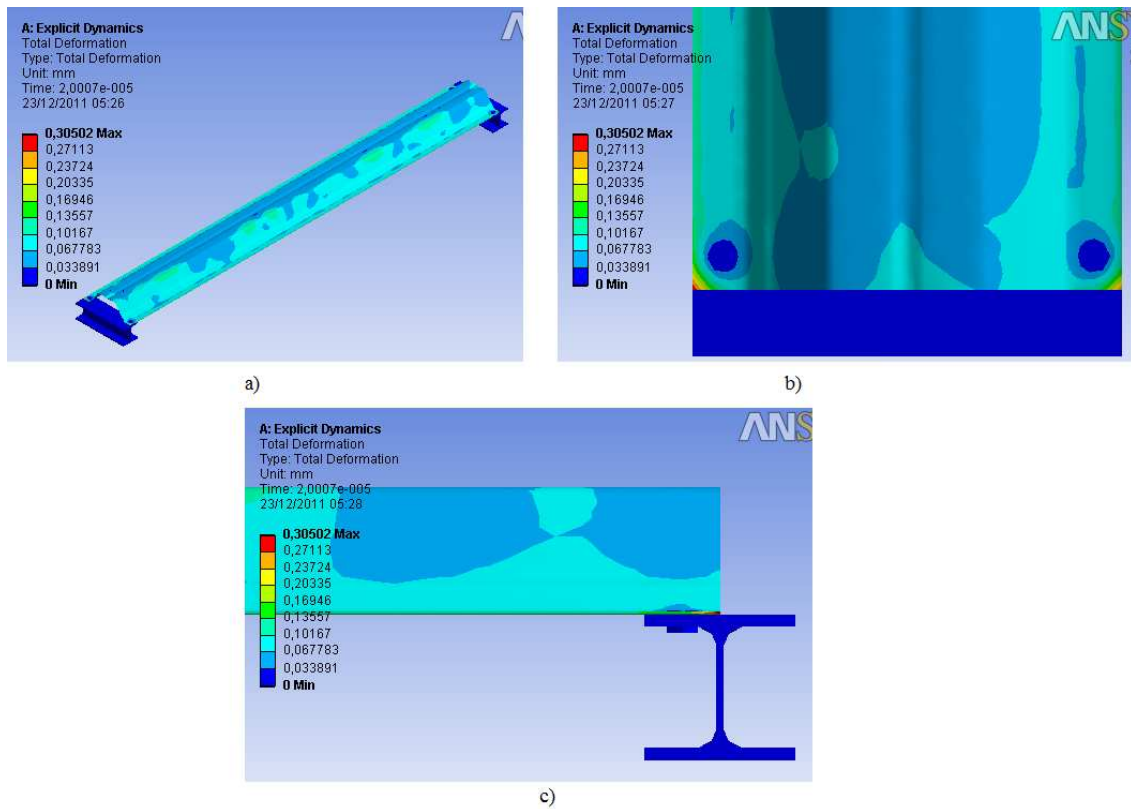


Figura 29: risultati delle simulazioni, singola nervatura con pressione verso l'alto (spostamenti): a) vista globale, b) vista dall'alto, c) vista laterale.

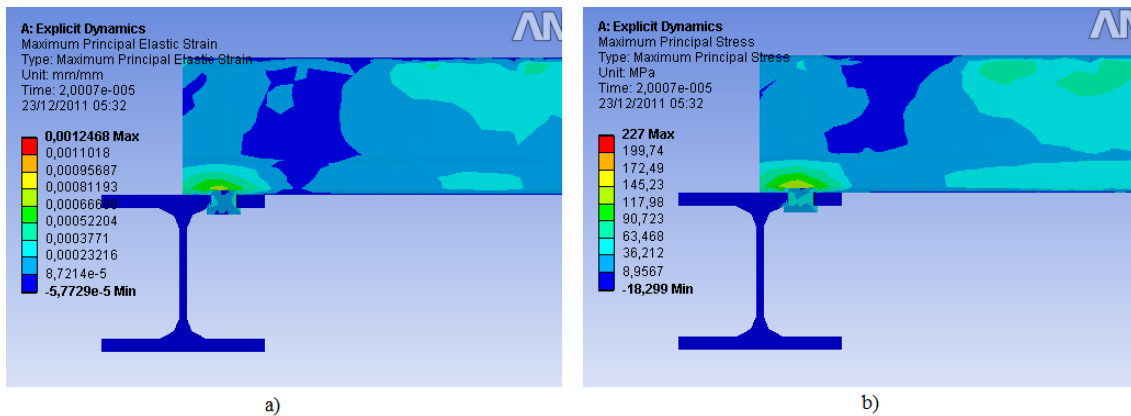


Figura 30: risultati delle simulazioni, singola nervatura con pressione verso l'alto (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.

5.2.4 SIMULAZIONI ESEGUITE SU UN QUARTO DEL PROFILO FI 85/280

Ulteriori simulazioni hanno riguardato il comportamento di un intero pannello di lamiera grecata FI 85/280 in semplice appoggio. Data la simmetria del modello, è stato studiato unicamente un quarto di pannello, in questo modo è stato possibile effettuare delle prove meno onerose dal punto di vista computazionale ma comunque valide dal punto di vista strutturale. Infatti, proprio per la simmetria del problema, i risultati ottenuti si possono estendere all'intero pannello. Per avere però delle condizioni di continuità su tutto il pannello, sono stati imposti dei nuovi vincoli a questo modello (figura 31). In particolare sulla sezione libera lungo l'asse x sono stati bloccati gli spostamenti in direzione z e viceversa sulla sezione libera lungo l'asse z sono stati bloccati gli spostamenti in direzione x ed infine, per entrambe le parti, sono state bloccate tutte le possibili rotazioni (parti evidenziate in figura 31b). Ovviamente, come nei casi precedenti, il montante su cui appoggia il pannello è stato vincolato a terra:

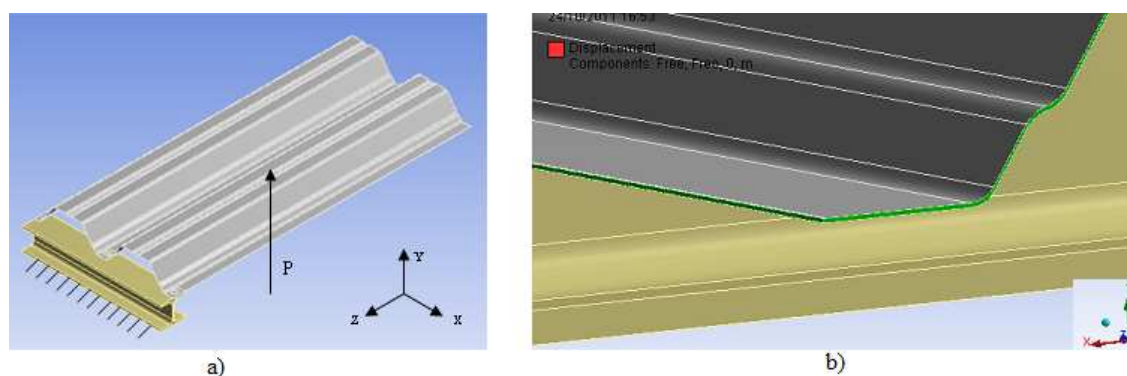


Figura 31: schema un quarto di pannello con pressione verso l'alto: a) schema generale, b) dettaglio vincoli.

con:

$$P = 9,4\text{MPa}$$

Sollecitando quindi il profilo con quel valore di carico posto in direzione normale ed inserendo i vincoli nel modo opportuno sulla lamiera e sul montante, la simulazione ha restituito i seguenti risultati:

$$\delta = 0,52\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,004\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 272,63\text{MPa}$$

Come nel caso della singola nervatura, anche in questo caso non si arriva ad elevati valori di inflessione della lamiera ed anche in questa circostanza le maggiori deformazioni si palesano proprio nella zona dei connettori a cui corrisponde la relativa distorsione dei fori (figura 32).

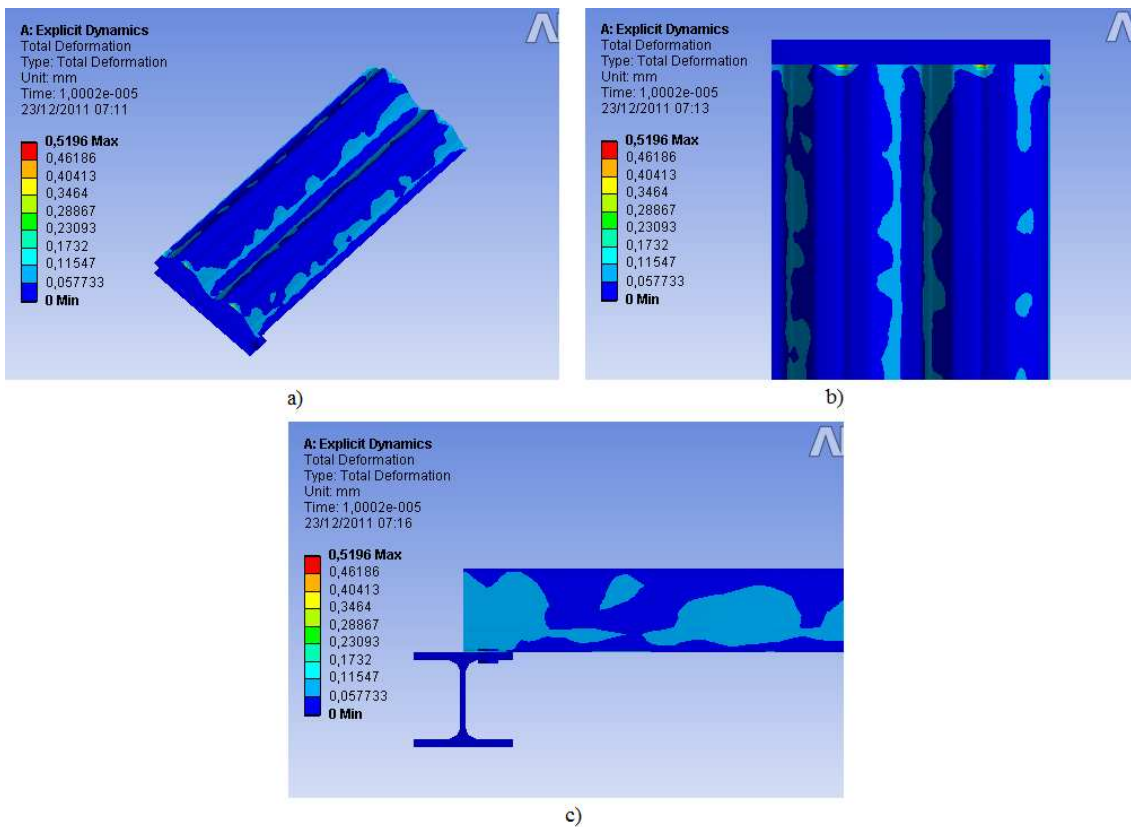


Figura 32: risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con pressione verso l'alto (spostamenti): a) vista globale, b) vista dall'alto, c) vista laterale.

In figura 33 viene invece mostrato nel dettaglio il comportamento dei connettori nei casi di deformazione e sforzo massimi principali. Come si può notare, anche in questo

caso è presente una forte concentrazione, su tutto il corpo del connettore, sia delle deformazioni che delle tensioni.

