

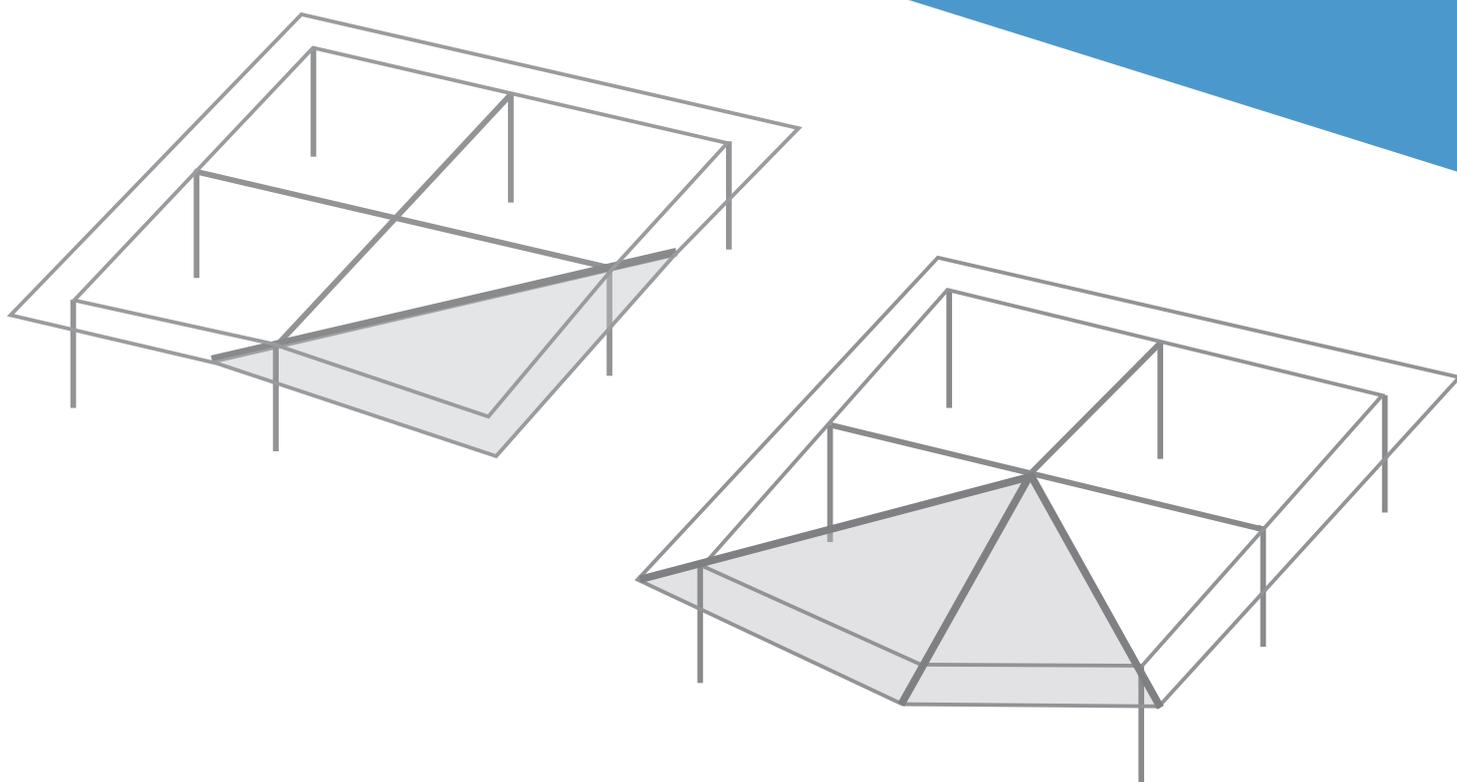
ECCS  
CECM  
EKS



**FAIL** NO  
**FATIG** MORE

# RACCOMANDAZIONI DI PROGETTO NEI CONFRONTI DEL COLLASSO PROGRESSIVO DI STRUTTURE DI ACCIAIO E ACCIAIO-CALCESTRUZZO

2021



Mitigation of the risk of progressive collapse  
in steel and composite building frames  
under exceptional events

D3-4

# FAILNOMORE

## ***D3-4: Raccomandazioni di progetto nei confronti del collasso progressivo di strutture di acciaio e acciaio-calcestruzzo***

***Dicembre 2021***

### **Elenco degli autori:**

**University of Liège**

Jean Francois DEMONCEAU, Tudor GOLEA e Jean Pierre JASPART

**Imperial College London**

Ahmed ELGHAZOULI e Zeyad KHALIL

**University of Coimbra**

Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS e Luís SIMÕES DA SILVA

**University of Stuttgart**

Ulrike KUHLMANN e Georgios SKARMOUTSOS

**Università di Trento**

Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI, Martina BERNARDI e Marco ZORDAN

**Politehnica University Timisoara**

Florea DINU, Ioan MARGINEAN, Dominiq JAKAB e Dan DUBINA

**Feldmann + Weynand GmbH**

Freddy WERTZ e Klaus WEYNAND

**ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.**

Renata OBIALA, Miguel CANDEIAS, Marion CHARLIER e Omer ANWAAR

### **Documento tradotto dall'inglese all'italiano da:**

**Università di Trento**

Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI



*Questo progetto è stato finanziato dal Research Fund for Coal and Steel (grant agreement No 899371)*

**FAILNOMORE**

**D3-4: Raccomandazioni di progetto nei confronti del collasso  
progressivo di strutture di acciaio e acciaio-calcestruzzo**

**1ª Edizione, Dicembre 2021**

**Publicato da:**

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

[publications@steelconstruct.com](mailto:publications@steelconstruct.com)

[www.steelconstruct.com](http://www.steelconstruct.com)

All Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta, memorizzata in un sistema di recupero delle informazioni o trasmessa, senza la preventiva autorizzazione del titolare del diritto d'autore, in qualsiasi forma e con qualsiasi mezzo: elettronico, meccanico, mediante fotocopie, mediante registrazione o altri mezzi.

ECCS non si assume alcuna responsabilità per quanto riguarda l'uso a qualsiasi fine del materiale e delle informazioni contenute in questa pubblicazione.

**Copyright © 2021 ECCS** – European Convention for Constructional Steelwork

**ISBN:** 978-92-9147-176-8

## INDICE DEI CONTENUTI

Riconoscimenti.....	7
Definizioni .....	9
Introduzione.....	11
<b>Parte 1 – Progetto nei confronti della robustezza .....</b>	<b>13</b>
1   Contesto normativo .....	13
1.1   Quadro generale .....	13
1.2   Requisiti di Robustezza previsti dagli Eurocodici .....	13
1.2.1   Principi di base .....	13
1.2.2   Situazioni progettuali .....	13
1.2.3   Classi di conseguenze .....	14
1.3   Strategie per la robustezza.....	14
1.3.1   Generalità.....	14
1.3.2   Strategie basate su azioni eccezionali identificate .....	14
1.3.3   Strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno locale .....	15
1.4   Le normative in fase di sviluppo.....	16
1.5   Considerazioni conclusive .....	17
2   Progetto nei confronti della Robustezza.....	19
2.1   Strategie progettuali .....	19
2.1.1   Introduzione .....	19
2.1.2   Filosofia progettuale generale .....	19
2.1.3   Progetto per azioni eccezionali identificate .....	19
2.1.4   Progetto per azioni eccezionali non identificate .....	20
2.2   Importanza dei giunti strutturali nel progetto nei confronti della robustezza .....	22
2.2.1   Progetto tradizionale agli SLS e SLU .....	22
2.2.2   Progetto dei giunti nel caso di eventi eccezionali .....	23
2.2.3   Requisiti minimi di duttilità per giunti strutturali.....	24
3   Classi di conseguenze.....	31
4   Azioni eccezionali identificate.....	33
4.1   Introduzione .....	33
4.2   Urti .....	33
4.2.1   Prevenire/eliminare il pericolo.....	33
4.2.2   Progetto esplicito .....	34
4.3   Esplosione .....	37

4.3.1	Prevenire/limitare il pericolo .....	37
4.3.2	Esplosioni esterne – Progetto esplicito .....	38
4.3.3	Esplosioni di gas interne – Progetto esplicito.....	45
4.4	Incendio come azione eccezionale .....	47
4.4.1	Prevenire/eliminare il pericolo.....	47
4.4.2	Strategie progettuali .....	48
4.5	Terremoto come azione eccezionale .....	50
4.5.1	Prevenire/eliminare il pericolo.....	50
4.5.2	Approccio prescrittivo .....	50
4.5.3	Strategie progettuali .....	52
5	Azioni eccezionali non identificate .....	55
5.1	Selezione di una appropriata strategia progettuale.....	55
5.2	Identificazione dei danni locali.....	55
5.3	Metodi del percorso alternativo del carico.....	57
5.3.1	Metodi prescrittivi.....	61
5.3.2	Metodi analitici .....	67
5.3.3	Approcci numerici semplificati .....	76
5.3.4	Approccio numerico completo.....	83
5.3.5	Predizione della risposta dinamica da quella statica.....	85
5.4	Metodo degli elementi chiave .....	87
5.5	Metodo della segmentazione.....	88
5.5.1	Bordi di segmento deboli .....	88
5.5.2	Bordi di confine forti .....	89
6	Valutazione del rischio.....	91
7	Conclusioni.....	93
	<b>Parte 2 – Esempi applicativi .....</b>	<b>95</b>
8	Introduzione .....	95
8.1	Generalità.....	95
8.2	Geometria e sistema strutturale proposto per le analisi .....	97
8.3	Azioni e combinazione delle azioni .....	98
8.4	Requisiti progettuali e risultato.....	99
8.5	Giunti.....	106
8.5.1	SS/NS.....	106
8.5.2	CS/NS.....	106
8.5.3	SS/S e CS/S.....	107
8.6	Commenti sulla selezione finale delle strutture degli esempi .....	109

8.6.1	Sismico vs. non-sismico .....	109
8.6.2	Acciaio vs. composte .....	110
8.7	Azioni eccezionali identificate .....	111
8.7.1	Urto .....	111
8.7.2	Progetto per esplosione .....	124
8.7.3	Analisi per incendio localizzato .....	145
8.7.4	Analisi sismica .....	148
8.8	Eventi eccezionali non identificati.....	153
8.8.1	Approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti) .....	153
8.8.2	Metodo degli elementi chiave.....	166
8.8.3	Metodo della segmentazione.....	170
8.8.4	Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM) .....	171
8.9	Conclusioni per gli esempi applicativi .....	209
<b>Part 3 – Allegati .....</b>		<b>211</b>
A.1	Resistenza di progetto dei giunti in presenza di azioni flettenti ed azioni assiali combinate ...	211
A.1.1	Criteri di resistenza considerando l'effetto di gruppo .....	211
A.1.2	Definizione del criterio di collasso dell'intera connessione .....	212
A.2	Requisiti di dettaglio per garantire sufficiente capacità rotazionale ai giunti semplici .....	214
A.2.1	Giunti con piastra di testa di altezza inferiore all'altezza della trave (header plate).....	214
A.2.2	Giunti con piastra d'anima (fin plate) .....	215
A.3	Raccomandazione specifiche di duttilità per giunti a parziale ripristino di resistenza e giunti bullonati composti con piastra di estremità .....	217
A.3.1	Applicazione del metodo semplificato (Rölle, 2013).....	219
A.4	Valutazione della capacità rotazionale plastica dei giunti agli SLU.....	221
A.4.1	Principi generali e metodo.....	221
A.4.2	Metodo semplificato di Keller per la capacità deformativa dei giunti composti .....	222
A.5	Resistenza dei giunti in trazione .....	226
A.5.1	Giunti a cerniera in trazione .....	226
A.5.1.1	Dati generali per collegamenti con piastra d'estremità tipo header plate, piastra d'anima o squadrette d'anima.....	226
A.5.1.2	Notazioni particolari per giunti con piastra d'estremità tipo header plate.....	227
A.5.1.3	Notazioni particolari per connessioni a piastra d'anima .....	228
A.5.1.4	Notazioni particolari i giunti con squadrette d'anima.....	229
A.5.1.5	Resistenza a trazione per giunti a piastra d'estremità tipo header plate .....	230
A.5.1.6	Resistenza a trazione del giunto a piastra d'anima .....	231
A.5.1.7	Resistenza a trazione di giunti con squadrette d'anima .....	232

A.5.2	Giunti a parziale ripristino di resistenza e giunzioni della colonna in trazione .....	232
A.5.3	Metodo semplificato per la caratterizzazione dei giunti di acciaio e composti con piastra di estremità in presenza di azione assiale .....	233
A.6	Strumenti tabellari per la stima della risposta di sistemi SDOF .....	233
A.6.1	Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali.....	233
A.6.2	Massimo spostamento e tempo massimo di risposta di sistemi SDOF elasto-plastici.....	236
A.7	Metodo di analisi semplificato per strutture 3D con giunti a cerniera .....	238
A.8	Approccio analitico avanzato .....	239
<b>Part 4</b>	<b>– Riferimenti bibliografici .....</b>	<b>243</b>

## Riconoscimenti

Il presente documento è stato preparato nell'ambito di un progetto europeo finanziato da Research Fund for Coal and Steel of the European Community (progetto FAILNOMORE - finanziamento N° 899371). Gli Autori riconoscono con gratitudine.



## Definizioni

In questa sezione, sono elencate le definizioni di termini significativi per l'argomento trattato e utilizzati in letteratura.

### **Azioni/eventi eccezionali**

(EN 1990, 2002) – Azione, solitamente di breve durata ma di entità significativa, con una probabilità molto ridotta di occorrenza su una determinata struttura durante la vita utile di progetto della struttura stessa.

### **Conseguenza**

(EN 1991-1-7, 2006) – Un possibile risultato di un evento. Le conseguenze possono essere espresse verbalmente o numericamente in termini di perdita di vite umane, feriti, perdite economiche, danni ambientali, disagi per gli utenti e la collettività, etc. Devono essere considerate sia le conseguenze immediate sia quelle che si verificano dopo un certo intervallo di tempo.

### **Deflagrazione**

(EN 1991-1-7, 2006) – Propagazione di una zona di combustione a una velocità inferiore alla velocità del suono in mezzo inerte.

### **Detonazione**

(EN 1991-1-7, 2006) - Propagazione di una zona di combustione a una velocità superiore alla velocità del suono in mezzo inerte.

### **Azione dinamica**

(EN 1991-1-7, 2006) – Forza che varia nel tempo e che può causare significativi effetti dinamici sulla struttura; nel caso di urti, la forza dinamica rappresenta la forza agente su un'area di contatto nel punto di impatto.

### **Fattore di incremento dinamico (DIF – proprietà dinamica dei materiali)**

Fattore moltiplicativo delle proprietà dei materiali in condizioni statiche per considerare gli effetti della velocità di deformazione.

### **Fattore dinamico dei carichi (DLF – fattore di incremento dinamico dei carichi)**

Fattore moltiplicativo del carico statico utilizzato per tenere in conto degli effetti dell'energia cinetica.

### **Forza statica equivalente**

(EN 1991-1-7, 2006) – Rappresentazione alternativa della forza dinamica che permette di considerare la risposta dinamica della struttura.

### **Pericolo**

(EN 1990, 2002) – Un evento raro e severo, ad esempio, una azione anomala o ambientale, una resistenza della struttura insufficiente, o uno scostamento eccessivo rispetto alle dimensioni previste.

### **Scenario di pericolo**

(EN 1991-1-7, 2006) – Situazione critica che si verifica in un particolare momento costituita da una condizione di pericolo principale associata a una o più condizioni concomitanti che determinano un evento non voluto (ad esempio, completo collasso di una struttura).

### **Elemento chiave**

(EN 1991-1-7, 2006) – Elemento strutturale da cui dipende la stabilità del resto della struttura.

### **Collasso localizzato**

(EN 1991-1-7, 2006) – Parte di una struttura che si assume collassi, o sia gravemente danneggiata, da una azione eccezionale.

### **Collasso progressivo (collasso sproporzionato)**

(JRC, 2012) – Il collasso progressivo di una struttura può essere considerato come una situazione nella quale il collasso di un elemento strutturale principale determina il collasso di elementi adiacenti con un danno globale che è sproporzionato rispetto alle cause iniziali.

### **Resilienza**

(Adam et al., 2018) – La resilienza di un edificio include non solo la robustezza, che contribuisce alla capacità di assorbire un evento estremo, ma anche la capacità di recupero che permette di ristabilire o addirittura migliorare, le prestazioni strutturali esistenti prima all'evento.

### **Rischio**

(EN 1991-1-7, 2006) – Una misura della combinazione (usualmente il prodotto) della probabilità o frequenza di accadimento di un pericolo definito e della grandezza delle conseguenze del suo accadimento.

### **Analisi di rischio**

(EN 1991-1-7, 2006) – Approccio sistematico per descrivere e/o calcolare il rischio. L'analisi di rischio include l'identificazione degli eventi non desiderati, e delle cause e conseguenze di questi eventi

### **Valutazione del rischio**

(CSA, 1991) – Un processo di analisi del rischio e della valutazione del rischio (con la valutazione del rischio che considera l'accettazione del rischio e le opzioni di analisi).

### **Robustezza**

(EN 1991-1-7, 2006) - Abilità di una struttura di resistere ad eventi quali incendio, esplosioni, urti, o conseguenze di errori umani, senza essere danneggiata in modo sproporzionato all'entità della causa che lo ha generato.

### **Integrità strutturale**

(ASCE 7-05, 2006) – Proprietà che indica l'essere in grado di una struttura di "sostenere danni localizzati mentre la struttura nel suo complesso rimane stabile e non è danneggiata in modo sproporzionato alle cause che hanno determinato il danno localizzato originale".

### **Vulnerabilità**

(Starossek and Haberland, 2010) – Suscettibilità di una struttura a subire un danno iniziale quando è interessata da eventi anomali. Una struttura è considerata vulnerabile quando eventi anomali determinano facilmente danni iniziali.

## Introduzione

Robustezza strutturale e mitigazione del collasso progressivo identificano specifiche analisi di sicurezza considerate nei moderni codici di calcolo e nelle normative, inclusi gli Eurocodici, e che richiedono particolare attenzione da parte di tutte le figure professionali coinvolte nell'industria delle costruzioni, inclusi architetti, progettisti, addetti al controllo, e agenti assicurativi. L'importanza del progetto nei confronti della robustezza è stata messa in luce da eventi disastrosi che hanno avuto risonanza mondiale quale il crollo delle Torri Gemelle a New York del settembre 2001 e che hanno evidenziato la necessità di specifiche linee guida progettuali. La disponibilità di linee guida indirizzate alle diverse figure professionali coinvolte nel settore delle costruzioni, che tengano conto dell'uso e dei rischi associati ai differenti edifici aiuta a garantire sicurezza anche nel settore delle costruzioni di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo.

Durante il passato decennio, è stato condotto un numero significativo di progetti di ricerca riguardanti la risposta di strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo in presenza di azioni eccezionali (urti, incendio, sisma, .....), specialmente in Europa e negli USA. Un risultato di questi progetti è stata la proposta di possibili metodi operativi finalizzati alla mitigazione del collasso progressivo attraverso progettazioni efficaci attuate considerando tutte le potenzialità dei materiali utilizzati nelle strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo.

L'obiettivo del progetto "Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames"- FAILNOMORE, è di consolidare le conoscenze sviluppate nel corso delle ricerche precedentemente menzionate trasformandole in raccomandazioni pratiche e linee guida. Il set di linee guida pratiche e di facile utilizzo per la mitigazione del rischio progressivo è focalizzato sulle strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo soggette a azioni eccezionali come urti, esplosioni, incendio, terremoti. Queste linee guida fanno riferimento alle normative attualmente disponibili, e perseguono lo scopo di proporre una metodologia europea di progetto comunemente accettata. Il progetto è stato finanziato per 24 mesi (inizio luglio 2020) da Research Fund for Coal and Steel (RFCS), progetto No 899371.

I partner del progetto FAILNOMORE sono:

- University of Liège (ULG) – Belgio
- University of Coimbra (UC) – Portogallo
- Imperial College London (IC) – Regno Unito
- University of Stuttgart (USTUTT) – Germania
- Università di Trento (UNITN) – Italia
- Politehnica University Timisoara (UPT) – Romania
- Czech Technical University of Prague (CVUT) – Repubblica Ceca
- Rzeszow University of Technology (PRZ) – Polonia
- Technical University of Delft (TUD) – Paesi Bassi
- Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) – Spagna
- INSA de Rennes (INSAR) – Francia
- European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) – Europa
- Feldmann+ Weynand GmbH (F+W) – Germania
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. (AM) – Lussemburgo

Questo manuale di progetto è parte del materiale di divulgazione e riflette i principali risultati del progetto FAILNOMORE. Il documento è diviso in quattro parti:

- Parte 1 dal titolo “Progetto nei confronti della robustezza” che riguarda le strategie e gli approcci progettuali da adottare. In particolare, nel capitolo 1 è presentato il contesto normativo. Nel capitolo 2, sono introdotte brevemente le metodologie progettuali da seguire e le strategie progettuali che possono essere adottate. Infine, dal capitolo 3 al capitolo 6 sono fornite linee guida dettagliate orientate alla progettazione che si prefiggono di fornire le modalità da adottare per applicare i differenti approcci progettuali. Le conclusioni sono fornite nel capitolo 7.
- Parte 2 intitolata “Esempi applicativi” illustra come i diversi approcci progettuali possono essere applicati considerando quattro esempi concreti: una struttura di acciaio ed una mista acciaio-calcestruzzo progettate in zone non sismiche e una struttura di acciaio ed una mista acciaio-calcestruzzo progettate in zone sismiche.
- Parte 3 intitolata “Allegati” che fornisce al lettore informazioni dettagliate aggiuntive relative ad alcuni dei criteri progettuali proposti.
- Parte 4 intitolata “Riferimenti bibliografici” che raccoglie i riferimenti bibliografici del documento.

# Parte 1 – Progetto nei confronti della robustezza

## 1 Contesto normativo

### 1.1 Quadro generale

Questo capitolo fornisce un breve quadro generale delle procedure riguardanti la robustezza previste dagli attuali codici e linee guida progettuali, con particolare enfasi sui requisiti previsti dai documenti EN 1990 e EN 1991-1-7. In questo documento, ove necessario, sono inoltre riportate le prescrizioni progettuali previste da altri codici internazionali, così come da altri Eurocodici come, ad esempio, i documenti EN 1993, EN 1994 e EN 1998. Una più ampia discussione è inclusa nel documento di background (Demonceau et al., 2021) e nella guida progettuale (Elghazouli et al., 2021). In questo documento sono inoltre proposti alcuni recenti sviluppi relativi alla robustezza che sono attualmente oggetto di valutazione nell'ambito del processo di revisione ed evoluzione per una possibile inclusione nella seconda generazione degli Eurocodici.

### 1.2 Requisiti di Robustezza previsti dagli Eurocodici

#### 1.2.1 Principi di base

Il documento EN 1990, al punto 2.1 (4)P (EN 1990, 2002) delinea i principi base relativi alla robustezza strutturale, dove è esplicitamente stabilito che: “Una struttura deve essere progettata e realizzata in modo tale da non essere danneggiata da eventi come esplosioni, urti e conseguenze di errori umani, in modo sproporzionato alle cause originali”. In aggiunta, per occuparsi di mitigazione del pericolo associato al collasso strutturale, la EN 1990, stabilisce che: “Potenziali danni strutturali devono essere evitati o limitati da uno o più delle seguenti strategie progettuali: (i) evitare, eliminare o ridurre il pericolo applicato sulla struttura, (ii) selezionare una tipologia strutturale poco sensibile al pericolo derivante da eventi eccezionali; (iii) selezionare una tipologia e svilupparne il progetto in modo che la struttura possa ‘tollerare’ la rimozione di singoli elementi o di limitate parti della struttura; (iv) evitare sistemi che collassano in modo fragile; (v) collegare gli elementi tra loro.

#### 1.2.2 Situazioni progettuali

In accordo al documento EN 1990, punto 3.2 (2)P, la condizione progettuale pertinente alla robustezza strutturale è definita mediante la combinazione eccezionale che si riferisce a condizioni eccezionali applicabili alla struttura o alla sua esposizione come ad esempio, incendio, esplosione, urto o conseguenze di danni localizzati. Il documento EN 1990 separa le situazioni eccezionali di progetto (ad esempio, incendio, urto, esplosione, collasso localizzato) da quelle associate alle azioni sismiche (Elghazouli, 2013). Inoltre, il documento EN 1990, al punto 3.2 (3)P stabilisce che la situazione di progetto scelta deve essere sufficientemente severa e varia in modo da comprendere tutte le condizioni che possono ragionevolmente essere previste verificarsi durante la realizzazione e l'uso della struttura. D'altra parte, la “Robustezza” è definita nella EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) come “la capacità di una struttura di resistere ad eventi quali incendio, esplosione, urti o conseguenze di un errore umano, senza essere danneggiata ad un livello sproporzionato rispetto alla causa che lo ha generato”. Questa definizione, quindi, collega la robustezza alle condizioni di progetto eccezionali, per le quali la combinazione delle azioni è data nel documento EN 1990, al punto 6.4.3.3, Eq. (6.11b). È interessante notare che danni intenzionali come gli atti terroristici non sono a rigore inclusi nella definizione di scenari eccezionali degli Eurocodici; comunque, è responsabilità dell'ingegnere considerare la robustezza delle strutture in presenza di tutte queste azioni eccezionali. Una situazione simile riguarda la stabilità e la resistenza residua degli edifici successivamente a terremoti o azioni dovute all'incendio, che non sono direttamente incluse dai requisiti di robustezza nella EN 1991-1-7. Il progettista dovrà quindi seguire la EN 1998-1 (EN 1998-1, 2004) che fornisce ‘Regole generali nel caso

di azioni sismiche e regole per gli edifici', la EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2005) e la EN 1994-1-2 (EN 1994-1-2, 2005) che forniscono regole generali per il progetto strutturale in condizione di incendio delle strutture di acciaio e delle strutture miste acciaio-calcestruzzo, rispettivamente.