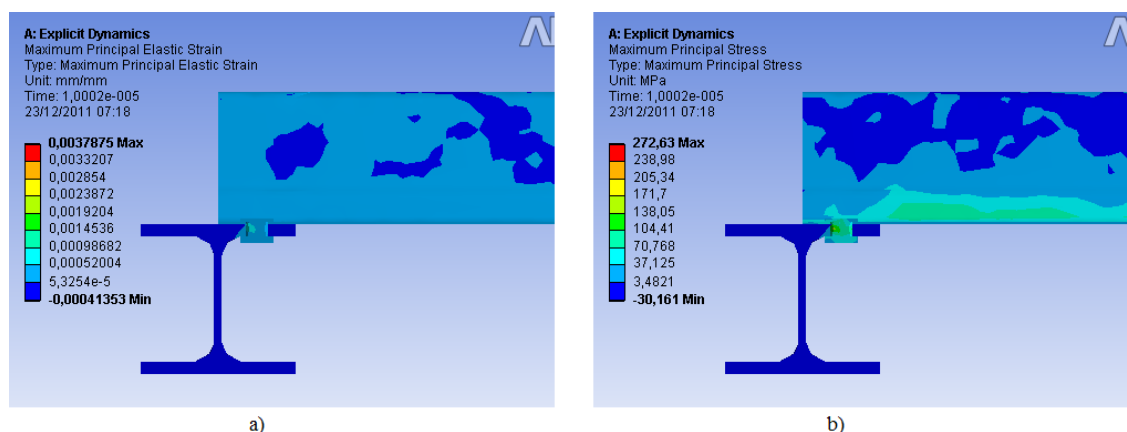


Figura 33: risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con pressione verso l’alto (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.

5.3 CONFRONTO TRA SIMULAZIONI STATICHE E DINAMICHE

Tutte le simulazioni descritte fin ora sono state eseguite utilizzando un’analisi di tipo “Explicit Dynamics” cioè utilizzando dei carichi dinamici. Poiché nelle prove reali, come già descritto nei capitoli precedenti, si vogliono applicare dei carichi statici (meno onerosi e più semplici da applicare) è stato necessario eseguire delle simulazioni numeriche utilizzando anche un’analisi di tipo “Static Structural” in modo tale da poter confrontare i valori ottenuti in entrambi i casi.

Nello specifico, è stato realizzato un primo confronto tra simulazioni eseguite con elementi “shell” e quelle effettuate con elementi “solid” in modo da poter comprendere meglio in quale dei due casi i risultati ottenuti fossero più simili a quelli teorici e, in quale dei due casi, le tempistiche delle simulazioni potessero essere inferiori. In particolare per poter fare questo confronto inizialmente è stato preso in esame un modello molto semplice cioè la trave appoggiata e caricata con un carico distribuito lungo tutta la sua lunghezza (figura 34).

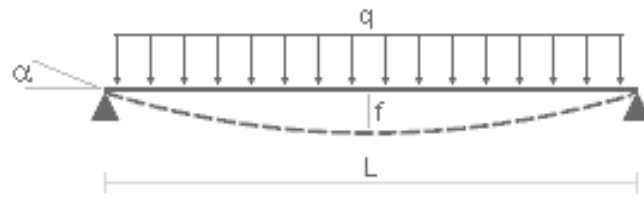


Figura 34: trave appoggiata caricata con un carico distribuito q.

con:

$$q = 3 \cdot 10^3 \text{ kN/mm}$$

$$L = 1000 \text{ mm}$$

Ricordando che dalla teoria la freccia e quindi l'inflexione della trave è possibile ricavarla dalla seguente formula:

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (1)$$

con E modulo elastico dell'acciaio pari a 200000MPa e I momento d'inerzia della trave pari nel caso in esame a 8333mm⁴. In particolare il momento d'inerzia per una trave avente una sezione rettangolare (figura 35) si calcola nel seguente modo:

$$I = \frac{A \cdot B^3}{3} \quad (2)$$

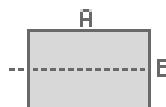


Figura 35: sezione trave rettangolare.

con:

$$A = 100\text{mm}$$

$$B = 10\text{mm}$$

Sostituendo dunque i valori numerici nella (1) si ottiene una freccia pari a 23,438mm. Dalla teoria è possibile calcolare anche lo sforzo massimo principale σ e la deformazione ε :

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (3)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4)$$

con:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (\text{momento flettente massimo}) \quad (5)$$

$$W = \frac{I}{z} \quad (\text{modulo di resistenza}) \quad (6)$$

dove:

$$z = 5\text{mm} \quad (\text{distanza massima dall'asse neutro})$$

Nello specifico sostituendo i valori numerici nella (3) e nella (4) si ottiene uno sforzo σ pari a 225MPa ed una deformazione ε pari a 0,001125mm/mm.

5.3.1 SIMULAZIONI STATICHE

Dopo aver ottenuto i valori numerici teorici, è stata effettuata la simulazione numerica nel programma eseguendo un'analisi di tipo "Static Structural". Nel caso dell'utilizzo di elementi "shell" è stato realizzato l'intero modello (figura 36) e in particolare, nella sezione Geometry appartenente all'albero dell'unità Model, è stato inserito il valore di spessore pari a 10mm necessario per poter avviare la simulazione.

Quindi, inserendo il valore della forza agente e soprattutto vincolando il modello alle due estremità come mostrato in precedenza nello schema di figura 34, con delle tempistiche molto brevi (dell'ordine dei minuti) sono stati ottenuti i seguenti risultati:

$$\delta = 23,477\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,00112\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 225,16\text{MPa}$$

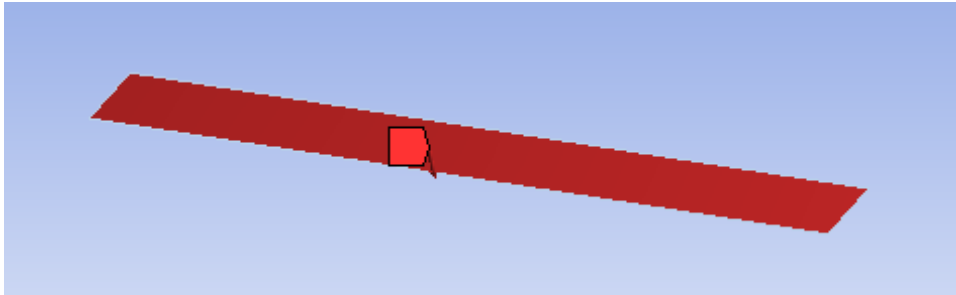


Figura 36: modello trave rettangolare realizzato con elementi “shell”.

Dai risultati ottenuti e osservando la figura 37, si può notare come in questo caso la flessione subita dalla trave sia sostanzialmente uguale a quella teorica con un errore percentuale di circa lo 0,17%. Ciò significa che gli elementi “shell”, nonostante prendano in considerazione un unico elemento della mesh nello spessore, che comporterebbe una scarsa precisione nella discretizzazione del modello, danno comunque dei risultati molto simili a quelli reali. Nello specifico gli errori percentuali che caratterizzano le deformazioni e gli sforzi della simulazione rispetto a quelli teorici sono dell'ordine rispettivamente dello 0,05% e dello 0,07%, quindi, considerando anche quello che caratterizza la deflessione definito in precedenza, possono essere considerati degli errori molto piccoli.

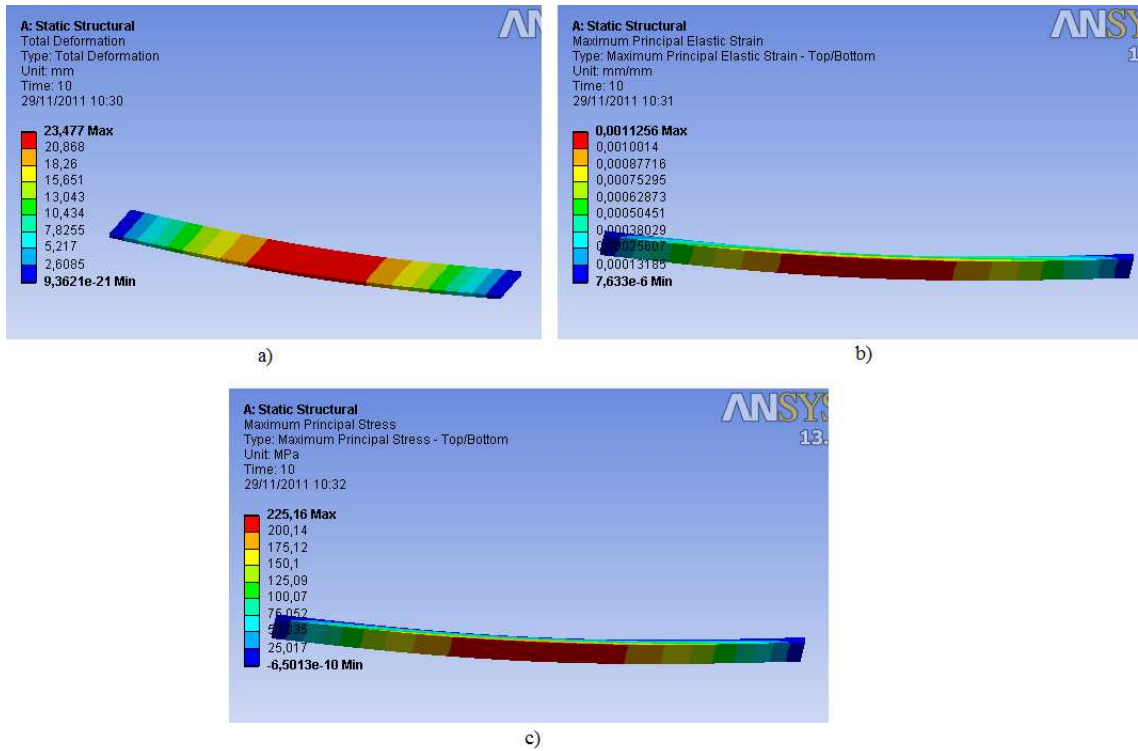


Figura 37: risultati delle simulazioni in “Static Structural” per la trave rettangolare realizzata con elementi “shell”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Nel caso invece dell’utilizzo di elementi “solid”, a causa delle tempistiche di calcolo troppo elevate, non è stato possibile considerare l’intero modello ma è stata rappresentata solamente un quarto dell’intera trave (figura 38).

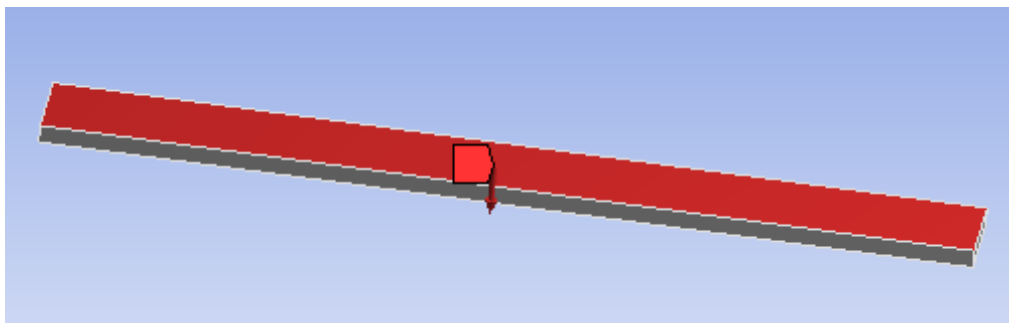


Figura 38: modello trave rettangolare realizzato con elementi “solid”.

Ovviamente, come nei casi già visti in precedenza, per poter simulare solamente un quarto dell'intero modello sono stati utilizzati degli appositi vincoli che tenessero in considerazione la "continuità" della trave e il valore del carico distribuito è stato ridotto alla sua quarta parte.