### 1.2.3 Classi di conseguenze

Le strategie progettuali per le situazioni di progetto eccezionali per soddisfare i requisiti di robustezza sono basate sulle classi di conseguenze della struttura. La classificazione proposta nell'allegato A della EN 1991-1-7 suddivide gli edifici in quattro classi di conseguenze (CC) sulla base del tipo di edificio, dell'occupazione e delle dimensioni. Nei documenti EN 1990 e EN 1991-1-7, punto 3.4, sono identificate solo tre classi di conseguenza. Tuttavia, nell'allegato A della EN 1991-1-7, in Tabella A.1, la classe di conseguenza 2 è suddivisa in due sottoclassi: CC2a (medie conseguenze-gruppo di basso rischio) e CC2b (medie conseguenze-gruppo di alto rischio). Le altre due classi sono la CC1 (basse conseguenze associate al collasso) e CC3 (alte conseguenze associate al collasso). Maggiori dettagli relativi alle classi di conseguenze degli edifici, come adottate in questo contesto, possono essere trovati nel capitolo 3.

## 1.3 Strategie per la robustezza

### 1.3.1 Generalità

Come stabilito nella EN 1991-1-7, la strategia per mitigare il pericolo e il progetto nei confronti delle azioni eccezionali dipende dal tipo di azione eccezionale a seconda che queste siano identificate o non identificate come indicato in Figura 1.

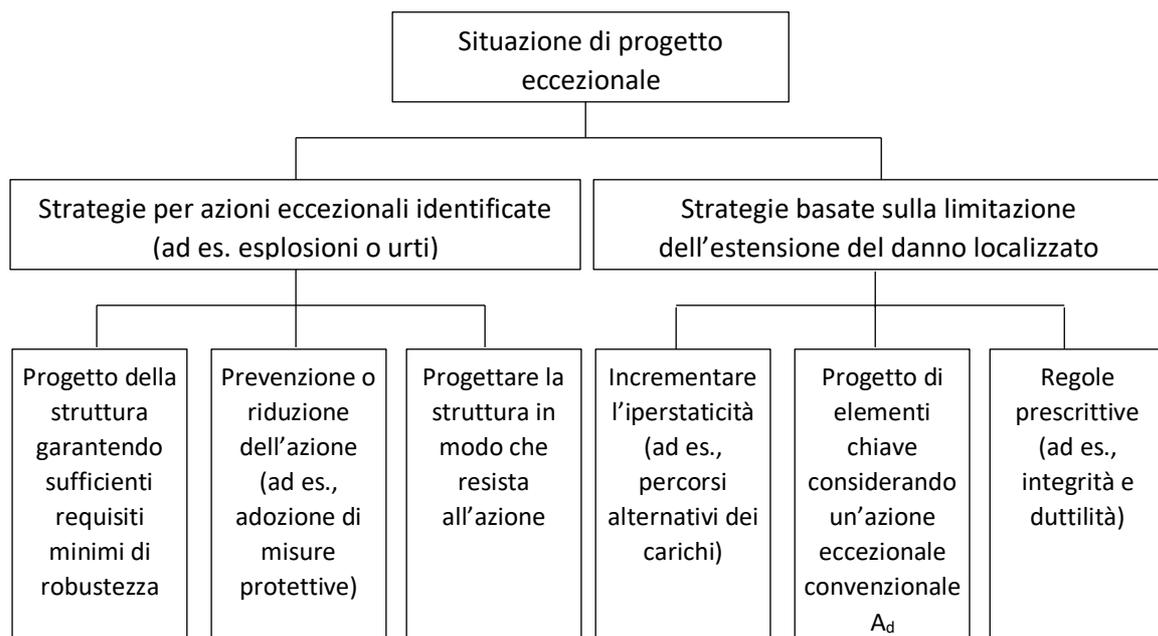


Figura 1. Strategie per la robustezza per situazioni di progetto eccezionali in (EN 1991-1-7, 2006)

### 1.3.2 Strategie basate su azioni eccezionali identificate

La EN 1991-1-7, al punto 3.2 stabilisce che quando le azioni eccezionali sono identificate e considerate nel progetto, devono essere considerati i seguenti fattori: (i) le misure prese per prevenire o ridurre la severità dell'azione eccezionale; (ii) la probabilità di accadimento dell'azione eccezionale identificata; (iii) le conseguenze del danno dovuto all'azione eccezionale identificata; (iv) l'impatto sociale; (v) il livello di rischio ritenuto accettabile. È inoltre stabilito che sotto tali azioni, il danno localizzato può essere accettabile a patto che non comprometta la stabilità dell'intera struttura, e che la capacità

portante strutturale sia mantenuta in modo da permettere di prendere le misure di emergenza necessarie.

In aggiunta, si enfatizza che devono essere prese misure per mitigare il rischio associato alle azioni accidentali e che queste misure devono includere, secondo quanto appropriato, una o più delle seguenti strategie: (i) prevenire il verificarsi dell'azione o ridurre la probabilità e/o la grandezza dell'azione a un livello accettabile già nella fase di progetto strutturale; (ii) proteggere la struttura dagli effetti di una azione eccezionale riducendo gli effetti dell'azione sulla struttura; (iii) assicurare che la struttura abbia sufficienti requisiti di robustezza adottando uno o più dei seguenti approcci: a) progettare i componenti strutturali, da cui dipende la stabilità della struttura come elementi chiave al fine di incrementare la probabilità di sopravvivenza della struttura a seguito di una azione eccezionale; b) progettare elementi strutturali, e selezionare i materiali, in modo che questi posseggano sufficienti requisiti di duttilità e siano quindi in grado di assorbire una energia di deformazione significativa (dissipazione dell'energia) senza rotture; c) adottare schemi strutturali caratterizzati da sufficiente iperstaticità nella struttura al fine di facilitare il trasferimento delle azioni attraverso percorsi alternativi di carico a seguito di una azione eccezionale.

I valori convenzionali delle azioni accidentali (ad es., nel caso di urti o di esplosioni interne) sono proposti nel documento EN 1991-1-7. Questi valori possono essere modificati negli Annessi Nazionali di ciascun paese o, nel caso di progetti specifici, previa accettazione del progetto dalle autorità pertinenti e dal committente.

### 1.3.3 Strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno locale

Le strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno coprono un campo ampio di possibili eventi per la maggior parte relativi ad azioni eccezionali non identificate. L'adozione di strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno può fornire adeguate risorse di robustezza nei confronti di azioni eccezionali diverse da quelle considerate dalla EN 1991-1-7 (ad es., esplosioni esterne e attacchi terroristici) o ogni altra azione associata a cause non identificate. Per molte strutture, le azioni eccezionali sono per la maggior parte non identificate, quindi progettare strutture per queste situazioni deve coinvolgere strategie che sono principalmente basate sulla limitazione dell'estensione del danno; i possibili approcci, come indicato dalla EN 1991-1-7 punto 3.3, sono: (i) progettare elementi chiave, dai quali dipende la capacità della struttura di sostenere gli effetti di una 'rappresentazione' dell'azione eccezionale; (ii) nel caso di danno localizzato, verificare che il collasso di un elemento strutturale primario non comprometta la stabilità della struttura o di una sua parte significativa; (iii) applicare regole prescrittive e di dettaglio che forniscano accettabili risorse di robustezza alla struttura. Queste strategie includono il metodo delle forze di incatenamento (Tying forces), il metodo dei percorsi di carico alternativi e il metodo degli elementi chiave. Questi metodi si propongono di fornire un livello di robustezza accettabile, ovvero tale da permettere alla struttura di sopportare danni localizzati senza arrivare ad un collasso sproporzionato.

L'Allegato A della EN 1991-1-7 fornisce ulteriori dettagli sull'applicazione di queste strategie con riferimento alle diverse categorie di edifici. Requisiti più stringenti sono raccomandati passando dalle classi di conseguenze CC1 alla CC3, riflettendo l'incrementato livello di rischio causato dal collasso strutturale.

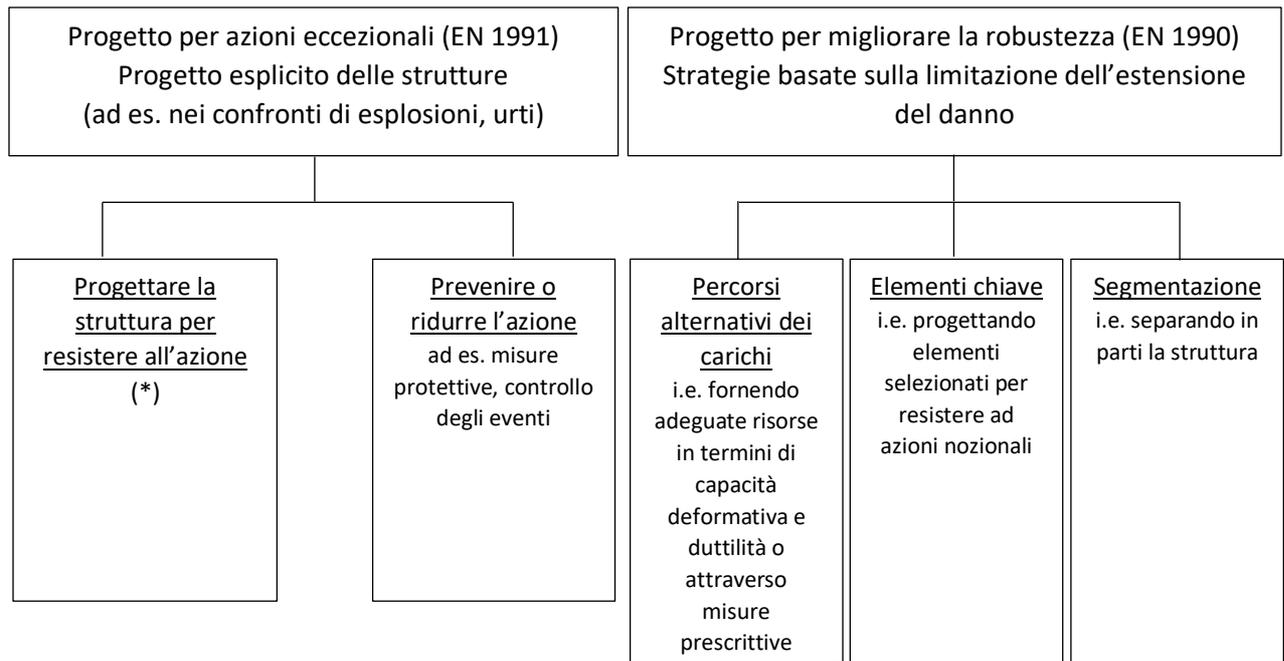
Entrambe la EN 1993 e la EN 1994 forniscono raccomandazioni che possono essere direttamente o indirettamente pertinenti al progetto e alla definizione dei particolari costruttivi ai fini della robustezza, includendo tra le altre cose informazioni relative alla duttilità e capacità rotazionale di travi e giunti a parziale ripristino di resistenza.

Numerosi requisiti per la robustezza sono presenti in altre linee guida internazionali. Queste includono, ma non si limitano ai seguenti documenti: Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03, sviluppato negli USA dal Department of Defense (DoD, 2016), il documento USA General Services Administration (GSA, 2016) Alternate Path Analysis and design guidelines, raccomandazioni incluse all'interno dei documenti ASCE 7-16 (ASCE, 2017b) e International Building Code (IBC) (ICC, 2018), le clausole contenute nel documento UK Building Regulations 2010 Approved Document A (ODPM, 2013) così come il documento Chinese Code for Anti-Collapse Design of Building Structures (CECS 392) (CECS, 2014). Come precedentemente detto, queste prescrizioni sono richiamate laddove necessario in altre parti di questo documento, e sono descritte più in dettaglio nel documento di background (Demonceau et al., 2021).