In questo caso i risultati ricavati dalla simulazione hanno richiesto delle tempistiche molto più lunghe nonostante la semplificazione del modello (dell'ordine delle decine di minuti) e sono stati i seguenti:

$$\delta = 23,478\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,00112\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 225,17\text{MPa}$$

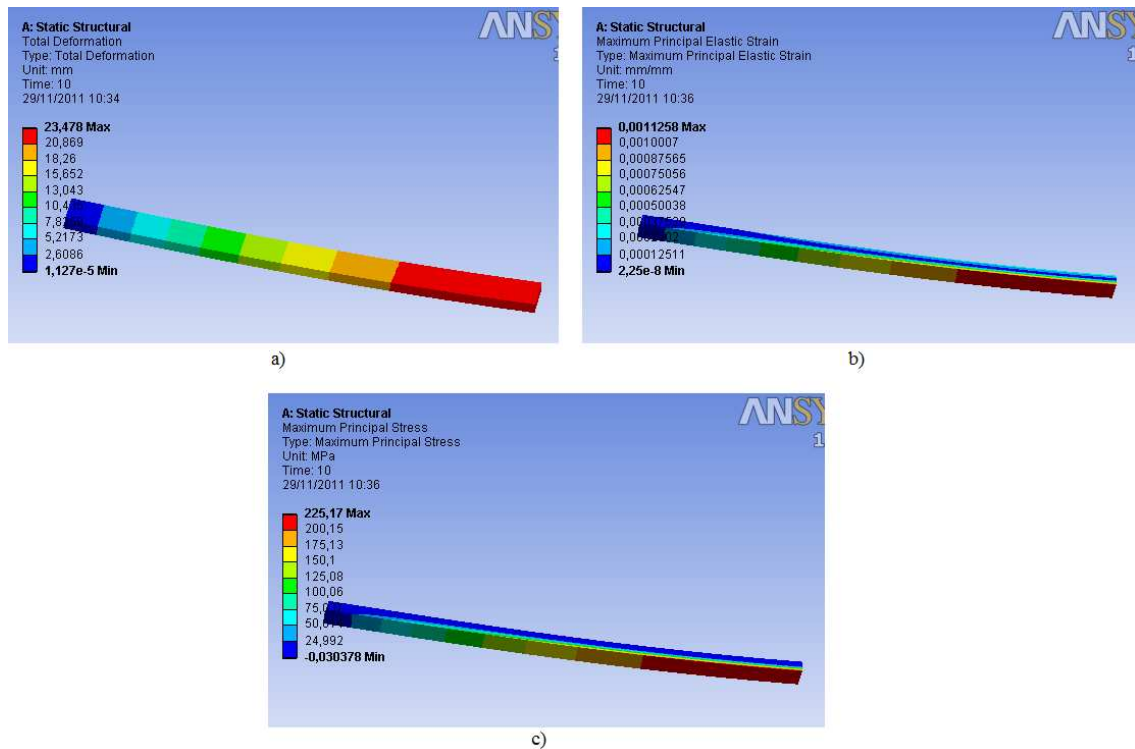


Figura 39: risultati delle simulazioni in "Static Structural" per la trave rettangolare realizzata con elementi "solid": a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Sostanzialmente, i valori numerici dei risultati di questa simulazione (figura 39) sono praticamente gli stessi sia per quanto riguarda i valori teorici sia per quelli ottenuti dalla simulazione eseguita con gli elementi "shell". In questo caso però la mesh è stata

realizzata inserendo 6 elementi nello spessore che dovrebbero garantire una buona discretizzazione del modello. Avendo ottenuto gli stessi valori del caso precedente, ovviamente anche gli errori percentuali saranno gli stessi visti in precedenza. La differenza sostanziale sta però proprio nelle tempistiche di elaborazione dei dati nelle due diverse simulazioni. Per questo è possibile giungere alla conclusione che, nel caso di un'analisi statica, sia molto più conveniente effettuare delle simulazioni con elementi "shell" che, nonostante la scarsa discretizzazione del modello, restituiscono dei valori molto prossimi a quelli reali con delle tempistiche di calcolo decisamente inferiori rispetto a quelle ottenute utilizzando elementi "solid".

5.3.2 SIMULAZIONI DINAMICHE

Le stesse simulazioni sono state poi eseguite utilizzando l'analisi di tipo "Explicit Dynamics", per poter comprendere meglio le differenze che intercorrono con l'analisi di tipo "Static Structural" appena trattata.

Nel caso dell'utilizzo degli elementi "shell" sono stati effettuati gli stessi passaggi descritti nel caso dell'analisi statica. In particolare è stato inserito sempre uno spessore di 10mm, è stato applicato un carico distribuito di $3 \cdot 10^3 \text{ kN/mm}$ e sono state vincolate le due estremità della trave. Anche in questo caso i risultati sono stati ottenuti con delle tempistiche molto brevi, equiparabili a quelle dell'analisi statica, e sono stati i seguenti:

$$\delta = 23,349\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,00086\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 172,62\text{MPa}$$

Dai risultati ottenuti, mostrati anche in figura 40, è possibile notare come rimanga ancora piuttosto basso l'errore percentuale tra la flessione teorica e quella calcolata dalla simulazione (circa lo 0,38%) mentre per le deformazioni e gli sforzi risulta molto più elevata la differenza con i valori teorici (nel primo caso è del 23,21% nel secondo caso è del 23,28%).

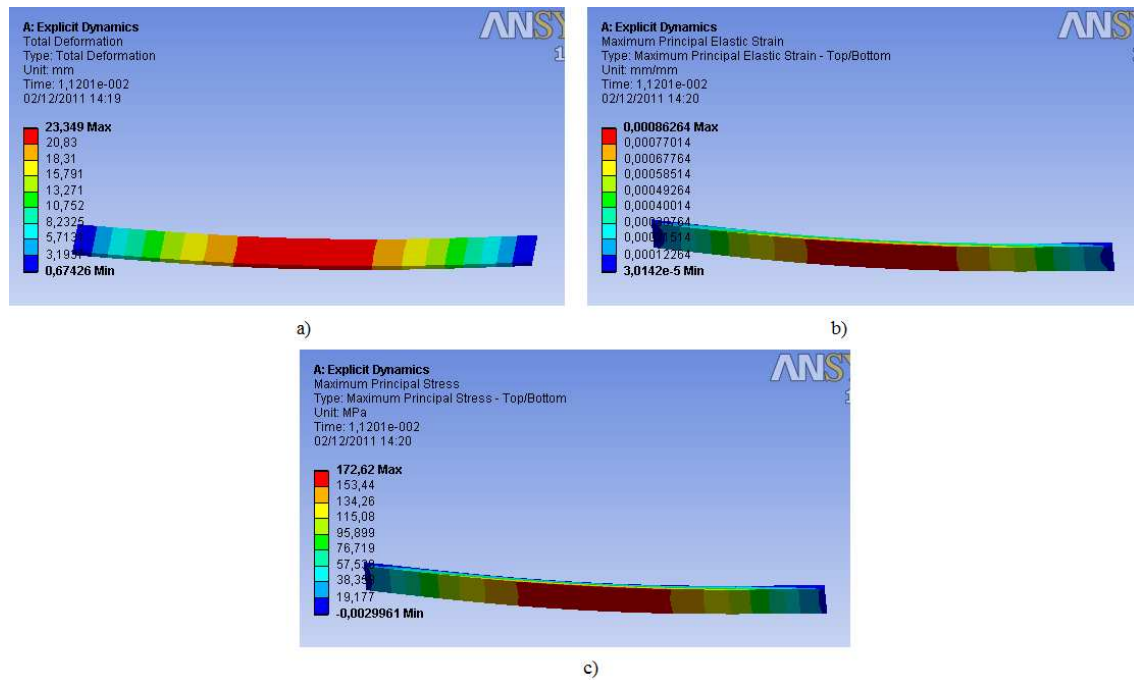


Figura 40: risultati delle simulazioni in “Explicit Dynamics” per la trave rettangolare realizzata con elementi “shell”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Utilizzando gli elementi “solid”, sempre per motivi di tempistiche troppo elevate, è stato utilizzato solamente un quarto dell’intero modello e, come nel caso dell’analisi statica, sono stati introdotti gli appositi vincoli per poter conservare la continuità della trave.

Ovviamente anche in questo tipo di simulazione, nonostante la riduzione del modello, le tempistiche per ottenere dei risultati sono state comunque maggiori rispetto all’utilizzo di elementi “shell” (dell’ordine delle decine di minuti). In particolare, considerando in questo caso un carico distribuito di 750kN/mm cioè la quarta parte del carico distribuito totale, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

$$\delta = 23,421\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,00161\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 369,83\text{MPa}$$

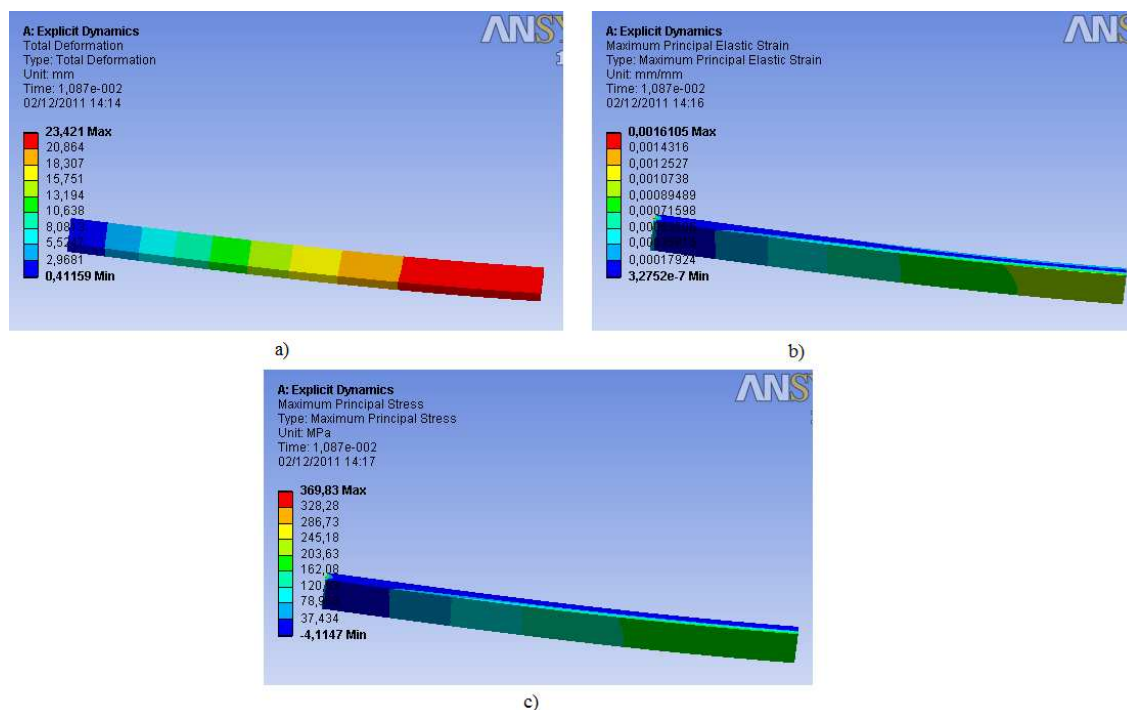


Figura 41: risultati delle simulazioni in “Explicit Dynamics” per la trave rettangolare realizzata con elementi “solid”: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

In questo caso, i risultati ottenuti, mostrati anche in figura 41, indicano come ci sia ancora un minimo errore percentuale tra la flessione teorica e quella ottenuta dalla simulazione (circa lo 0,07%) mentre per quanto riguarda le deformazioni e gli sforzi massimi gli errori percentuali presentano dei valori molto alti rispettivamente del 43% e del 64%. Per questi ultimi però, osservando con più attenzione le zone di interesse, è possibile notare che i valori di deformazione e sforzo seppur non massimi siano invece molto vicini a quelli teorici. In particolare il valore di interesse per quanto riguarda le deformazioni è di 0,00116mm/mm, che rappresenta il valore medio ottenuto dal valore massimo e minimo del “range” di appartenenza (da 0,00107 a 0,00125mm/mm) e che restituisce un errore percentuale rispetto al valore teorico di circa il 3,84%. Mentre, per quanto riguarda gli sforzi il valore di interesse è di 224,41MPa anch’esso ottenuto dalla media dei due valori massimo e minimo del “range” di appartenenza (da 203,63 a 245,18MPa) e che, rispetto al valore teorico, porta ad un errore percentuale di circa lo 0,27%. Questi ultimi sono dei valori numerici più accettabili rispetto ai precedenti, anche se risultano comunque elevati se paragonati agli errori percentuali che sono stati ottenuti utilizzando la simulazione statica.