#### 1.4 Le normative in fase di sviluppo

L'attuale bozza della EN 1990 (prEN 1990, 2019) relativa alla seconda generazione degli Eurocodici di prossima generazione, introduce la Sezione 4.4 e l'Allegato E informativo, che è completamente dedicato alla Robustezza Strutturale. La Sezione 4.4 stabilisce che: "Una struttura deve essere progettata per avere un adeguato livello di robustezza in modo che, durante tutta la sua vita di servizio, non sia danneggiata da eventi avversi e imprevedibili, come il danno o il collasso di un elemento strutturale o di parte della struttura, ad un livello sproporzionato rispetto alle cause che lo hanno determinato". E' inoltre osservato che per la maggior parte delle strutture, il progetto in accordo agli Eurocodici fornisce un adeguato livello di robustezza senza la necessità di ulteriori misure progettuali volte a migliorare la robustezza strutturale; se tali misure sono necessarie, questo deve essere specificato dalle autorità competenti o essere concordato sulla base di un progetto specifico dalle parti interessate. Inoltre, l'Allegato E della bozza della EN 1990 fornisce informazioni esplicative per migliorare la robustezza di edifici e ponti. Sono qui fornite le strategie basate sulla limitazione dell'entità del danno, mentre il progetto esplicito delle strutture rispetto ad azioni identificate rientra tra gli obiettivi della EN 1991.

Le strategie proposte seguono i tipici metodi discussi poco sopra, con la aggiunta della "Strategia della segmentazione". A tal fine, la Tabella E.1 dell'Allegato E fornisce raccomandazioni per metodi di progetto per migliorare la robustezza per le classi di conseguenza CC1, CC2 e CC3. È altresì importante osservare che la nuova EN 1990 introduce due nuove classi di conseguenze, CC0 e CC4. La CC4 è considerata quella alla quale è associato il maggior rischio di perdita di vite umane o lesioni alle persone e un considerevole rischio economico, sociale e ambientale. Le prescrizioni degli Eurocodici non comprendono regole di progetto esaustive per le strutture classificate come CC4. Per queste strutture, potrebbero essere necessarie prescrizioni aggiuntive a quelle fornite dagli Eurocodici. All'opposto, la classe CC0 ha il minimo livello di rischio; per questa classe il progetto può utilizzare gli Eurocodici o prescrizioni alternative, almeno quando anche gli elementi diversi da quelli strutturali possono essere classificati come CC0. Pertanto, le prescrizioni degli Eurocodici principalmente riguardano regole progettuali per strutture che appartengono alle classi da CC1 a CC3.



(\*) Il progetto strutturale nei confronti di azioni eccezionali identificate può incorporare elementi specificatamente progettati, che collassino parzialmente o completamente, provvedendo che il loro collasso non determini ulteriori collassi strutturali come concordato con le autorità.

*Figura 2. Strategie progettuali per azioni eccezionali identificate e per incrementare la robustezza in accordo a (prEN 1990, 2019)*

In aggiunta alle revisioni proposte alla EN 1990 (prEN 1990, 2019), ci sono sviluppi all'interno delle EN 1993 e EN 1998 che possono avere rilevanza diretta o indiretta sul soddisfacimento di requisiti relativi alla robustezza. Queste includono indicazioni sulla valutazione della capacità rotazionale in travi e giunti nella EN 1993, così come prescrizioni riguardo alla relazione carico-spostamento di componenti di acciaio e composti acciaio-calcestruzzo per analisi statiche non-lineari (pushover) nella EN 1998. Queste prescrizioni sono riportate in altre parti di questo documento dove necessario, e sono descritte e criticamente analizzate più in dettaglio del documento di background (Demonceau et al., 2021).

### 1.5 Considerazioni conclusive

Questo capitolo ha discusso i requisiti e le strategie attualmente disponibili per il progetto nei confronti della robustezza come attualmente stabilite e proposte dagli Eurocodici. Benché la progettazione nei confronti della robustezza sia affrontato dalle normative seguendo i principi generali previsti dalle EN 1990 e EN 1997-1-7, non è al momento disponibile un insieme coerente di regole di progetto. I parametri chiave che riguardano le prestazioni di progetto nei confronti della robustezza, sia a livello del sistema sia di disponibilità di duttilità locale, richiedono una trattazione più ampia, linee guida di dettaglio e una migliore chiarezza nelle normative di progetto.

Più in generale, nonostante un'ampia attività ricerca si sia occupata di robustezza con riferimento a diverse forme strutturali (tipologie strutturali), a livello sia globale sia locale, vi è la necessità di trasferire queste conoscenze in metodi semplificati e strumenti per la pratica ingegneristica. Questo documento si propone quindi di trarre dalle informazioni disponibili nei recenti studi sulle strutture intelaiate di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo prescrizioni progettuali caratterizzate da diverso livello di dettaglio, in grado di supportare a diversi livelli i progettisti. Tutto ciò è supportato e accompagnato da esempi numerici relativi a casi studio reali.



## 2 Progetto nei confronti della Robustezza

### 2.1 Strategie progettuali

#### 2.1.1 Introduzione

Al fine di soddisfare le prescrizioni previste dalle attuali normative (Capitolo 1), la progettazione nei confronti della robustezza strutturale è presentata in questa sede come una procedura passo-passo che considera le classi di conseguenze degli edifici, la natura delle azioni eccezionali da considerare e la configurazione strutturale degli edifici. Questa procedura è organizzata in un diagramma di flusso che riflette la procedura progettuale da seguire come mostrato in Figura 3.

Questo diagramma di flusso che può considerarsi come l'asse portante di questo manuale di progetto sarà dettagliatamente presentato in questo capitolo. Maggiori dettagli sugli approcci e sulle procedure da applicare in fase progettuale saranno forniti nei successivi capitoli.

#### 2.1.2 Filosofia progettuale generale

La EN 1991-1-7 (2006) prescrive di evitare o limitare i danni potenziali nel caso di scenari associati ad azioni eccezionali mediante la prevenzione o la riduzione delle azioni eccezionali, attraverso la protezione delle strutture dagli effetti delle azioni eccezionali (attraverso adeguati sistemi protettivi), o attraverso il progetto della struttura in modo tale che possa resistere alle azioni eccezionali o ai suoi effetti. Queste misure determinano quindi o una bassa probabilità di accadimento dell'evento pericoloso o la progettazione di una struttura in modo che possa resistere alle azioni eccezionali limitando la propagazione del danno iniziale.

Seguendo in modo rigoroso le linee guida delle EN 1991-1-7, il punto iniziale del processo progettuale nei confronti della robustezza è l'identificazione della classe di conseguenze dell'edificio oggetto di analisi (Box A.1 in Figura 3). La classe di conseguenze dell'edificio permette al progettista di definire l'approccio progettuale da adottare per raggiungere un adeguato livello di robustezza strutturale. Per esempio, il progetto nel caso di classe di conseguenze bassa (CC1) non richiede alcuna specifica considerazione nel caso in cui la progettazione sia stata eseguita nel completo rispetto delle regole degli Eurocodici (da EN 1990 a EN 1999). All'opposto, per edifici che appartengono alle classi di conseguenze alte come quelle identificate come CC2 e CC3, il progetto nei confronti della robustezza richiede specifici approcci che possono spaziare da regole prescrittive semplici ad analisi di rischio avanzate o all'utilizzo di complessi metodi analitici o numerici. Maggiori dettagli riguardo alla definizione delle classi di conseguenze sono forniti nel capitolo 3.

Identificata la classe di conseguenze, le minacce potenziali e i relativi scenari conseguenti alle azioni eccezionali devono essere identificati in stretta collaborazione con il committente e le autorità competenti. Conseguentemente, l'identificazione delle potenziali minacce fa sì che il progettista possa orientarsi verso un progetto esplicito per una specifica azione eccezionale (Boxes B in Figura 3. Diagramma di flusso che descrive il processo progettuale per la verifica di robustezza

) e/o verso una strategia di progetto che limiti l'estensione del danno iniziale conseguente ad eventi associati ad azioni eccezionali non identificate (Boxes C in Figura 3). Per un edificio in classe di conseguenza alta (CC3), è in generale richiesta una analisi di rischio sistematica al fine di identificare lo scenario che più probabilmente avverrà durante la vita della struttura (vedi capitolo 6).

#### 2.1.3 Progetto per azioni eccezionali identificate

Generalmente, il progetto per azioni eccezionali identificate implica l'utilizzo di misure preventive e protettive che possano mitigare il rischio che l'evento pericoloso si verifichi o riducano gli effetti distruttivi di quest'ultimo (Box B.2 in Figura 3). Queste misure possono spaziare da soluzioni

concettuali (selezionando forme strutturali con bassa sensibilità al pericolo) a misure per la riduzione degli effetti per le azioni eccezionali (ad es., barriere di sicurezza o dissuasori di protezione).

Quando le misure prese per prevenire le azioni eccezionali determinano la protezione della struttura nei confronti di tutte le possibili minacce, è ragionevole considerare che il progetto soddisfi tutti i requisiti relativi alla robustezza. All'opposto, quando le misure protettive riducono solo l'entità (o la probabilità di accadimento) dell'azione eccezionale, o semplicemente le misure non possono essere implementate, danni locali sono possibili e è richiesta una valutazione dei possibili danni locali attraverso un progetto esplicito (da Box B.3 a Box B.6 in Figura 3). Se i danni locali così valutati sono inaccettabili e possono attivare un collasso sproporzionato della struttura, la riprogettazione della struttura deve essere effettuata in modo tale che i danneggiamenti locali siano limitati (Box B.2 in Figura 3). Nel caso in cui tali danni siano inaccettabili, la loro diffusione deve essere prevenuta attraverso appropriate strategie progettuali in accordo a quanto previsto per le azioni eccezionali non identificabili (vedi paragrafo 2.1.4).

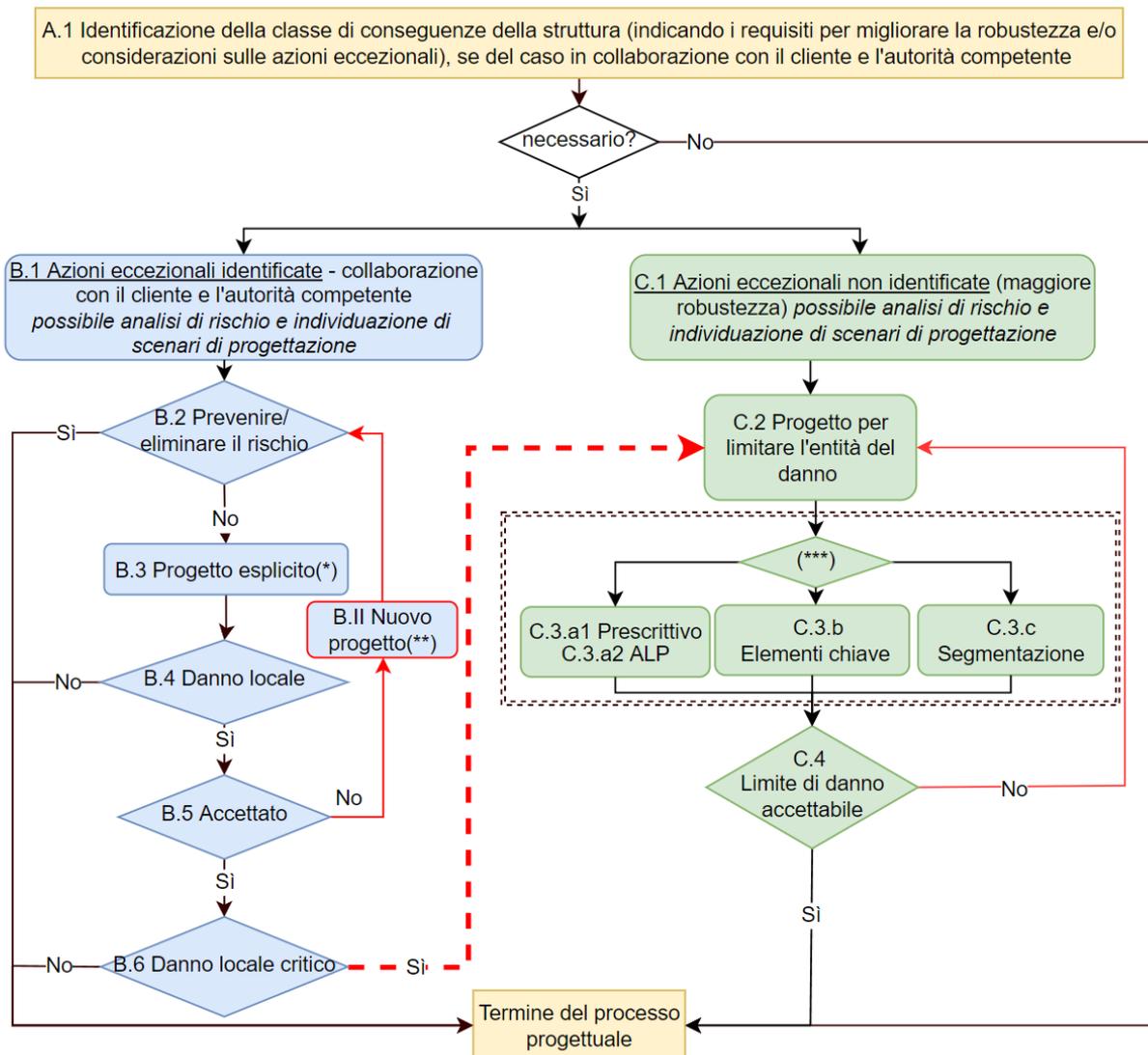
Generalmente, per il progetto esplicito nel caso di azioni eccezionali identificate, sono utilizzate specifiche strategie progettuali basate su metodi analitici e/o numerici. Il grado di raffinatezza di questi metodi è fortemente legato alla classe di conseguenze della struttura oggetto di analisi. Le strategie e i metodi attualmente disponibili sono illustrati in dettaglio nel capitolo 4. All'interno di questo capitolo, quattro tipologie di azioni eccezionali saranno considerate: urto (paragrafo 4.2), esplosione (paragrafo 4.3), incendio considerato come azione eccezionale (paragrafo 4.4) e sisma considerato come azione eccezionale (paragrafo 4.5).