5.3.3 RISULTATI OTTENUTI DALLE DUE TIPOLOGIE DI SIMULAZIONE

Quindi grazie all'utilizzo di questo semplice modello, la trave appoggiata e caricata uniformemente, e conoscendone il comportamento a livello teorico è stato possibile effettuare un confronto più diretto tra le due tipologie di simulazione "Static Structural" (statica) ed "Explicit Dynamics" (dinamica) ottenendo i risultati mostrati in tabella 5:

	Static Structural		Explicit Dynamics	
	Elementi "shell"	Elementi "solid"	Elementi "shell"	Elementi "solid"
Spostamenti	0,17%	0,17%	-0,38% ³	-0,07%
Deformazioni	0,05%	0,05%	-23,21%	3,84%
Sforzi	0,07%	0,07%	-23,38%	-0,27%

Tabella 5: errori percentuali rispetto ai valori teorici di spostamenti deformazioni e sforzi nel caso di analisi statiche e dinamiche con l'utilizzo di elementi "shell" e "solid".

Da questa tabella si può dunque notare come la simulazione peggiore sia stata ottenuta con un'analisi dinamica ed utilizzando degli elementi "shell" in particolar modo per deformazioni e sforzi, sempre in questo tipo di analisi ma utilizzando degli elementi "solid", sono stati ottenuti degli errori percentuali inferiori ma comunque ancora di carattere rilevante rispetto a quelli ottenuti nell'analisi statica. Utilizzando invece l'analisi statica, sia realizzando il modello con elementi "shell" sia con elementi "solid", sono stati ricavati degli errori percentuali molto ridotti e, nello specifico, per le due diverse tipologie di elementi sono stati ottenuti gli stessi errori rispetto ai valori teorici. In questo caso però, la discriminante è stata il tempo di risoluzione della simulazione che con la prima tipologia di elementi è risultata decisamente più rapida rispetto all'utilizzo degli elementi "solid".

Da queste considerazioni è possibile affermare che simulazioni più aderenti alla realtà possono essere ottenute utilizzando delle analisi statiche. Per questo motivo sono state eseguite anche delle simulazioni statiche su un quarto del profilo FI 85/280.

³ Il segno negativo sta ad indicare che il valore ricavato dalle simulazioni è inferiore rispetto a quello teorico.

5.4 SIMULAZIONI STATICHE SUL PANNELLO FI 85/280

Come già descritto in precedenza, poiché le simulazioni statiche hanno restituito i valori numerici migliori rispetto ai valori teorici e anche per i motivi descritti nel paragrafo precedente, sono state simulate delle prove statiche sul pannello con profilo FI 85/280. In particolare, anche in questo caso è stato effettuato un confronto tra il pannello realizzato con elementi “shell” e quello con elementi “solid”. Nello specifico, nel caso dell’utilizzo degli elementi “shell” la simulazione è stata eseguita sull’intero pannello (figura 42). Mentre nel caso degli elementi “solid”, sempre per motivi di gravosità e di tempistiche nell’esecuzione della risoluzione del problema, sono state simulate delle prove unicamente considerando un quarto dell’intero pannello (figura 43) che ovviamente è stato opportunamente vincolato per rispettare le condizioni di continuità come nei casi trattati in precedenza (vedi figura 31).

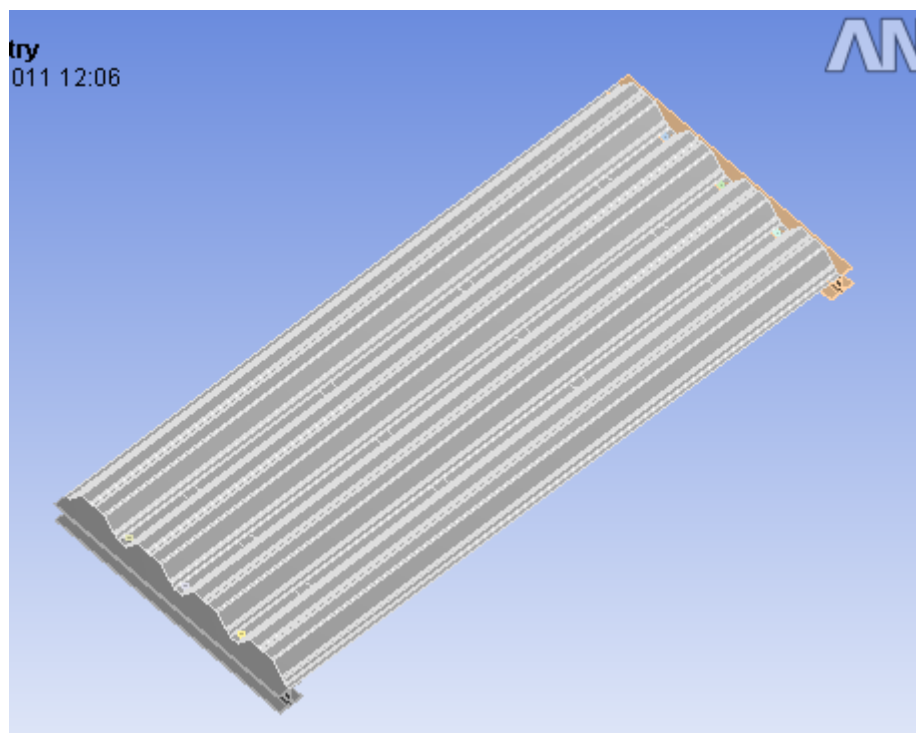


Figura 42: profilo FI 85/280 realizzato con elementi “shell”.

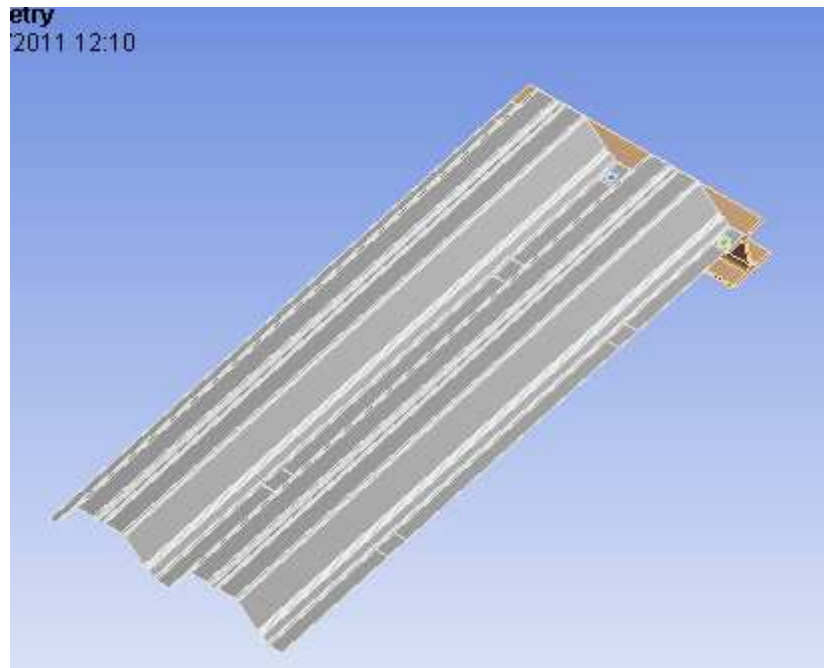


Figura 43: profilo FI 85/280 (un quarto delle dimensioni totali) realizzato con elementi “solid.

Per poter inserire il valore di carico, che porti al collasso l'intera struttura, sono state utilizzate le tabelle fornite dai partner tedeschi riguardanti le caratteristiche del profilo FI 85/280 (allegato A). Nello specifico, sapendo che il carico di rottura della struttura è pari a 390MPa, per poter ottenere il carico distribuito da applicare alla struttura stessa e portarla al collasso sono state utilizzate l'inverso delle formule (3) e (5) mostrate nel paragrafo precedente. In particolare sono stati presi in considerazione i valori mostrati nella tabella 6.

Spessore lamiera t [mm]	Momento d'inerzia I [cm ⁴ /m]	Distanza dall'asse neutro z [cm]
1	130	3,2

Tabella 6: valori considerati per il calcolo del carico da applicare al profilo.

Quindi dal punto di vista algebrico il carico distribuito è stato ottenuto nel seguente modo:

$$I = 130 \text{ cm}^4 / \text{m} \cdot 1,12 \text{ m} = 145 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I}{z} = \frac{145 \text{ cm}^4}{3,2 \text{ cm}} = 45,3 \text{ cm}^3 = 45,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M = \sigma \cdot W = 390 \text{ N/mm}^2 \cdot 45,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 17,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$q = 8 \frac{M}{L^2} = 8 \frac{17,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{(2500)^2 \text{ mm}^2} = 22,6 \text{ N/mm}$$

5.4.1 SIMULAZIONI SUL PANNELLO REALIZZATO CON ELEMENTI “SHELL”

Per quanto riguarda la simulazione effettuata nel caso del pannello realizzato con elementi “shell”, il carico è stato applicato su delle impronte di area 50x50mm. In particolare le forze sono state posizionate come è stato indicato nel documento ETAG 016 che fornisce le linee guida sia per i supporti che per i carichi da applicare a pannelli come quello preso in esame (allegato B). Nello specifico, questo documento prevede l’applicazione del carico su quattro linee per ogni campata disposte come in figura 44.

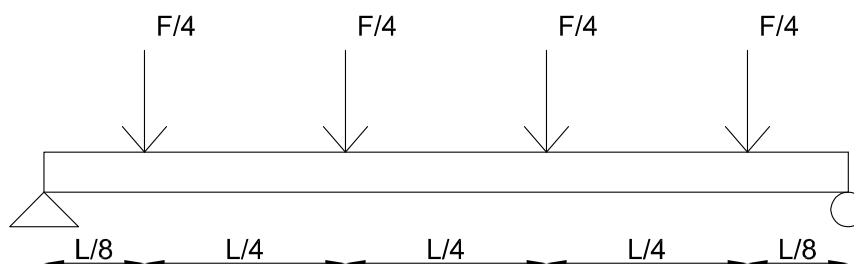


Figura 44: schema di carico secondo ETAG 016 sull'intero pannello.

Quindi dopo aver vincolato a terra i due montanti su cui poggia l'intera struttura, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

$$\delta = 106,1\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,0016\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 335,97\text{MPa}$$

Come era lecito aspettarsi dal modo in cui è stato caricato l'intero modello, la flessione massima si presenta ovviamente al centro del pannello stesso (figura 45).

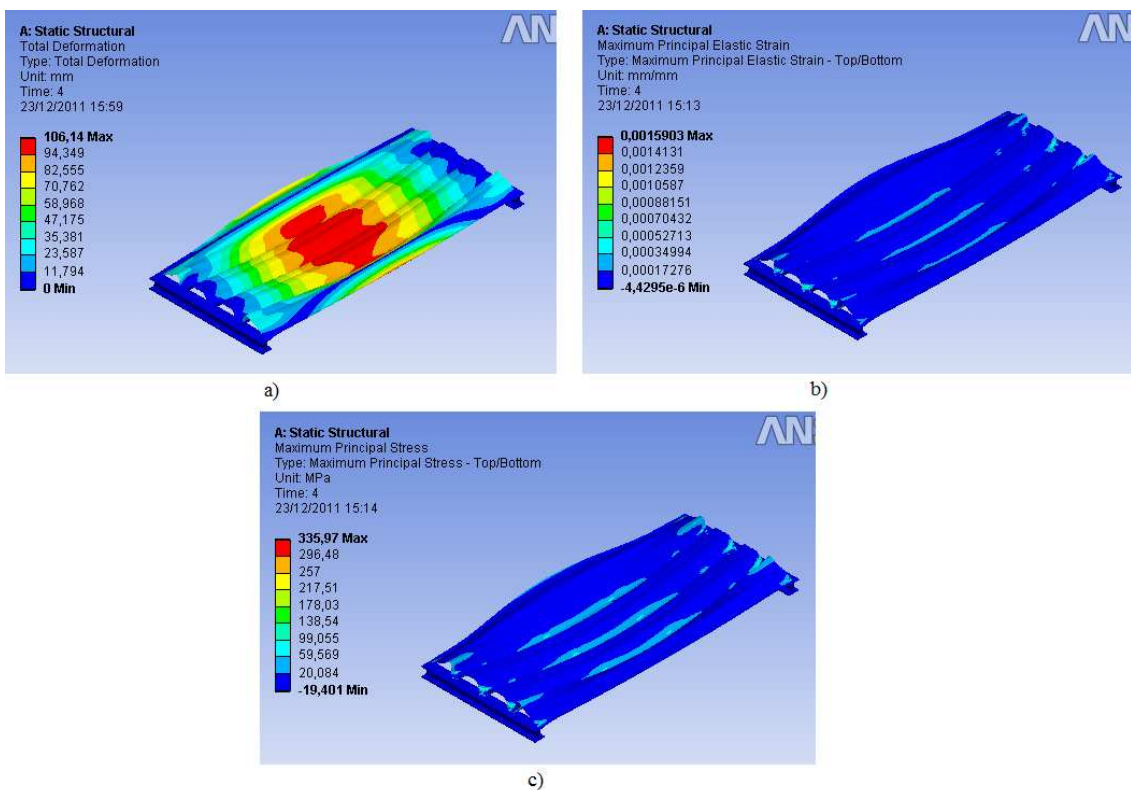


Figura 45: risultati delle simulazioni, pannello totale con schema di carico secondo ETAG 016: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

Per quanto riguarda le deformazioni e gli sforzi principali massimi, come mostrato dalla vista in sezione di figura 46, si riscontrano delle forti concentrazioni nelle zone dei connettori. Anche questo comportamento poteva essere facilmente prevedibile poiché ricalca i risultati delle simulazioni dinamiche svolte sul profilo FI 85/280 e descritte nei paragrafi precedenti.

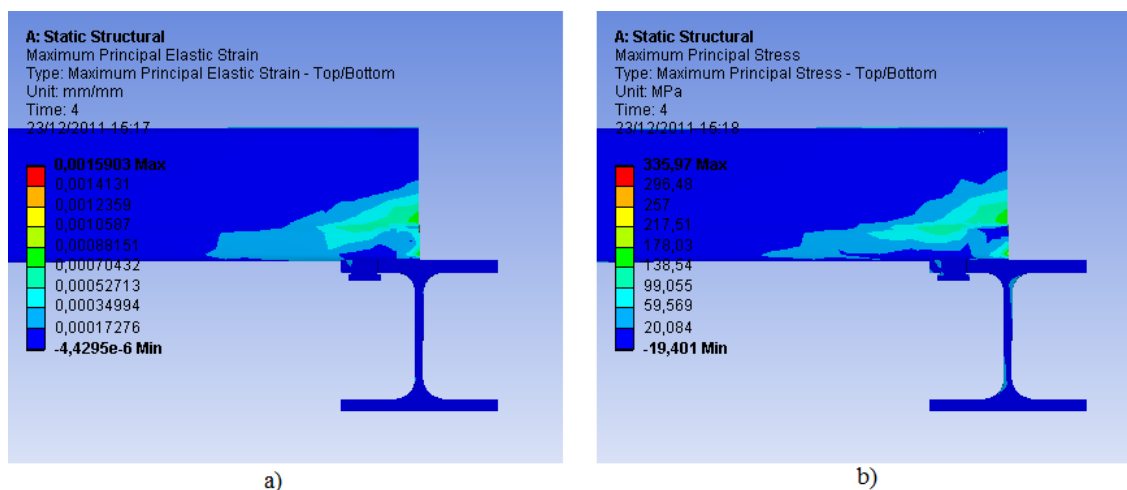


Figura 46: risultati delle simulazioni, pannello totale con schema di carico secondo ETAG 016 (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.

Questi risultati sono stati ottenuti anche dalle simulazioni eseguite dal CPR di Pisa e, in particolare, sono state confrontate con quelle ottenute realizzando la simulazione su un quarto del profilo totale con elementi “solid”.

5.4.2 SIMULAZIONI SUL PANNELLO REALIZZATO CON ELEMENTI “SOLID”

Anche nel caso della simulazione effettuata sul pannello realizzato con elementi “solid”, il carico è stato applicato su delle impronte 50x50mm e, come nel caso degli elementi “shell”, le forze sono state applicate seguendo sempre lo schema mostrato nel documento ETAG 016. In questo caso però, avendo preso in considerazione unicamente un quarto dell'intero pannello sono state considerate solamente due linee di forze disposte come in figura 47.

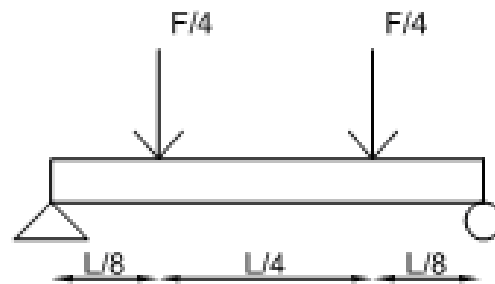


Figura 47: applicazione dei carichi su un quarto di pannello.

Nello specifico, dopo aver opportunamente vincolato il pannello e il montante su cui poggia, sono stati ottenuti i seguenti risultati di spostamento, deformazione e sforzo massimi:

$$\delta = 104,16\text{mm}$$

$$\varepsilon = 0,0015\text{mm/mm}$$

$$\sigma = 321,63\text{MPa}$$

Come mostrato dai valori numerici ed in figura 48, i risultati ottenuti sono del tutto analoghi a quelli calcolati nel caso del profilo completo realizzato con elementi “shell”. In particolare, anche in questo caso lo spostamento massimo si evidenzia nella zona che corrisponde alla parte centrale del profilo.

Nel caso di deformazioni e sforzi massimi principali, così come descritto in precedenza, si ottengono le quantità massime ancora una volta in prossimità dei vincoli. In particolare, come viene evidenziato dalla vista in sezione di figura 49, è proprio nella zona dei connettori che si hanno le concentrazioni massime delle deformazioni e degli sforzi.

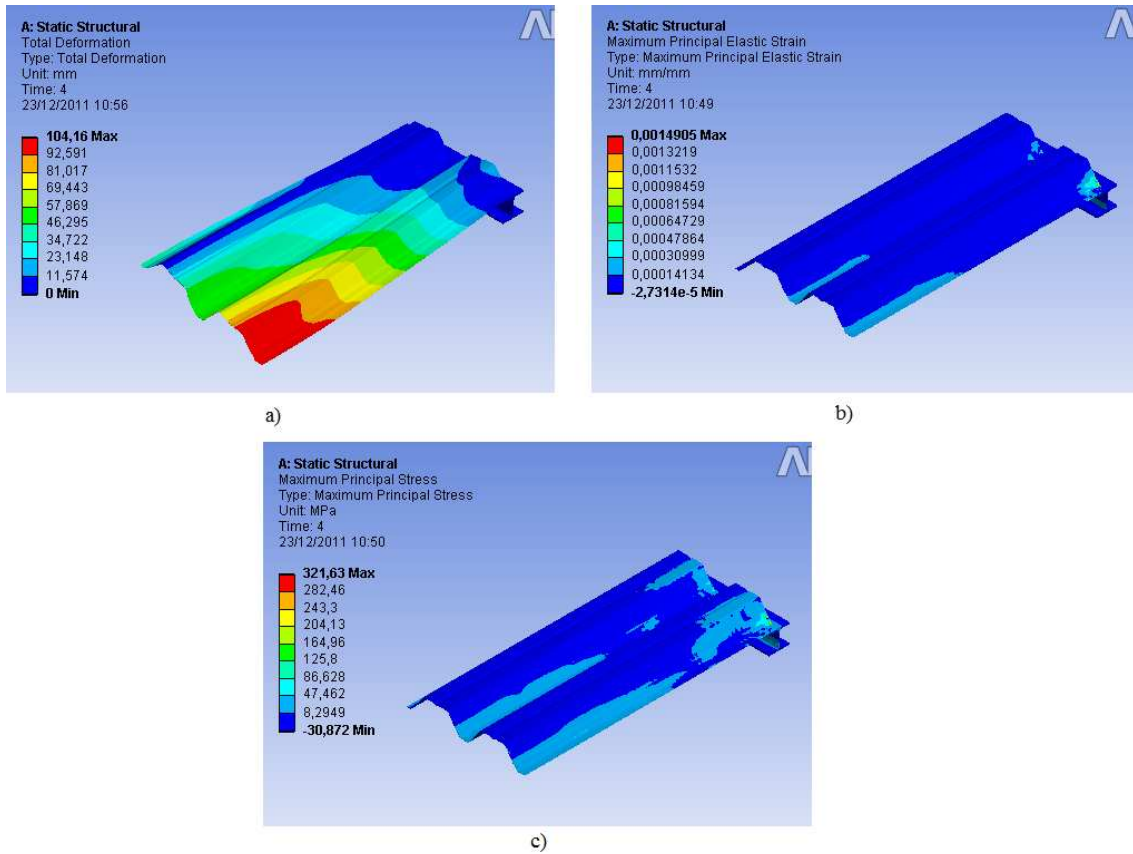


Figura 48: risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con schema di carico secondo ETAG 016: a) spostamenti, b) deformazioni, c) sforzi.

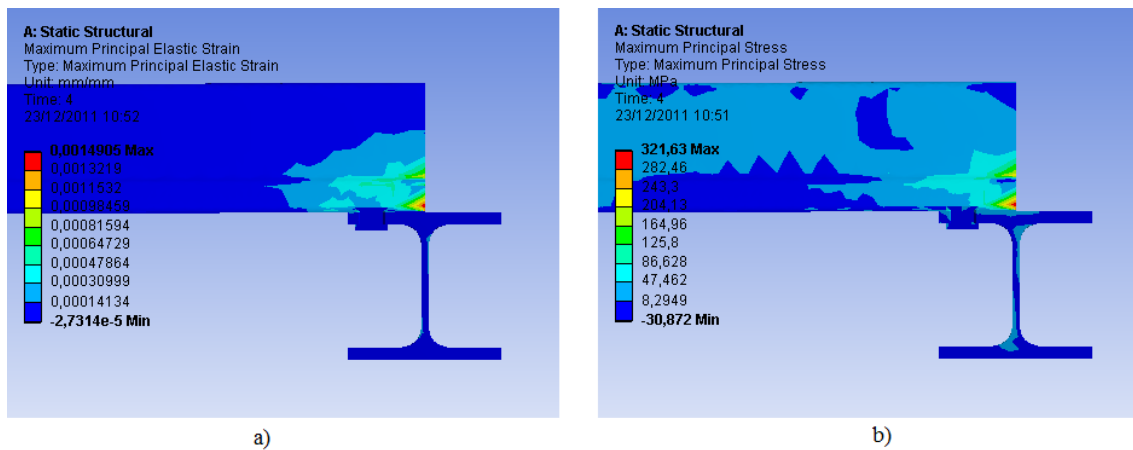


Figura 49: risultati delle simulazioni, un quarto di pannello con schema di carico secondo ETAG 016 (vista in sezione): a) deformazioni, b) sforzi.