#### 2.1.4 Progetto per azioni eccezionali non identificate

Le minacce non identificate si riferiscono ad azioni eccezionali non specificamente considerate dalle normative o indicate dal cliente o da altri parti interessate o a qualsiasi altra azione derivante da cause non specificate. A causa delle incertezze relative alla natura, all'entità e al punto di applicazione (regione) di un'azione eccezionale non identificabile, è generalmente impossibile stimare le prestazioni strutturali richieste. In questo caso, la progettazione per la robustezza richiede soluzioni pragmatiche che coprano un'ampia gamma di potenziali scenari eccezionali. Attualmente, le strategie progettuali finalizzate al raggiungimento di un adeguato livello di robustezza strutturale mirano principalmente a limitare l'entità di un danno localizzato (Box C.2 in Figura 3), qualunque ne sia la causa scatenante. Queste strategie di progettazione sono trattate nel capitolo 5.

Per gli edifici appartenenti alle classi di conseguenze più basse (CC2a – vedere capitolo 3), la EN 1991-1-7 suggerisce di dotare la struttura di un efficiente sistema di incatenamento orizzontale utilizzando un metodo prescrittivo denominato “metodo dei tiranti” (Box C.3.a2 1 in Figura 3). Questo metodo consente di garantire un livello minimo di continuità tra i diversi elementi strutturali mediante tiranti orizzontali e quindi lo sviluppo di azioni catenarie nella struttura danneggiata finalizzate all'attivazione di percorsi di carico alternativi. Tuttavia, a causa dell'impossibilità di stimare il livello di robustezza raggiunto attraverso il metodo degli incatenamenti, l'efficienza di quest'ultimo rimane discutibile, ed è vista piuttosto come una misura necessaria ma non sufficiente. Inoltre, lo sviluppo di azioni catenarie richiede una duttilità sufficiente in posizioni chiave della struttura, ma questo aspetto non è specificamente affrontato nel documento normativo, aspetto che conferma quanto prima affermato. All'interno del paragrafo 5.3.1, verranno illustrate delle proposte per superare questi punti ‘deboli’.

Per gli edifici nelle classi di conseguenze più alte (CC2b – vedere capitolo 3), vengono proposte diverse alternative. La prima è l'utilizzo del metodo degli incatenamenti come proposto per la classe CC2a a cui si affianca la richiesta di un efficiente sistema di legature verticali (vedere paragrafo 5.3.1).



\* Possono essere richiesti approcci progettuali appropriati per classe di conseguenze più alte o più basse

\*\* Nel caso di riprogettazione/ripristino, possono essere utilizzati metodi più avanzati dove necessario

\*\*\*Le strategie per il progetto per la robustezza non si escludono a vicenda e possono essere utilizzate singolarmente o in combinazione

Figura 3. Diagramma di flusso che descrive il processo progettuale per la verifica di robustezza

La seconda si riferisce alla rimozione completa di elementi strutturali di appoggio (Box C.3.a2 in Figura 3). Questo approccio simula il caso in cui un elemento di appoggio sia completamente perso a seguito di un evento accidentale e consente di valutare se la struttura è in grado di attivare un percorso di carico alternativo per 'sopravvivere' alla perdita dell'elemento di appoggio. L'attuale contesto normativo definisce questo approccio come la "rimozione fittizia di elementi di supporto" e, come prescrive la EN 1991-1-7, dovrebbe essere applicato a tutti gli elementi di supporto (colonne, colonne di sostegno delle travi, o muri portanti) che devono essere rimossi uno alla volta ad ogni piano dell'edificio. Anche se questo metodo può rivelarsi tedioso e dispendioso in termini di tempo poiché richiede l'utilizzo di strumenti di analisi avanzati, esso offre la possibilità di verificare se l'edificio conserva la sua stabilità e se i danni osservati rimangono accettabili. Dal paragrafo 5.3.2 al paragrafo 5.3.4, verranno proposti strumenti analitici e numerici che presentano diversi livelli di sofisticazione utilizzabili per applicare questo approccio progettuale.

Laddove la perdita di un elemento di supporto generi un collasso sproporzionato o l'entità del danno locale superi un limite specifico concordato o prescritto, l'elemento rimosso dovrebbe essere considerato come "elemento chiave" e il progetto dovrebbe orientarsi verso metodi di miglioramento locale della capacità resistente dell'elemento (metodo dell'elemento chiave (Box C.3.b in Figura 3)). Inoltre, l'elemento chiave dovrebbe essere progettato in modo tale da resistere a un'azione accidentale nozionale e il suo collasso dovrebbe essere prevenuto con qualsiasi mezzo. Questo metodo è dettagliato nel paragrafo 5.4.

Un'alternativa a questi metodi è l'uso della segmentazione (Box C.3.c in in Figura 3). La segmentazione è una strategia di progettazione che permette di prevenire o limitare un danno iniziale isolando la parte danneggiata di una struttura dalla struttura rimanente mediante i 'bordi di segmento'. Le strategie di segmentazione possono generalmente essere basate su bordi di segmento deboli o su bordi di segmento forti. Maggiori dettagli sono forniti nel paragrafo 5.5.

Per gli edifici in CC3, gli approcci progettuali da adottare sono simili a quelli proposti per la classe CC2b ma potrebbe essere necessario l'uso di metodi raffinati come l'analisi dinamica (paragrafo 5.3.5) e dovrebbero essere supportati da una analisi di rischio (capitolo 6) come precedentemente indicato.

## 2.2 Importanza dei giunti strutturali nel progetto nei confronti della robustezza

### 2.2.1 Progetto tradizionale agli SLS e SLU

I giunti strutturali sono elementi chiave che influenzano in modo rilevante la risposta globale di un edificio di acciaio. Come indicato nella EN 1993-1-8, i giunti possono essere classificati in termini di rigidità rotazionale, resistenza e duttilità.

Sono individuati tre livelli di rigidità rotazionale, per i quali il giunto è classificato come: cerniera ideale, semirigido e rigido. I limiti che permettono la classificazione del giunto in termini di rigidità sono forniti nella EN 1993-1-8 ma per la loro applicazione al caso di giunti incernierati si fa riferimento a (Jaspart et al., 2009). In realtà, deformazioni possono verificarsi anche in presenza di forze assiali o di taglio, ma queste sono piuttosto limitate, e generalmente si assume che queste non influenzino significativamente la risposta della struttura.

In termini di resistenza flessionale, la EN 1993-1-8 e (Jaspart et al., 2009) fanno riferimento a tre classi, denominate giunti idealmente incernierati, giunti a parziale ripristino di resistenza e giunti a completo ripristino di resistenza, per le quali vengono anche forniti criteri di classificazione. Il concetto di giunto a parziale/ totale ripristino di resistenza può essere facilmente esteso a qualsiasi altra situazione di carico (forza assiale, combinazione di momento e forze assiali...).

Per quanto riguarda la duttilità, si individuano tre categorie, che purtroppo non sono esplicitamente identificate nella EN 1993-1-8: giunti fragili, giunti duttili per la verifica sezionale plastica e giunti duttili per l'analisi plastica della struttura. Si può parlare di classi di giunti in modo analogo a quanto fatto per le sezioni trasversali degli elementi.

L'utilizzo di giunti a completo ripristino di resistenza solitamente non rappresenta l'opzione più economica, a causa dei loro elevati costi di fabbricazione, ma ciò consente di trascurare l'effetto dei giunti sulla distribuzione delle forze interne e sulla resistenza di progetto del sistema, essendo la plasticità ammessa a livello di sezione trasversale dell'elemento, nel caso in cui venga svolta una analisi elastica accompagnata da una verifica elastica o plastica della sezione trasversale. Nel caso in cui venga eseguita un'analisi strutturale plastica, che richiede quindi capacità di rotazione plastica per lo sviluppo del meccanismo plastico di collasso, il rischio di sviluppare una cerniera plastica nel giunto, a causa della sovraresistenza del materiale nell'elemento, dovrebbe essere evitato, soprattutto se non è stata verificata la duttilità del giunto a completo ripristino di resistenza. Nella EN 1993-1-8, è quindi richiesto

di considerare una iniziale sovra-resistenza dei giunti rispetto alla resistenza nominale della sezione trasversale. Si può quindi parlare di giunti sovra-resistenti.

Il metodo per componenti previsto dalla (EN 1993-1-8, 2005) costituisce il principale metodo analitico per il calcolo delle proprietà meccaniche: (i) rigidità, (ii) resistenza e (iii) capacità di rotazione dei giunti. Trova applicazione sia per la progettazione elastica che plastica di qualsiasi configurazione di giunto di acciaio o acciaio-calcestruzzo (EN 1994-1-1, 2004). Dettagli per la procedura di implementazione e informazioni supplementari rispetto ai documenti (EN 1993-1-8, 2005) e (EN 1994-1-1, 2004) sono disponibili in (Jaspart e Weynand, 2016a) e (Demonceau et al., 2021). Al fine di estendere il suo campo di applicazione, (Demonceau, 2008) ha caratterizzato un componente non ancora disponibile per i giunti misti acciaio-calcestruzzo, relativo al contributo della “soletta in compressione”, e ha avanzato proposte per la valutazione dell’area efficace della soletta e per il contributo del componente al giunto composto acciaio-calcestruzzo in presenza di momento positivo, vedere capitolo VIII.4.2 di (Demonceau et al., 2021). Un altro riferimento interessante è quello in cui viene presentata una rassegna delle regole di progettazione dei componenti disponibili nei codici e nella letteratura tecnica (Jaspart et al., 2005). Infine, per i componenti relativi a giunti tubolari si può fare riferimento a (Weynand et al., 2015).

Il calcolo della rigidità e resistenza di progetto dei giunti è sostanzialmente possibile, qualunque sia la condizione di carico (solo momento  $M$ , solo forza assiale  $N$  e combinazione di momento  $M$  e forza assiale  $N$ , oltre alle forze di taglio), attraverso l’utilizzo del metodo per componenti.

Nei documenti normativi menzionati, comunque, le regole fornite non si riferiscono al caso di giunti soggetti ad azione flettente ed azione assiale, eccetto per i giunti di base. Quando un giunto è soggetto anche ad azione assiale  $N_{Ed}$ , è fornito un approccio approssimato per il quale l’influenza dell’interazione  $M-N$  è trascurata nel caso in cui  $N_{Ed}$  sia inferiore al 5% della resistenza assiale plastica di progetto della sezione trasversale della trave collegata ( $N_{pl,Rd}$ ).

In (Demonceau et al., 2019), è mostrato come l’interazione  $M-N$  considerata dall’Eurocodice predica in modo abbastanza preciso, ma spesso a favore di sicurezza, la resistenza del giunto mentre la regola del 5% porta generalmente a significative sovrastime. Oltre a ciò, nell’Eurocode 3 Part 1-8 non è definito come valutare l’azione assiale resistente  $N_{Rd}$ . Nella stessa pubblicazione, è presentata una procedura analitica di assemblaggio dei componenti migliorata per i giunti di acciaio e composti acciaio-calcestruzzo. La procedura è stata validata attraverso confronti con risultati di prove svolte su giunti composti trave-colonna in presenza di diverse condizioni di carico, incluso fuoco e collasso progressivo. Questa procedura avanzata, del tutto compatibile con i principi progettuali seguiti dagli Eurocodici, è descritta nell’allegato A.1.