CAPITOLO 6

RISULTATI E SVILUPPI FUTURI

6.1 RISULTATI OTTENUTI

Tutte le simulazioni eseguite nel capitolo precedente hanno avuto un duplice scopo: il primo è stato quello di poter conoscere e sfruttare al meglio tutte le caratteristiche e potenzialità del programma ANSYS, mentre il secondo, più importante dal punto di vista pratico, è stato quello di poter capire i diversi comportamenti e le differenti risposte che possono essere ottenute sottoponendo le varie parti del modello (connettori, pannelli e montanti) preso in esame a differenti carichi agenti. Proprio in questo ambito, sono state dapprima eseguite delle simulazioni unicamente su delle parti specifiche del modello, come ad esempio i connettori, andando a comprendere il loro comportamento sotto determinati carichi (di taglio e di trazione) che tipicamente si possono avere durante degli scoppi o delle esplosioni. Successivamente le simulazioni sono state estese all'intero modello, comprensivo sia dei connettori sia del pannello, in modo tale da poter giungere a dei risultati utili per le future prove sperimentali.

Nello specifico, i risultati ottenuti dalle ultime simulazioni hanno consentito di capire che tipo di carico utilizzare per le prove sperimentali statiche e soprattutto quale tipo di risposta ci si possa aspettare dal modello preso in esame. In particolare, sottoponendo il pannello ad un carico distribuito di intensità crescente, fino a giungere al collasso della lamiera, e agente su delle impronte di area 50x50mm poste su quattro linee per ogni campata, si ottiene un'inflexione del pannello di circa 105mm e si riscontrano delle forti concentrazioni delle tensioni e delle deformazioni proprio in prossimità dei connettori del valore rispettivamente di circa 325MPa e di circa 0,0015mm/mm.

6.2 SVILUPPI E PROSPETTIVE FUTURE

Di seguito verranno riportati unicamente gli sviluppi futuri riguardanti le fasi di lavoro che verranno svolte dal CPR in collaborazione con il Politecnico di Milano (FL3, FL5) ed alcuni cenni sulla fase di lavoro 7 che costituisce la parte fondamentale di questa sperimentazione. In particolare la fase di lavoro 3 riguarda l'esecuzione di prove statiche ed esplosive su pannelli di tamponamento e di copertura, in modo da caratterizzarne il comportamento e le prestazioni sotto azioni esplosive e viene supportata dalla fase di lavoro 5 che invece consiste nella realizzazione delle simulazioni numeriche per questo tipo di analisi. Quindi, dopo aver eseguito queste prove statiche ed esplosive sui pannelli, verrà eseguito un confronto con i dati ottenuti dalle simulazioni numeriche. Mentre per quanto riguarda la fase di lavoro 7 si cercherà di eseguire un trasferimento delle già esistenti regole di progettazione sismica alla resistenza alle esplosioni.

6.2.1 FASE DI LAVORO 3

La caratterizzazione del comportamento ad azioni esplosive risulta molto onerosa da analizzare sperimentalmente a causa degli elevati costi di strumentazioni di misura ad alta velocità e soprattutto per la scarsa disponibilità di aree di prova con idonei requisiti di sicurezza. Per questo motivo nel programma di ricerca sono previste prove sia esplosive sia statiche su diverse configurazioni di rivestimento (elementi di tamponamento e copertura). Tra gli scopi della ricerca vi è anche la valutazione della possibilità di sostituzione delle prove esplosive con prove statiche più facili da realizzarsi, meno onerose e più controllabili. I criteri di equivalenza tra prove esplosive e statiche possono riguardare le prestazioni ultime e le modalità di crisi degli elementi di tamponamento e copertura, anche se al riguardo i riferimenti di letteratura sono molto limitati.

6.2.1.1 Schema delle prove statiche sperimentali

La campagna di prove statiche sugli elementi di tamponamento, come già descritto in precedenza, sarà condotta secondo le modalità prescritte nel documento ETAG 016 che prevede l'applicazione del carico su quattro linee per ogni campata come indicato in figura 50, utilizzando appositi dispositivi per evitare collassi localizzati prematuri del pannello.

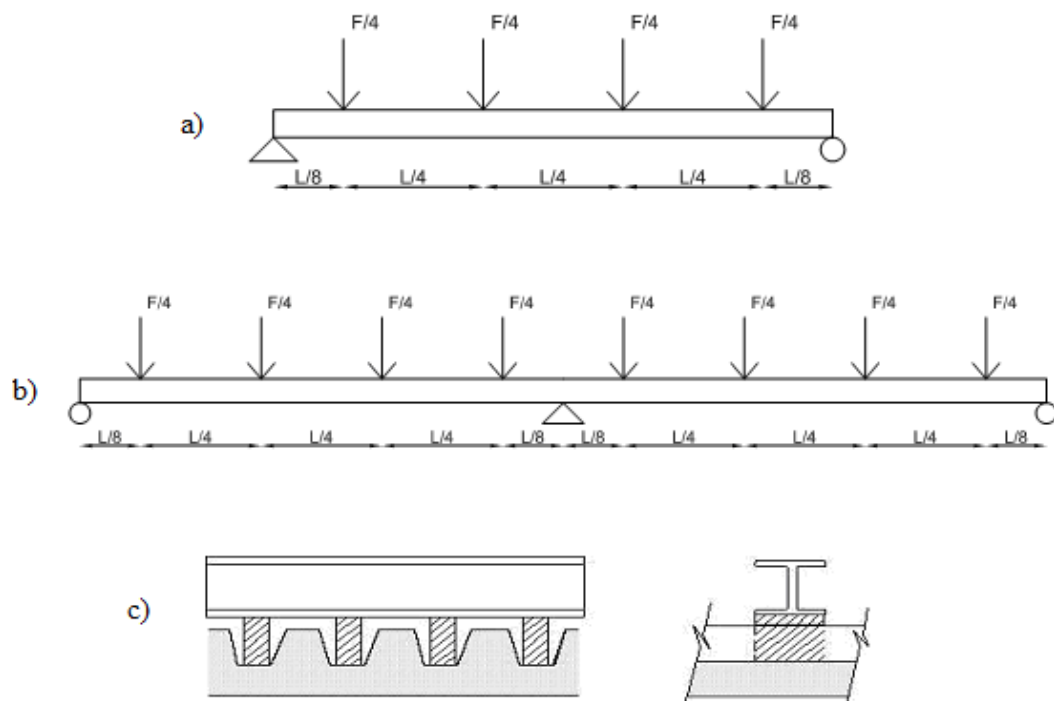


Figura 50: schema di carico secondo ETAG 016: a) singola campata; b) campata multipla; c) dispositivi di applicazione dei carichi.

I provini che saranno analizzati nella campagna sperimentale sono riportati in tabella 7 e consistono in:

- 4 pannelli di lamiera grecata di profilo 85/280 in campata singola e doppia rispettivamente pari a 2500 e 5000mm e spessore pari ad 1mm;

- 4 pannelli formati dal sistema a cassetta 130/600 (profili a C 130/600 di spessore 0,88mm e lamiera grecata 35/207 di spessore 0,75 mm) in campata singola e doppia rispettivamente pari a 2500 e 5000mm.

Quantità	Tipologia	Luce [mm]	Spessore [mm]	Connettore
1	Lamiera grecata 85/280	2500	1	EJOT JZ3-8
1	Lamiera grecata 85/280	2500	1	M12
1	Lamiera grecata 85/280	5000	1	EJOT JZ3-8
1	Lamiera grecata 85/280	5000	1	M12
1	Cassetta 130/600 + 35/207	2500	0,88 + 0,75	EJOT JZ3-8
1	Cassetta 130/600 + 35/207	2500	0,88 + 0,75	M12
1	Cassetta 130/600 + 35/207	5000	0,88 + 0,75	EJOT JZ3-8
1	Cassetta 130/600 + 35/207	5000	0,88 + 0,75	M12

Tabella 7: tipologie di provini.

In figura 51 è riportato lo schema dei sensori di misura da impiegare per i provini di tamponamento realizzati in lamiera grecata 85/280 su campata singola. La strumentazione consiste in 9 trasduttori di spostamento, per la misura degli spostamenti verticali in corrispondenza della mezzeria e dei quarti della campata, e 25 estensimetri per la misura delle deformazioni della lamiera in mezzeria, ai quarti della campata ed in prossimità dei supporti.

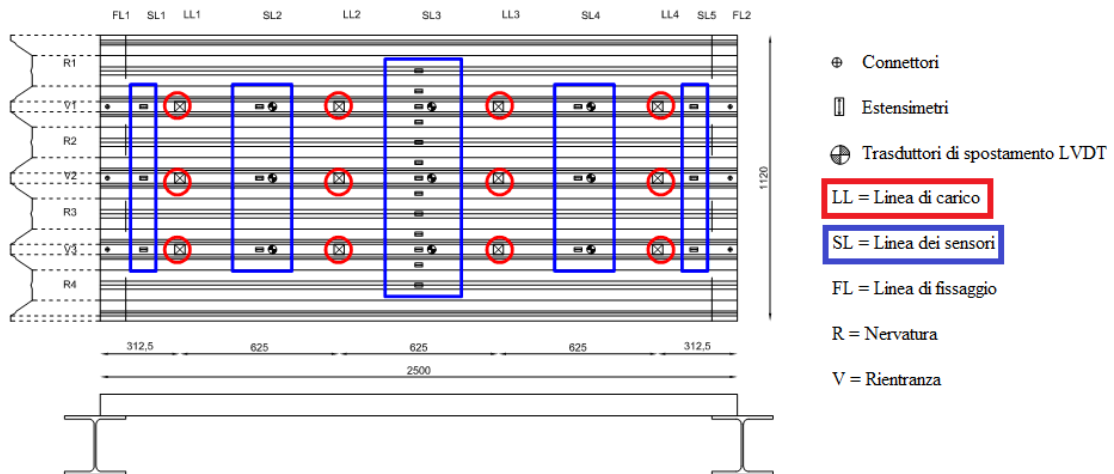


Figura 51: schema dei sensori di misura per il pannello in lamiera grecata 85/280 in campata singola.

In maniera analoga è stato progettato lo schema dei sensori di misura relativo ai provini realizzati con il sistema a cassetta 130/600 (figura 52) che prevede 9 trasduttori di spostamento verticale e 30 estensimetri per la misura delle deformazioni delle lamiere che compongono il sistema a cassetta.

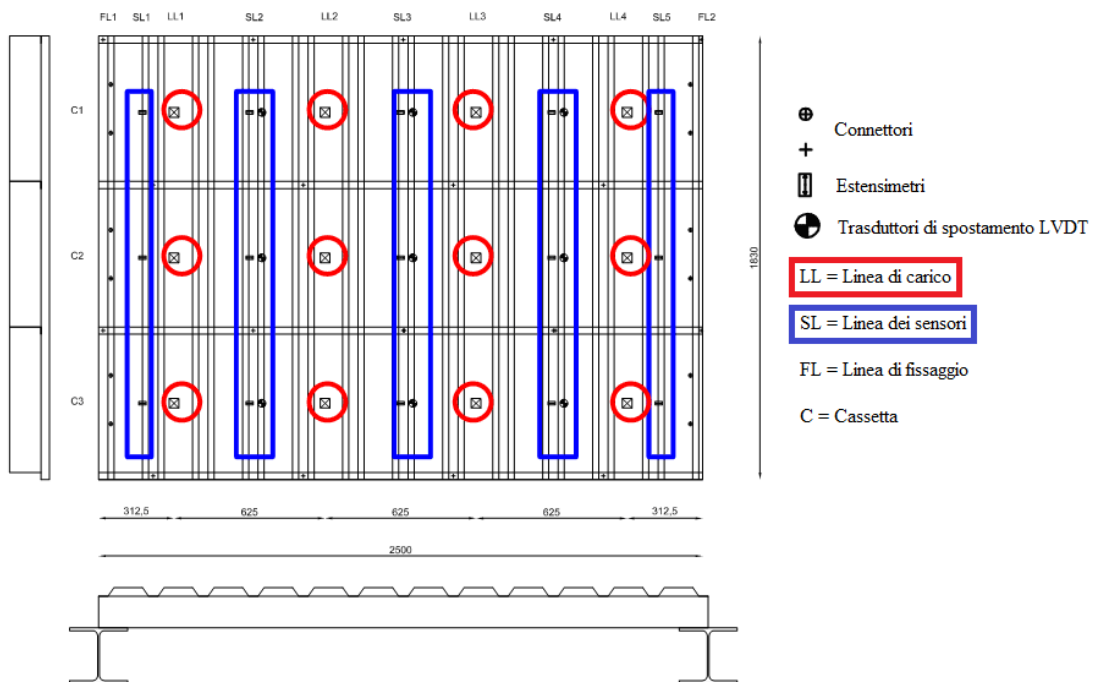


Figura 52: schema dei sensori di misura per il pannello realizzato con il sistema a cassetta 130/600 in campata singola.

6.2.2 FASE DI LAVORO 5

Gli sviluppi futuri di questa fase, prevedono l'esecuzione di nuove simulazioni numeriche. In particolare dovranno essere effettuate le stesse prove descritte nel capitolo 5 ma con tipologie di pannello differente come il sistema a cassetta (o double skin). Quest'ultimo è stato introdotto per migliorare sensibilmente la robustezza della struttura. Infatti, potendo contare su due lamiere ravvicinate, tra le quali è interposto un pannello di isolamento, sarà possibile raddoppiare le caratteristiche di resistenza e duttilità del pannello utilizzato.

Successivamente saranno impostate delle simulazioni che non prevedono più l'utilizzo di pressioni agenti sulle impronte inserite sulla superficie del pannello, ma che simulino delle esplosioni vere e proprie. In questo modo sarà possibile ottenere delle risposte più o meno simili a quello che accade nella realtà prima di effettuare le vere prove sperimentali esplosive.

6.2.3 FASE DI LAVORO 7

I principali obiettivi della fase di lavoro 7 del progetto di ricerca ADBLAST "Trasferimento delle regole di progettazione sismica alla resistenza alle esplosioni", come già descritto nei capitoli precedenti, sono l'identificazione delle attuali regole di progettazione sismica per gli edifici industriali in acciaio applicabili alla progettazione per scoppi o esplosioni e la modifica e l'estensione delle regole di progettazione da strutture duttili a strutture in acciaio soggette a esplosioni interne o esterne (compresa la progettazione di rivestimenti e coperture). Tra i risultati del progetto di ricerca c'è anche una prima bozza di un codice di progettazione strutturale per strutture industriali in acciaio sottoposte ad azioni esplosive.

6.2.3.1 Programma di lavoro

Il programma di lavoro per questa sezione prevede un'analisi iniziale delle attuali regole di progettazione sismica (Eurocodice 8) per quanto riguarda l'applicabilità di una progettazione relativa alla resistenza alle esplosioni sulla base di una risposta strutturale duttile. Successivamente, la seconda operazione è quella di eseguire una modifica ed un'estensione delle regole e dei requisiti concettuali e dettagliati per ottenere un'adeguata risposta strutturale, di duttilità e di dissipazione (sulla struttura principale e sui rivestimenti) a seconda del tipo di azione esplosiva (sorgente, carico esterno o interno), dell'entità di carico di esplosione e delle prestazioni previste e raggiungibili dal meccanismo di ventilazione. In particolare quest'ultima parte verrà intrapresa nella parte finale del progetto (primavera 2013).

BIBLIOGRAFIA

ARTICOLI

1. Agrawal, A.K., Yi, Z. 2009. Blast Load Effects on Highway Bridges. Report of City University of New York.
2. Buncefield Major Incident Investigation Board. The Buncefield Incident 11 December 2005. The final report of the Major Incident Investigation Board. HSE Books, 2006.
3. CEN, European Committee for Standardization. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Community, Brussels, Belgium, 2005.
4. CEN, European Committee for Standardization. EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions, European Community, Brussels, Belgium, 2006.
5. Department of Defense, 2007. Minimum antiterrorism standards for buildings, UFC 4-010-01.
6. Department of Defense, 2008. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, UFC 3-340-02.
7. Department of Defense, 2009. Design of buildings to resist progressive collapse, UFC 4-023-03.
8. Departments of the Army, Navy and Air Force. 1990. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, Army TM 5-1300, Navy NAVFAC P-397, Air Force AFR 88-22, November.
9. Federal Emergency Management Agency (FEMA). World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations. FEMA Report 403, 2002.
10. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2003. Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings, FEMA Report 426, 2003.
11. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2003. Primer for the Design of Commercial Buildings to Resist Terrorist Attacks, FEMA Report 427, 2003.

12. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2003. Primer to Design Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks, FEMA Report 428, 2003.
13. Fisher, J.W.; Struik, J.H.A.: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, 1974.
14. General Services Administration (GSA). GSA Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Expansion Projects, prepared by Applied Research Associates for GSA, Washington, D.C., 2003.
15. Gundel, M., Hoffmeister, B., Schillo, N., (RWTH), Elghazouli, A. Y., (ICST), Lecompte, D., Vantomme, J., (RMA), Nardini, L., Salvatore, W., (CPR), Maljaars, J., Schelland, M., Vrouwenvelder, T., (TNO), Obiala, R., (AMR&D), Bangert, F., Durr, A., Worndle, P., (HTC). 2010. ADBLAST Annual Report.
16. Hamburger, R., Whittaker, A. 2003. Design of steel structures for blast-related progressive collapse resistance, Blast and Progressive Collapse Symposium, December 4-5, 2003, New York.
17. Krauthammer, T. 2003. AISC research on structural steel to resist blast and progressive collapse, Blast and Progressive Collapse Symposium, December 4-5, 2003, New York.
18. Krauthammer, T. 2008. Modern Protective Structures, CRC Press Taylor & Francis Group.
19. Kuhlmann, U. et. al.: Robust structures by joint ductility. RFCS Publishable Report Contract- No. RFS-CR-04046. 2008.
20. Li, Z., Shi, Y. 2008. Methods for Progressive Collapse Analysis of Building Structures Under Blast and Impact Loads, Transactions of Tianjin University 14 (5), 329-339.
21. Liew, R.J.Y. 2008. Survivability of steel frame structures subject to blast and fire, Journal of Constructional Steel Research, 64, 854–866.
22. Ministero delle Infrastrutture, Norme tecniche per le costruzioni, Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008.
23. Mohamed Ali, R.M., Louca, L.A. 2008. Performance based design of blast resistant offshore topsides, Part I: Philosophy, Journal of Constructional Steel Research, 64, 1030–1045.

24. National Institute of Standard and Technology (NIST). 2007. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. Report NISTIR 7396.
25. Punch, S. 1999. Blast design of steel structures to prevent progressive collapse, SEAOC 1999 Convention.
26. Saad, A., Said, A., Tian, Y. 2008. Overview of progressive collapse analysis and retrofit techniques, ASCE 5th International Engineering and Construction Conference (IECC'5), August 27-29, 2008.
27. Schmidt, J.A. 2009. Blast protection of buildings - Introducing the New SEI Standard, Structure magazine, January 2009.
28. Sozen, M., Thornton, C., Mlakar, P., Corley, G. The Oklahoma City Bombing: Structure and Mechanics of the Murrah Building, Journal of the Performance of Constructed Facilities, Vol. 12, No. 3, pp. 120-136, 1998.
29. Tan, S., Astaneh, A. 2003. Use of steel cables to prevent progressive collapse of existing buildings, Proceedings of Sixth Conference on Tall Buildings in Seismic Regions, Los Angeles, California, June 4, 2003.
30. Whittaker, A., Hamburger, R., Mahoney, M. 2003. Performance-based engineering of buildings for extreme events, Blast and Progressive Collapse Symposium, December 4-5, 2003, New York.
31. Yim, H.C., Krauthammer, T. 2009. Load-impulse characterization for steel connection, International Journal of Impact Engineering, 36, 737-745.

LIBRI

- L1. American Society of Civil Engineers (ASCE), 1997. Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities.
- L2. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2005. Minimum Design loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05.
- L3. Bulson, P.S. 1997. Explosive Loading Of Engineering Structures. E&FN Spon, Chapman & Hall, London.
- L4. Crawford, J.E. 2002. Retrofit Methods to Mitigate Progressive Collapse, National Institute of Standards and Technology, July 2002.

- L5. Crawford, J.E., Lan, S. 2005. Design and Implementation of Protective Technologies for Improving Blast Resistance of Buildings, Enhancing Building Security Seminar, Singapore, March 23, 2005.
- L6. Dechy, N., Bourdeaux, T., Ayrault, N., Kordek, M.A., Le Coze, J.C. First lessons of the Toulouse ammonium nitrate disaster, 21st September 2001, AZF plant, France. Journal of Hazardous Materials, vol. 111, Issues 1-3, pp. 131-138 2004.
- L7. Fisher, J.W.; Struik, J.H.A.: Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints, 1974.
- L8. Marchand, K.A.; Alfawakhiri, F.: Facts for Steel Buildings 2: Blast and Progressive Collapse, 2004.
- L9. Mays, G.C.; Smith, P.D.: Blast Effects on Buildings. London: Thomas Telford Ltd., 1995.

SITI INTERNET CONSULTATI

- S11. <http://www.google.it>.
- S12. <http://www.wikipedia.org>.
- S13. http://www.nonsolocittanova.it/processo_zincatura_a_caldo.htm.

ALLEGATO A

SCHEDE TECNICHE DEL PROFILO FI 85/280

Trapezoidal profile				FI 85/280				Appendix 8.3 to structural analysis no. 710/06 Ingenieurbüro für Leichtbau Dipl.-Ing. Rainer Holz Rehbuckel 7, 75228 Karlsruhe						
Cross section and design values acc. to DIN 18807														
Trapezoidal profile in negative position Dimensions in mm, all radii 5 mm														
yield strength $f_{yk} = 320 \text{ N/mm}^2$														
decisive cross section values														
nom. sheet thickness	dead load	deflection ¹⁾		load due to normal force						limiting spans ³⁾				
				non reduced cross section			eff. cross section ²⁾			single-span support	multi-span support			
t_n [mm]	g [kN/m ²]	i_{gr}^- [cm ⁴ /m]	i_{gr}^+ [cm ⁴ /m]	A_G [cm ² /m]	i_g [cm]	Z_g [cm]	A_{eff} [cm ² /m]	i_{eff} [cm]	Z_{eff} [cm]	l_g [m]	l_g [m]			
0,75	0,080	91,6	90,3	9,38	3,19	5,08	4,04	3,71	4,69	3,50	4,38			
0,88	0,094	111,6	109,9	11,10	3,19	5,08	5,37	3,67	4,77	4,35	5,44			
1,00	0,107	129,0	128,5	12,69	3,19	5,08	6,71	3,64	4,83	5,20	6,50			
1,25	0,134	162,5	162,5	15,99	3,19	5,08	9,81	3,57	4,91	6,55	8,19			
1,50	0,161	196,1	196,1	19,30	3,19	5,08	13,19	3,48	5,00	7,20	9,00			
shear field values														
t_n [mm]	min L_s ⁴⁾ [m]	perm. T_1 [kN/m]	perm. T_2 [kN/m]	perm. $T_3 = G_s/750$ [kN/m]				K_3 ⁶⁾ [-]	perm. F_1 ⁷⁾					
				L_s ⁵⁾ [m]	$G_s = 10^{4/(K_1+K_2/L_s)}$		length of introduction a							
					K_1 [m/kN]	K_2 [m ² /kN]	$\geq 130 \text{ mm}$ [kN]		$\geq 280 \text{ mm}$ [kN]					
design according to DIN 18807 part 3, picture 6														
0,75	3,20	2,55	2,61	5,74	0,228	28,672	0,24	13,99	13,99					
0,88	2,94	3,28	3,98	4,87	0,193	18,832	0,26	16,55	16,55					
1,00	2,75	4,01	5,56	4,27	0,169	13,487	0,27	18,91	18,91					
1,25	2,45	5,68	9,91	3,41	0,134	7,562	0,31	23,84	23,84					
1,50	2,23	7,52	15,85	2,85	0,111	4,728	0,34	28,76	28,76					
design according to DIN 18807 part 3, picture 7														
0,75	1,27	11,97	18,55	1,27	0,228	0,650	0,70	13,99	13,99					
0,88	1,17	15,40	28,25	1,17	0,193	0,427	0,70	16,55	16,55					
1,00	1,09	18,82	39,44	1,09	0,169	0,306	0,70	18,91	18,91					
1,25	0,97	26,63	70,34	0,97	0,134	0,171	0,70	23,84	23,84					
1,50	0,89	35,29	112,50	0,89	0,111	0,107	0,70	28,76	28,76					
¹⁾ Effective moments of inertia for a downwards (-) or an upwards (+) directed load. ²⁾ Effective cross section for constant compression strength $\sigma = f_{y,k}$. ³⁾ Maximum spans up to which foot traffic on trapezoidal sheeting, which is a load-bearing member of a roof or floor system, is permitted without taking load-distributing measures. ⁴⁾ In the case of a shear field length of $L_s < \min L_s$, the permissible shear flow T_1 must be reduced. ⁵⁾ In the case of a shear field length of $L_s > L_s$, perm. T_3 is not decisive. ⁶⁾ Support reactions $R_s = K_3 \cdot \gamma_F \cdot T$; (T = existing shear flow in [kN/m]) ⁷⁾ Single load as per DIN 18807 part 3, paragraph 3.6.1.5														