### 2.2.2 Progetto dei giunti nel caso di eventi eccezionali

In presenza di azioni eccezionali, gli ormai consolidati criteri di progetto agli SLS/SLU basati sullo snervamento del materiale e sulle associate deformazioni possono essere ampiamente superati. Poiché l’obiettivo finale è limitare il danno localizzato della struttura o l’estensione di questi danni locali al resto della struttura, i vantaggi derivanti dalle grandi deformazioni e dalla resistenza ultima del materiale nella valutazione della robustezza possono essere facilmente immaginati. In altre parole, il fine è dimostrare che la struttura può passare da una configurazione iniziale non danneggiata stabile prima dell’evento a un’altra configurazione stabile danneggiata eventualmente a fronte di deformazioni estremamente ampie e del raggiungimento della resistenza ultima del materiale. Per i giunti, possono essere coinvolte deformazioni assiali o rotazionali molto ampie, associate a livelli di carico prossimi alla resistenza ultima del giunto. Per i giunti che non sono in grado di sviluppare queste grandi deformazioni, può verificarsi una rottura fragile prematura che può influenzare negativamente

la possibilità di mitigare il rischio del collasso progressivo. In conclusione, duttilità e grande capacità deformativa sono da considerarsi importanti proprietà di cui devono essere dotati i giunti strutturali.

Inoltre, gli eventi eccezionali spesso inducono forze interne nei giunti che differiscono significativamente da quelle considerate nel progetto agli SLS/SLU. Queste forze variano a seconda della natura dell'evento. Inoltre, l'eventuale perdita di un elemento a seguito dell'evento può modificare drasticamente la distribuzione delle forze interne nella parte non danneggiata della struttura. In conclusione, idealmente, le modalità di rottura fragile dovrebbero essere evitate lungo tutta la sequenza di carico complessa e imprevedibile che subisce il giunto durante l'evento.

Indipendentemente dalla natura dell'evento o della strategia progettuale adottata, la progettazione preliminare di tutti i giunti strutturali per la duttilità in condizioni associate agli SLU appare come un prerequisito, anche se non richiesto in senso stretto. Si parte semplicemente dal principio che un giunto, non duttile agli SLU, probabilmente non mostrerà "improvvisamente" enormi capacità di deformazione o rotazione in caso di eventi eccezionali.

La caratterizzazione delle proprietà dei giunti in condizioni estreme non è considerata dalla EN 1993-1-8 ma si è visto in numerosi progetti di ricerca (Kuhlmann et al., 2008; Demonceau et al., 2013; Ulrike Kuhlmann et al., 2017) che l'uso del metodo per componenti può essere esteso anche nel caso di giunti soggetti ad azioni eccezionali; questo metodo sarà quindi ancora usato come riferimento per il calcolo dei giunti nel presente manuale.

In conclusione, nel presente manuale di progetto, si raccomanda:

- Innanzitutto, di progettare sistematicamente giunti duttili in condizioni agli SLS/SLU. Al fine di ottenere ciò, in questa sezione sono fornite linee guida generali. Le condizioni sono espresse in termini di requisiti minimi di duttilità, che devono essere rispettate sempre dai giunti indipendentemente dal metodo di analisi globale e dal processo progettuale implementato per la verifica agli SLU.
- Di rispettare specifici criteri progettuali complementari in presenza di condizioni eccezionali. Queste differiscono in relazione alle strategie di progetto che sono presentate nel paragrafo 2.1. Queste saranno dettagliate nei capitoli 4 e 5. In alcuni casi, i requisiti di duttilità dovranno essere soddisfatti da alcuni giunti per condizioni di carico che differiscono da quelle relative agli SLU (per esempio, nel caso di perdita di un elemento strutturale a seguito di un evento eccezionale).

### 2.2.3 Requisiti minimi di duttilità per giunti strutturali

#### 2.2.3.1 *Raccomandazioni generali per giunti di acciaio e composti agli SLU*

In condizioni associate agli SLU, sono richiesti livelli minimi di duttilità in relazione a specifiche situazioni incontrate nel progetto. Con riferimento ai casi sopra elencati, di seguito sono forniti tali requisiti minimi.

#### Giunti incernierati

I requisiti di duttilità per questi giunti sono forniti in (Jaspart et al., 2009), così come le procedure per la valutazione della resistenza di progetto a taglio (sotto forma di fogli di progetto che permettono una semplice applicazione pratica). In questa pubblicazione, i requisiti sono espressi in termini di resistenza completa delle saldature e minimi valori del rapporto  $d/t$  tra il diametro del bullone e lo spessore delle piastre connesse (piastra di testa, per esempio).

Riguardo alle saldature, è raccomandato l'uso di saldare a completa penetrazione o a doppio cordone d'angolo a completo ripristino. Mentre l'uso di saldature a completa penetrazione può determinare

costi aggiuntivi, saldature a doppio cordone d'angolo a completo ripristino possono essere ottenute a costi ragionevoli rispettando i criteri progettuali forniti in Tabella 1.

Tabella 1. Valori raccomandati dello spessore "a" per ottenere saldature a doppio cordone d'angolo a completo ripristino per piatti di spessore "t" minori di 40 mm (Jaspart et al., 2009)

Tipo di acciaio	S235	S275	S355	S420M	S420N	S460M	S460N
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	420	460	460
$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	360	430	510	520	550	550	580
$\beta_w$	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_{w,u,end}$ (N/mm <sup>2</sup> )	255	286	321	294	311	311	328
Saldature a completo ripristino a doppio cordone	$a \geq 0.46t$	$a \geq 0.48t$	$a \geq 0.55t$	$a \geq 0.71t$	$a \geq 0.68t$	$a \geq 0.74t$	$a \geq 0.70t$

La EN 1993 1-8 fornisce un criterio al punto 6.4.2 per evitare rotture fragili dei bulloni e garantire una sufficiente duttilità ai giunti bullonati. Questo criterio definisce un legame tra lo spessore "t" del componente in flessione (spessore della flangia della colonna, della piastra di estremità o della flangia della squadretta) e il diametro del bullone "d":

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (1)$$

dove  $f_{ub}$  è la resistenza ultima del materiale del bullone e  $f_y$  è la resistenza di snervamento del materiale della componente inflessa. Questa condizione deve essere soddisfatta almeno da una delle due piastre collegate.

Inoltre, per permettere una sufficiente capacità rotazionale senza sviluppo di momento flettente significativo nella connessione, sono richiesti alcuni requisiti di dettaglio. Alcuni esempi sono forniti nell'allegato A.2.

#### Giunti a parziale ripristino di resistenza

Se in un'analisi elastica svolta agli SLU, si richiede una verifica elastica della resistenza del giunto, non deve essere assicurata duttilità poiché si assume che si non possa verificare snervamento nel giunto.

Se invece viene svolta un'analisi elastica agli SLU seguita da una verifica plastica della resistenza del giunto, devono essere verificati dei requisiti minimi, come uso di profili con sezione trasversale in classe 2, così da permettere una completa redistribuzione plastica delle forze interne nel giunto. Al riguardo, la EN 1993-1-8, al punto 6.2.7.2(9), specifica le regole da rispettare per evitare il prematuro collasso dei bulloni in trazione.

Infine, se viene effettuata un'analisi strutturale plastica che coinvolge cerniere plastiche nei giunti, si presume che le cerniere plastiche possano formarsi nei giunti e possano ruotare. Pertanto, devono essere evitate alcune modalità di collasso, come la rottura del bullone e della saldatura. A tal fine, per prevenirne la comparsa, devono essere seguite le prescrizioni fornite in Tabella 1 e dall'Equazione (2). Queste disposizioni non devono essere applicate se prevale una modalità di rottura duttile in un altro componente del giunto più debole che limita la resistenza plastica del giunto. Lo snervamento "dell'anima della colonna in trazione trasversale" è uno di questi componenti duttili, così come lo sviluppo del rifollamento prima della rottura del bullone nei giunti bullonati con piastre di coprigiunto soggette a taglio nelle ali.

Altre modalità di collasso, come “anima della colonna sollecitata a compressione trasversale” e “flangia della trave e anima in compressione” che possono coinvolgere fenomeni di instabilità locale, devono essere evitate.

In accordo all’approccio progettuale globale seguito gli SLU (analisi elastica/plastica; verifica elastica/plastica), i requisiti in termini di duttilità possono variare, mentre in presenza di eventi eccezionali è detto al punto 2.2.2 che “il progetto preliminare di tutti i giunti strutturali per duttilità agli SLU appare come un prerequisito”. Per realizzare ciò, si raccomanda, per tutti i giunti strutturali, di soddisfare i requisiti di duttilità associati ad una “analisi strutturale plastica che coinvolge cerniere plastiche”, ovvero un livello di duttilità che consenta una significativa capacità di rotazione plastica. Questo requisito spesso permette di evitare successivi ‘rinforzi’ dei giunti in sede di verifica della robustezza delle strutture.

Lo stesso approccio si applica ai giunti composti acciaio-calcestruzzo. Per questi ultimi si raccomanda, inoltre, di soddisfare i requisiti di duttilità nella parte in acciaio della connessione (cioè senza la soletta) in modo da garantire una corretta risposta “residua” dei giunti dopo il collasso delle armature, in presenza di alti livelli di rotazione.

La duttilità della soletta in trazione dipende dal diametro delle armature, dal rapporto di armatura e dalla classe di duttilità delle armature (si deve utilizzare almeno la classe B). A questo proposito, dovrebbero essere seguiti i requisiti generali forniti nella EN 1994-1-1 (ad esempio, riguardo al rapporto minimo di armatura).

In (Duarte da Costa, 2018), si analizza la duttilità del giunto composto soggetto a momento negativo. In particolare, sono forniti due condizioni minime che garantiscono sufficiente duttilità per effettuare una analisi plastica:

- Rapporto efficace di armatura (ovvero, rapporto tra area dell’armatura e area efficace del calcestruzzo  $A_{c,eff}$  come definita al punto 7.3.2(3) della (EN 1992-1-1, 2005)):  $2,0\% \leq \rho_{eff} \leq 3,5\%$
- Diametro dell’armatura longitudinale  $\phi \geq 12\text{mm}$ .

Inoltre, in (Schäfer, 2005), è raccomandata la posizione del primo connettore a taglio ad una certa distanza  $a_{KB}$  dalla colonna per permettere la formazione di una zona duttile in trazione nella soletta in calcestruzzo (Figura 4), e migliorare la duttilità del giunto.

In presenza di momento positivo, la soletta è in compressione; si può assumere che la sua duttilità sia sufficiente per permettere la formazione di una cerniera duttile nel giunto composto.

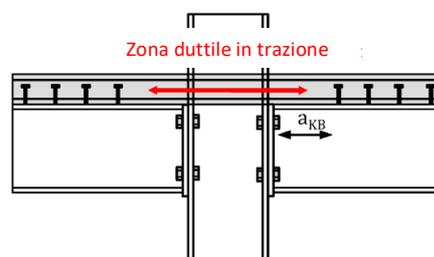


Figura 4. Zona duttile tesa nella soletta in calcestruzzo

#### Giunti a completo ripristino di resistenza

Nel caso di analisi strutturale elastica agli SLU con una verifica elastica o plastica delle sezioni trasversali, non deve essere garantito alcun requisito di duttilità poiché la plasticità si sviluppa nelle aste collegate.

Nel caso di analisi strutturale plastica che preveda lo sviluppo di cerniere plastiche nelle aste, non è normalmente attesa duttilità o capacità di rotazione alcuna agli SLU dai giunti. Questi infatti non dovrebbero subire fenomeni di snervamento, essendo sovra-resistenti rispetto alle aste collegate. Ma a causa degli effetti di sovra-resistenza, l'effettiva resistenza plastica dell'elemento potrebbe essere superiore rispetto a quanto atteso, determinando lo sviluppo di cerniere plastiche nei giunti. Di conseguenza, potrebbe verificarsi un inatteso collasso prematuro del giunto.

La sovra-resistenza del materiale può essere stimata seguendo la raccomandazione dell'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2004), punto 6.5.5:  $f_{ov} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$  dove  $f_{ov}$  è la resistenza del materiale considerando la sovra-resistenza, 1,1 è un coefficiente che considera l'incrudimento,  $\gamma_{ov}$  è un fattore di sovra-resistenza (valore raccomandato = 1,25, ma questo valore può essere stimato in modo più accurato sulla base della Tabella 2 proposta dalla prossima versione prEN 1998 dell'Eurocode 8 (prEN 1998-1-2, 2019)) e  $f_y$  è il valore nominale della tensione di snervamento del materiale.

Questo significa che la resistenza del giunto 'sovra-resistente' (vedi paragrafo 2.2.1) dovrà essere almeno 1.38 volte superiore rispetto alla resistenza del più debole tra gli elementi collegati per conteggiare la sovra-resistenza. In caso contrario, i giunti potrebbero diventare gli elementi strutturali più deboli e dovranno avere un minimo livello di capacità deformativa in accordo a quanto richiesto per i giunti a parziale ripristino di resistenza.

Tabella 2. Fattore di sovra-resistenza del materiale  $\gamma_{ov}$  (prEN 1998-1-2, 2019)

Tipo di acciaio	$\gamma_{ov}$
S235	1,45
S275	1,35
S355	1,25
S460	1,2

#### Requisiti preliminari per la duttilità

In conclusione, come buona pratica per aiutare la struttura a sopportare eventi eccezionali, si raccomanda sempre il progetto dei giunti agli SLU in modo tale che possano formarsi cerniere plastiche o che queste possano ruotare come necessario nel caso di analisi strutturale plastica effettuata agli SLU.

La sola eccezione a questo principio riguarda il caso dei giunti sovra-resistenti. Deve essere comunque sottolineato che il carattere di sovra-resistenza dei giunti deve essere assicurato non solo in presenza di azioni flettenti, ma per tutte le condizioni di carico che possono verificarsi durante l'evento eccezionale, ad esempio coinvolgendo le forze d'incatenamento.

#### *2.2.3.2 Raccomandazioni specifiche agli SLU per giunti acciaio e composti acciaio-calcestruzzo bullonati con piastra di estremità*

Una alternativa di facile utilizzo rispetto al metodo per componenti proposto da EN 1993-1-8, quando si tratti di determinare la resistenza flessionale di giunti bullonati con piastra di estremità resistenti a flessione (vedere Figura 5), è il metodo proposto in (Rölle, 2013). Questo metodo assume che il prodotto della resistenza a trazione dei bulloni e del relativo braccio di leva sia il fattore che in modo predominante definisce la capacità a flessione del giunto, mentre l'influenza di altri parametri è conteggiata indirettamente attraverso l'utilizzo di fattori di correzione (allegato A.3.1). Con l'aiuto di determinati criteri costruttivi, la procedura di progetto si propone di ottenere una modalità di collasso di tipo 2 del giunto combinando una sufficiente duttilità e una soddisfacente resistenza, come

accadrebbe nel caso di modalità di collasso tipo 1. La validità di questo ultimo approccio è stata dimostrata mediante prove sperimentali effettuate su campioni realizzati con acciaio fino a S355.

Oltre alle raccomandazioni generali per la duttilità fornite per tutti i giunti nel paragrafo 2.2.3.1, sono state proposte raccomandazioni specifiche, fornite nella Tabella 3, per giunti a parziale ripristino di resistenza ad alta duttilità, nei quali le cerniere plastiche dovrebbero formarsi e ruotare (Vogel et al., 2014). In particolare, deve essere assicurata una certa distanza del bullone dal profilo (vedi  $m$  e  $m_2$  o  $m_x$  in Figura 5) poiché è stato dimostrato che hanno un'influenza significativa sulla duttilità (Rölle, 2013). Se tutti e sei i criteri della Tabella 3 sono soddisfatti, si possono ottenere rotazioni totali del giunto da 80 a 180 mrad attivando principalmente la componente "piastra d'estremità in flessione" a collasso.

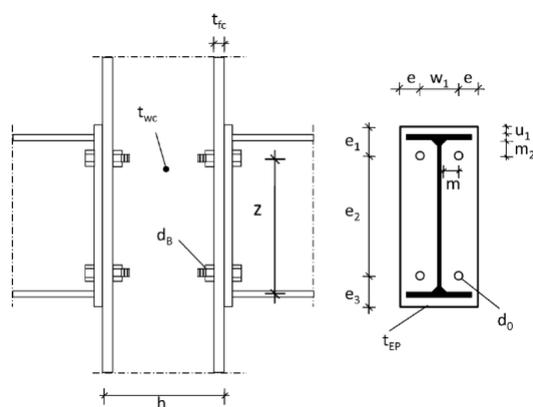


Figura 5. Parametri geometrici pertinenti per giunto con piastre di estremità

Tabella 3. Criteri costruttivi per il progetto di giunti trave-colonna di acciaio con piastra di estremità ad alta duttilità

Nome del parametro	Simbolo	Criterio
Rapporto spessore piastre di estremità e diametro del bullone	$t_{EP}/d_B$	$< 0,65$
Tipo di acciaio da costruzione	$f_y$	$\leq S355$
Tipo di acciaio del bullone	$f_{uB}$	$\geq 8.8$
Distanza orizzontale tra i bulloni (mm)	$m$	$\geq 3.0d_B$
Distanza verticale tra i bulloni (mm)	$m_2(m_x)$	$\geq 2.5d_B$
Altezza della trave (mm)	$h_b$	$\leq 500$
In questa tabella, i criteri sui limiti si riferiscono agli acciai per i quali sono disponibili prove; questo non deve portare a concludere che acciai di grado più elevato non permettano alte duttilità.		

### 2.2.3.3 Raccomandazioni specifiche agli SLU per giunti a parziale e totale ripristino di resistenza con piastre di estremità in strutture soggette ad azioni sismiche

Nei telai momento resistenti di acciaio, le estremità delle travi sono generalmente utilizzate come zone dissipative e i giunti trave-colonna sono progettati per resistere alle azioni interne corrispondenti allo sviluppo delle cerniere plastiche alle estremità delle travi. Tuttavia, quando si progettano le zone non dissipative, è necessario tenere conto dei possibili effetti di sovra-resistenza e incrudimento che si verificano nelle zone dissipative.

L'utilizzo di giunti a resistenza parziale come zone dissipative è consentito ma, in questo caso, la duttilità e la capacità dissipativa dei giunti devono essere dimostrate mediante prove sperimentali secondo la normativa di progettazione vigente.

Per questo motivo è stato avviato un progetto europeo RFCS denominato EQUALJOINTS che coinvolge partner dell'accademia e industriali con l'obiettivo di studiare e pre-qualificare tre tipi di giunti bullonati comunemente utilizzati nella pratica europea.

Una guida alla progettazione, un software e una app per dispositivi mobili sono stati sviluppati e tradotti in 12 lingue europee permettendo la diffusione dei risultati del progetto di ricerca EQUALJOINTS ai progettisti. Questi strumenti di progettazione sono messi a disposizione gratuitamente sul sito web della European Convention of Constructional Steelwork (ECCS - <https://www.steelconstruct.com/eu-projects/equaljoints/>). Queste raccomandazioni saranno implementate nella nuova prossima versione dell'Eurocodice 8.

#### *2.2.3.4 Valutazione della capacità rotazionale plastica dei giunti agli SLU*

Approcci generali e specifici per una determinazione esplicita della capacità di rotazione plastica di giunti in acciaio e compositi sono presentati nell'allegato A.4

#### *2.2.3.5 Sintesi delle conclusioni in vista della progettazione del giunto sotto carichi eccezionali*

In funzione della struttura e dell'iter progettuale seguito per mitigare il rischio di crollo progressivo, le richieste dei giunti in termini di resistenza e duttilità possono differire notevolmente. Queste richieste saranno specificate per ciascuna strategia di progettazione nei capitoli 4 e 5.

È necessario progettare tutti i giunti strutturali agli SLU in modo che si possano formare cerniere (implicito per i giunti incernierati) e ruotino.

In questo paragrafo sono forniti i requisiti per raggiungere questo obiettivo nel caso di giunti a cerniera, a parziale e totale ripristino di resistenza. Questi requisiti sono espressi:

- in termini generali per tutti i giunti in acciaio e compositi (paragrafo 2.2.3.1);
- sotto forma di approcci progettuali semplificati per giunti a resistenza parziale con connessioni a piastra d'estremità (paragrafo 2.2.3.2);
- sotto forma di procedura di prequalificazione per giunti in acciaio a parziale e totale ripristino di resistenza per giunti con piastra di estremità in una struttura soggetta ad azioni sismiche (paragrafo 2.2.3.3).

Informazioni sulla procedura per la valutazione della capacità di rotazionale plastica disponibile di giunti in acciaio e compositi sono infine fornite nel paragrafo 2.2.3.4.



### 3 Classi di conseguenze

Le strutture edilizie sono classificate secondo classi di conseguenze basate sulle conseguenze del collasso strutturale in termini di perdita di vite umane o di lesioni alle persone e di perdite economiche, sociali o ambientali. Tale classificazione è considerata una semplificazione di un complesso sistema basato sul rischio in relazione tra le altre cose al tipo di edificio, all'altezza, all'occupazione, percezione della società, al tipo di carico, al tipo strutturale, alla natura dei materiali. Nelle EN 1990 e EN 1991-1-7, punto 3.4, sono identificate tre classi di conseguenze. Tuttavia, nell'allegato A della EN 1991-1-7, tabella A.1, la classe di conseguenze 2 è suddivisa in CC2a (conseguenze medie-gruppo di rischio più basso) e CC2b (conseguenze medie-gruppo di rischio più alto). Le altre classi sono la CC1 (basse conseguenze del collasso) e la CC3 (conseguenze elevate), come riassunto nella Tabella 4. Vale la pena ricordare che l'Allegato A è considerato informativo piuttosto che normativo, e quindi non è obbligatorio seguire le indicazioni fornite. Tuttavia, spetta ai singoli paesi decidere se raccomandare o meno l'applicazione dell'allegato A. Ulteriori indicazioni pratiche relative alla classificazione degli edifici per la robustezza possono essere trovate anche altrove, ad esempio in (Way, 2011). D'altro canto, l'attuale bozza di revisione della EN 1990 (prEN 1990, 2019) aggiunge altre due classi di conseguenze, la CC0 e la CC4. Si ritiene che CC4 presenti un rischio estremo di perdita di vite umane o lesioni alle persone e un notevole rischio economico, sociale o ambientale. Le disposizioni degli Eurocodici non coprono interamente le regole di progettazione necessarie per le strutture classificate come CC4. Per queste strutture possono essere necessarie disposizioni aggiuntive rispetto a quelle previste dagli Eurocodici. La CC0 presenta invece il rischio più basso, dove possono essere utilizzati gli Eurocodici o disposizioni alternative e dove elementi diversi da quelli strutturali possono essere classificati come CC0. Pertanto, le disposizioni degli Eurocodici riguardano principalmente le regole di progettazione per le strutture classificate da CC1 a CC3. Inoltre, la bozza di revisione della EN 1990 consente di suddividere in altri Eurocodici le classi di conseguenze da CC1 a CC3 in sottoclassi superiori e inferiori.

Ci sono alcuni casi in cui i progettisti possono incontrare difficoltà nella classificazione se le strutture non rispettano le descrizioni fornite nella Tabella 4. In tali casi, è richiesto il giudizio ingegneristico ed è responsabilità dell'ingegnere garantire che la sicurezza della struttura non sia compromessa. Alcuni dei casi comuni sono elencati di seguito (vedere (Way, 2011) per maggiori dettagli):

- L'inclusione di soppalchi nel conteggio del numero di piani per la classificazione degli edifici dipenderà dalle dimensioni e dall'uso di tale piano. A titolo indicativo, lo SCI P391 (Way, 2011) consiglia di conteggiare il soppalco se è maggiore del 20% dell'ingombro dell'edificio, limite che può essere aumentato se il piano non è giornalmente accessibile.
- Zone accessibili dei solai di copertura devono essere conteggiati nel numero di piani indipendentemente dalla pendenza della copertura.
- Gli edifici con diverso numero di piani che ricadono in diverse classi di conseguenze dovrebbero essere classificati in relazione alla classe più onerosa.
- Gli edifici ad uso misto che ricadono in diverse classi di conseguenze dovrebbero essere classificati in base alla classe più onerosa.
- I piani interrati sono definiti in modo tale che il livello del suolo esterno dovrebbe essere almeno 1,2 m sopra la superficie superiore del piano interrato per un minimo del 50% della pianta dell'edificio. Nel determinare il numero di piani, i piani interrati possono essere esclusi, a condizione che tali piani interrati soddisfino i requisiti della "Classe di conseguenze 2b Gruppo di rischio più alto". In caso di Conseguenza Classe 3, i piani interrati devono seguire i requisiti di tale classe.

Tabella 4. Classificazione delle classi di conseguenze secondo la attuale EN 1990 e EN 1991-1-7 - allegato A

Classe di conseguenze (CC)	Descrizione	Esempi di tipologie di edifici e di occupazione
<b>1</b>	Basse conseguenze in termini di perdite di vite umane e economiche, conseguenze sociali o ambientali modeste o trascurabili	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani Edifici ad uso agricolo normalmente non frequentati (ad es., edifici adibiti all'immagazzinamento), serre Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici
<b>2a (Gruppo di rischio più basso)</b>	Medie conseguenze in termini di perdite di vite umane e economiche, conseguenze sociali o ambientali considerevoli	Edifici ad occupazione singola di 5 piani Hotels non eccedenti i 4 piani Edifici industriali non eccedenti i 3 piani Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m <sup>2</sup> a piano Edifici scolastici ad un piano Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m <sup>2</sup>
<b>2b (Gruppo di rischio più alto)</b>		Hotels, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 Ospedali non eccedenti i tre piani Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m <sup>2</sup> Parcheggi non eccedenti i 6 piani
<b>3</b>	Alte conseguenze in termini di perdite di vite umane e economiche, conseguenze sociali o ambientali molto grandi	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., sale concerto, tribune, ....ecc.) Stadi per più di 5000 spettatori Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose

Nota: la tabella non è esaustiva e può essere adattata

- Il piano terra può essere escluso dal numero totale di piani per la classificazione dell'edificio se tutti i suoi elementi strutturali, compresi i collegamenti, sono progettati come elementi chiave. In caso di utilizzo del piano terra come parcheggio, può essere escluso dal conteggio dei piani se si applicano tutte le seguenti condizioni:
  - o Il parcheggio è riservato esclusivamente agli utenti dell'edificio.
  - o Il piano terra non deve essere accessibile o contenere un diritto di passaggio per il pubblico in generale.
  - o Tutti gli elementi strutturali del piano terra, e i loro collegamenti, sono progettati come elementi chiave.
- Per gli edifici che subiscono trasformazioni, modifiche o ampliamenti che comportino un cambio di classe di conseguenze, l'edificio dovrebbe essere classificato nella classe più onerosa.