Trapezoidal profile		FI 85/280						Appendix 8.4 to structural analysis no. 710/06 Ingenieurbüro für Leichtbau Dipl.-Ing. Rainer Holz Rehbuckel 7, 75228 Karlsruhe			
Cross section and design values acc. to DIN 18807, part 1											
Trapezoidal profile in negative position											
Load-bearing values for a downwards directed area load. ¹⁾ yield strength $f_y = 320 \text{ N/mm}^2$											
nom. sheet thickness t_N [mm]	field moment $M_{F,k}$ [kNm/m]	end support forces		elastically acceptable section sizes at intermediate supports ²⁾				residual support moment ³⁾			
		load-bearing capability $R_{A,k}^+$ [kN/m]	serviceability $R_{A,k}^0$ [kN/m]	$M_{B,k}^0$ [kNm/m]	$R_{B,k}^0$ [kN/m]	max. support moment max $M_{B,k}$ [kNm/m]	max. intermediate support force max $R_{B,k}$ [kN/m]	min L [m]	max L [m]	max $M_{F,k}$ [kNm/m]	
		^{2,3)} $b_A = 40 \text{ mm}$		²⁾ intermediate support width $b_B = 60 \text{ mm}$; $\epsilon = 2$							
0,75	5,32	6,53	6,53	5,13	16,84	5,13	15,06	/	/	/	
0,88	6,54	8,98	8,98	6,97	23,06	6,97	20,62				
1,00	7,71	11,56	11,56	8,72	29,60	8,72	26,47				
1,25	10,21	17,94	17,94	11,95	45,71	11,95	40,88				
1,50	12,36	25,75	25,75	15,11	65,31	15,11	58,42				
		^{2,4)} $b_A \geq \text{mm}$		⁴⁾ intermediate support width $b_B \geq 160 \text{ mm}$; $\epsilon = 2$							
0,63	/	/	/	5,13	24,54	5,13	21,95	/	/	/	
0,75	/	/	/	6,97	33,35	6,97	29,83				
0,88	/	/	/	8,72	42,54	8,72	38,05				
1,00	/	/	/	11,95	64,97	11,95	58,11				
1,25	/	/	/	15,11	91,96	15,11	82,25				
1,50	/	/	/	/	/	/	/				
Load-bearing values for an upwards directed (uplift) area load. ^{1,5)}											
nom. sheet thickness t_N [mm]	field moment $M_{F,k}$ [kNm/m]	fastening at every adjacent chord					fastening at every second adjacent chord				
		end support $R_{A,k}$ [kN/m]	intermediate support width $7)$			end support $R_{A,k}$ [kN/m]	intermediate support width $7)$				
			$M_{B,k}^0$ [kNm/m]	V_k^0 [kN/m]	max $M_{B,k}$ [kNm/m]		max V_k [kN/m]	$M_{B,k}^0$ [kNm/m]	V_k^0 [kN/m]	max $M_{B,k}$ [kNm/m]	max V_k [kN/m]
0,75	5,13	35,36	6,91	45,97	5,32	35,36	17,68	3,46	23,0	2,66	17,68
0,88	6,97	57,04	8,50	74,16	6,54	57,04	28,52	4,25	37,1	3,27	28,52
1,00	8,72	73,93	10,02	96,10	7,71	73,93	36,96	5,01	48,1	3,86	36,96
1,25	11,95	115,64	13,28	150,34	10,21	115,64	57,82	6,64	75,2	5,11	57,82
1,50	15,11	166,02	16,06	215,82	12,36	166,02	83,01	8,03	107,9	6,18	83,01
¹⁾ At points of knife-edge loads traverse to the span direction and of single loads, proof must be provided not using the field moment M_F but using the support moment M_B for the opposing load direction. ²⁾ b_A = width of end support. In the case of a projection of the trapezoidal sheeting $\hat{u} \geq 60 \text{ mm}$, the R_A values may be increased by 20%. ³⁾ For smaller intermediate support widths b_B than given, the acceptable load-bearing capability values must be linearly reduced in the appropriate ratio. For $b_B < 10 \text{ mm}$, e.g. for pipes, the values for $b_B = 10 \text{ mm}$ may be used. ⁴⁾ For support widths between the listed support widths, the acceptable load-bearing capability values may be linearly interpolated. ⁵⁾ M_e and R_e interaction: $\frac{M}{M_{B,k}^0/\gamma_M} + \left(\frac{R}{R_{B,k}^0/\gamma_M}\right)^\epsilon \leq 1$ $\frac{M}{\max M_{B,k}/\gamma_M} + \frac{V}{V_k/\gamma_M} \leq 1,3 \text{ oder } \frac{M}{M_{B,k}^0/\gamma_M} + \frac{V}{V_k^0/\gamma_M} \leq 1$ ⁷⁾ M_B and V interaction: ⁶⁾ If no values are given for the residual support moment $M_B = 0$ is to be set for the proof of load-bearing safety or proof must be provided with $\gamma = 1.7$ in according with the theory of elasticity. (ℓ = smaller of the adjacent spans).											

ALLEGATO B

ETAG 016

Annex C TEST METHODS

C1 Test to determine the mechanical strength of a simply supported panel subject to positive load:

The test shall embrace the extreme values of all parameters.
It is permissible to use quadratic interpolation between test results.

The parameters to be considered are:

- ◆ static configuration defined by the producer
- ◆ thickness and material properties of faces
- ◆ material properties of core.

The test spans between supports shall be:

- ◆ The shortest span to be used in practice, declared by the producer
- ◆ The longest span to be used in practice, declared by the producer
- ◆ An intermediate.

The thicknesses of panels to be tested shall be:

- ◆ The minimum thickness panel
- ◆ The maximum thickness panel
- ◆ An intermediate thickness panel.

The test shall be carried out by subjecting a simply supported panel to a uniform load applied by air pressure apparatus.

The panel shall be loaded in at least 10 increments up to failure and the failure load noted.

Where panels are installed on one or more span and as far as the application of the load does not cause a local failure, the point load test may be used (for example with a metal or similarly rigid face). The test should be carried out thus:

the panel shall be subjected to four line loads (as shown in Figure 2) extending across the full width of the panel;

if line loads are applied to a profiled face, they shall be applied through timber or steel transverse loading beams with timber loading platens placed in the troughs of the profile (see Figure 3). A layer of felt, rubber or other similar material may be placed between the loading platens and the panel to reduce the possibility of local damage.

If the trough of the profile includes rolled-in stiffeners, the loading platens may be shaped appropriately (see Figure 4).

The loads shall be maintained perpendicular to the panel throughout the test.

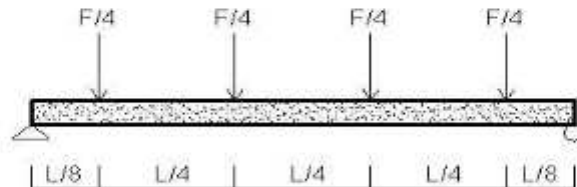


Figure 2 Simply supported panel: 4 line loads

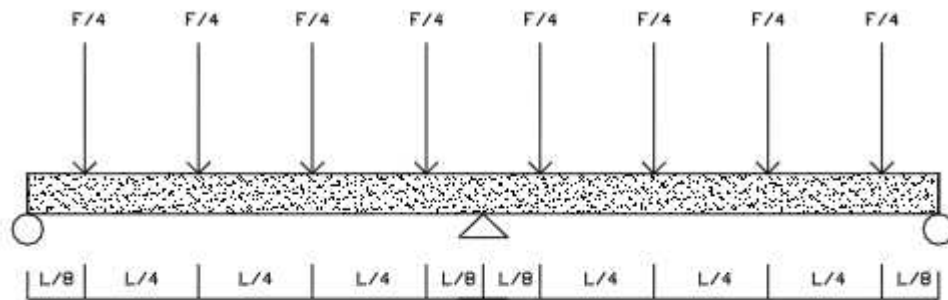


Figure 2a: line loads for simply supported panel on 2 spans

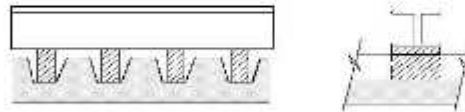


Figure 3 Application of loading platens in the troughs of the profile



Figure 4 Example of shaped loading platens

C.1.1 Support conditions

In general, the support width shall be within the range of 50 to 100 mm. Timber blocks may be used to avoid deformation of a side rib which does not contain foam.

The tested panel may be attached to the supports through either the profile valleys or crests as in practice.

C.1.2 Test control

It is preferable to carry out this test by controlling the deflection rather than the load (i.e. using a constant deflection speed). However, either procedure may be used provided the deflection speed does not exceed 1/50 of the span per minute at any time during the test. The load shall be increased steadily until failure occurs. The failure load and the nature and location of the failure and the relationship between load and deflection shall be recorded.

It is preferable to preface the formal test by a small pre-load.

C.1.3 Results expression

For each test the following data shall be reported:

- ◆ The deflection – load graphs and tables
- ◆ Interpolation for the linear elastic zone
- ◆ Characteristic failure load
- ◆ The nature of failure of the panel shall be characterised by the most critical of the following failure modes either individually or in combination:

- yielding of a face of the panel with consequential failure
- wrinkling (local buckling) of a face of the panel with consequential failure
- shear failure of the core
- shear failure of the bond between the face and the core
- shear failure of a profiled face layer
- crushing of the core at a support
- failure of the panels at the points of attachment to the supporting structure.

C 2 Test to determine the mechanical strength of a fixed panel subject to negative load

The mechanical strength of the panel charged with negative load on one span shall be determined by testing considering the minimum fixing configuration defined by the producer.

The parameters to be considered are:

- ◆ Minimum thickness and material properties of faces
- ◆ material properties of core.

The test spans between supports shall be:

- ◆ The shortest span to be used in practice, declared by the producer
- ◆ The longest span to be used in practice, declared by the producer
- ◆ An intermediate span.

The thicknesses of panels to be tested shall be:

- ◆ The minimum thickness panel
- ◆ The maximum thickness panel
- ◆ An intermediate thickness panel.

In carrying out this test, the arrangements shall be used following the principles described in section C 1.1.

For results expression, see C 1.3.