## 4 Azioni eccezionali identificate

### 4.1 Introduzione

Il progetto degli edifici nei confronti della robustezza può essere fatto seguendo due differenti approcci: progetto nei riguardi degli effetti diretti di azioni estreme o di progetto nei riguardi di una specifica entità di danno derivante da un evento non noto o non prevedibile. Ovviamente, il primo metodo richiede la identificazione della minaccia e la definizione di una azione. Esempi tipici sono l'incendio, l'esplosione, o urto.

Per alcune azioni, il livello della minaccia può essere ridotto o addirittura eliminato con misure non-strutturali o altre misure, ad esempio, la protezione attiva contro l'incendio con sprinklers, sfianti per esplosioni di gas, usando dissuasori del traffico per proteggere la struttura da urti, o incrementando la distanza tra la possibile zona dell'esplosione e l'edificio. Inoltre, in alcune situazioni, il danno localizzato può essere permesso, purché non sia sproporzionato rispetto alle cause che lo hanno determinato. Alcune azioni eccezionali sono considerate nel dettaglio dagli Eurocodici:

- Sisma: il progetto delle strutture soggette a sisma è trattato da uno specifico Eurocodice, l'EN 1998;
- Incendio: il progetto delle strutture soggette ad incendio è trattato nella Parte 1-2 degli Eurocodici relativi ai diversi materiali.

Comunque, in alcune circostanze, le azioni possono superare le condizioni considerate nei codici normativi, per esempio nel caso di una successione di eventi (sisma dopo un sisma, incendio dopo un sisma, o incendio dopo una esplosione).

Gli effetti di azioni identificate su una struttura devono essere valutati considerando metodi di analisi appropriati, che dipendono dalla categoria di sicurezza, o classe di conseguenze (EN 1991-1-7):

- Classe di conseguenze 1: non sono necessarie analisi specifiche per le azioni eccezionali;
- Classe di conseguenze 2: in funzione delle circostanze della struttura considerata: analisi semplificata mediante modelli di carichi equivalenti e /o utilizzo di un progetto prescrittivo /regole di dettaglio
- Classe di conseguenze 3: studio approfondito dello scenario eccezionale utilizzando analisi dinamiche e analisi non -lineari se appropriate.

Nelle parti successive del documento è trattato il progetto per le seguenti azioni eccezionali identificate:

- Urti dovuti al traffico stradale (paragrafo 4.2)
- Esplosioni esterne (paragrafo 4.3.2)
- Esplosioni interne dovute al gas naturale (paragrafo 4.3.3)
- Incendio (paragrafo 4.4)
- Sisma (paragrafo 4.5).

### 4.2 Urti

#### 4.2.1 Prevenire/eliminare il pericolo

Il pericolo di urti è tipicamente associato ad un incidente che coinvolge veicoli. Le conseguenze dell'urto del veicolo dipendono significativamente dal peso, dalla velocità e dalla direzione (in relazione all'edificio) del veicolo. Le misure preventive fanno parte delle misure di sicurezza dell'edificio e sono incentrate sul rallentamento del veicolo e sulla riduzione dell'accesso all'edificio. Ciò può essere ottenuto mediante un'adeguata progettazione delle vie di accesso, che non consentano ai veicoli di

grandi dimensioni di avvicinarsi direttamente all'edificio e limitino la velocità del veicolo stesso. Possono essere utilizzati vari dispositivi a partire da semplici riduttori di velocità posti sulla strada, sistemi di bloccaggio automatico e barriere di sicurezza come illustrato nelle figure da Figura 6 a Figura 9.

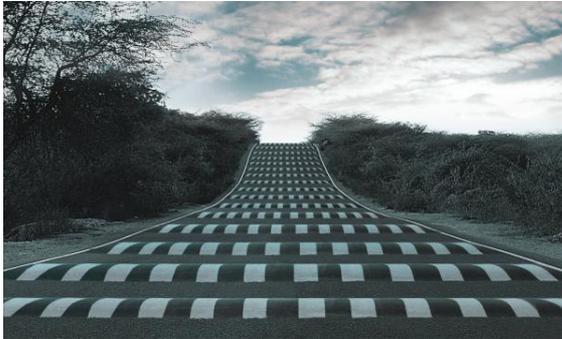


Figura 6. Riduttori di velocità su una strada di collina



Figura 7. Cordoli delimitatori in un parcheggio



Figura 8. Sistema di bloccaggio automatico e barriera



Figura 9. Sistema di bloccaggio azionato idraulicamente

#### 4.2.2 Progetto esplicito

Le azioni dovute agli urti sono trattate nel capitolo 4 della EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006). Questo documento considera diverse situazioni nella quali può avvenire un urto. Indipendentemente dalla situazione, l'urto determina sempre una interazione tra un oggetto collidente (la sorgente dell'urto) e un oggetto impattato (ad esempio, una colonna di un edificio).

In funzione della classe di conseguenze della struttura, sono permesse delle semplificazioni (vedere Figura 10), secondo quanto segue:

- Per strutture in bassa e/o media classe di conseguenze (fino a CC2 – vedere capitolo 3), è sufficiente una analisi statica come l'approccio statico equivalente della EN 1991-1-7, come descritto nel paragrafo 4.2.2.1.
- Per strutture in classe di conseguenza alta (CC3 – vedere capitolo 3), è richiesta una analisi dinamica. Questa analisi può essere semplificata (EN 1991-1-7) o dinamica completa– vedere paragrafo 4.2.2.2 e 4.2.2.3, rispettivamente.

Quando si utilizza l'approccio statico equivalente della EN 1991-1-7, come assunzione conservativa, l'oggetto impattato è sempre considerato rigido, cioè l'oggetto in collisione assorbe tutta l'energia dell'impatto urto forte).

Quando vengono utilizzate analisi dinamiche, sono consentite sia l'ipotesi di *urto forte* che di *urto morbido*. Nell'*urto morbido* si tiene conto della capacità dell'oggetto impattante di dissipare l'azione d'urto.

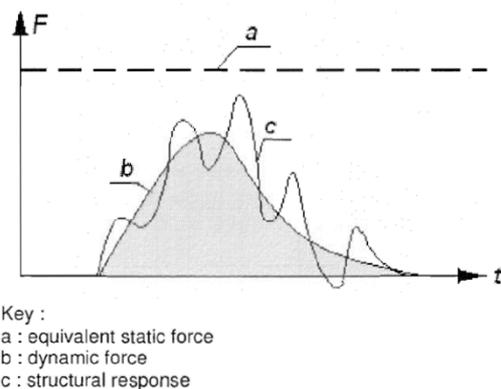


Figura 10. Rappresentazione di azioni dovute all'urto (EN 1991-1-7, 2006)

#### 4.2.2.1 Approccio statico equivalente

In questo approccio, il carico d'urto è sostituito da una forza statica equivalente  $F$  che tiene conto degli effetti del carico sulla struttura. Per tutti i tipi di impatto trattati nella Sezione 4 della EN 1991-1-7, sono riportati i valori delle forze statiche equivalenti per diversi tipi di veicoli (automobili, camion, treni, navi...) con spiegazioni su come applicarli alle strutture.

La situazione più comune negli edifici è l'impatto di un veicolo su una delle colonne portanti. L'applicazione di questo approccio per questo caso è mostrata in Figura 11: la posizione (altezza  $h$ ) e l'area  $a$  di azione della forza sulla colonna dipendono dal tipo di veicolo (auto o camion), mentre l'entità della forza  $F$  dipende del tipo di strada su cui sta viaggiando il veicolo (cioè, la velocità massima che questo può raggiungere).

L'elemento impattato (e la struttura circostante) deve essere verificato nei confronti della forza statica equivalente  $F$  e degli altri carichi permanenti e variabili, considerando la combinazione dei carichi eccezionali. L'elemento impattato dovrebbe essere verificato agli SLU, senza limitazioni in termini di deformazione.

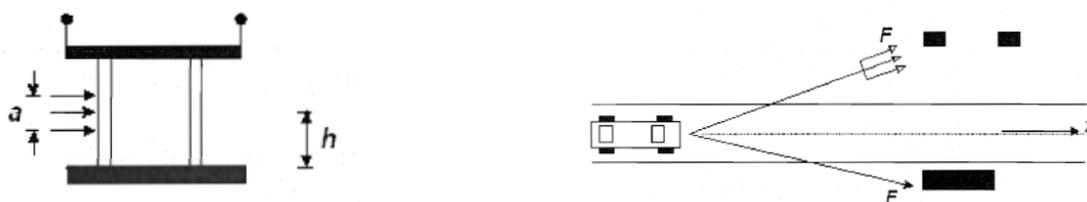


Figura 11. Forza d'urto sulle sottostrutture portanti in prossimità delle corsie di circolazione per ponti e strutture portanti per edifici (Eurocode 1 2006)

#### 4.2.2.2 Approccio dinamico semplificato

Questo approccio è trattato nell'Allegato C della EN1991-1-7 e può essere in via generale descritto dal modello fornito in Figura 12. La valutazione della forza di impatto  $F$  dipende dal tipo di impatto (urto morbido o duro):

- Per urto *duro* o *morbido* dove l'oggetto in collisione o l'oggetto impattato, rispettivamente, si deformano linearmente, può essere utilizzata l'Eq. (2), dove  $k$  è la rigidità dell'oggetto in collisione (urto duro) o dell'oggetto colpito (urto morbido);  $v_r$  è la velocità di impatto e  $m$  è la massa dell'oggetto in collisione.

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} \quad (2)$$

- Per l'urto morbido, quando l'energia dell'impatto viene assorbita attraverso deformazioni plastiche, è necessario che la duttilità della struttura sia sufficiente ad assorbire l'energia cinetica totale  $\frac{1}{2}mv_r^2$  dell'oggetto in collisione. Assumendo una risposta rigido-plastica della struttura, questo requisito è soddisfatto se è rispettata la condizione data dall'Eq. (3), dove  $F_0$  è la resistenza plastica della struttura e  $y_0$  la sua capacità di deformazione.

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_0 y_0 \quad (3)$$

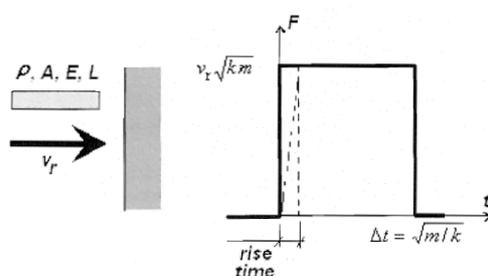


Figura 12. Modello di urto (EN 1991-1-7, 2006)

Per il caso specifico di urto di un veicolo con un elemento portante di una struttura, la EN 1991-1-7 suggerisce alcuni valori per i parametri che influenzano la forza d'urto quali massa, velocità, resistenza plastica  $F_0$ , decelerazione del veicolo, ecc., a seconda del tipo di veicolo e del tipo di strada. Nell'allegato informativo della EN 1991-1-7, questo caso particolare è spiegato in maggiore dettaglio.

#### 4.2.2.3 Approccio totalmente dinamico

In un'analisi completamente dinamica, il progettista può decidere tra una analisi nella quale l'impatto è modellato in modo esplicito o un'analisi basata sul percorso alternativo del carico (o analisi della perdita della colonna), in cui l'azione non è modellata esplicitamente ma viene simulata la sua conseguenza, ovvero una perdita di una colonna. In termini pratici, questo secondo approccio è più interessante perché può fornire una buona stima della robustezza della struttura, senza la complessità richiesta per modellare le azioni di urto.

Nell'analisi del percorso alternativo del carico sono considerate opzioni, diverse per la loro complessità (lineare/non lineare, statico/dinamico, ecc...); le linee guida di progettazione per la loro applicazione sono descritte nel capitolo 5 di questo manuale al quale si rimanda. Tuttavia, alcuni parametri sono evidenziati in questa sede perché importanti per una buona stima della capacità in termini di robustezza di una struttura soggetta ad un'azione di urto attraverso un'analisi del percorso alternativo del carico, come:

- Gli *effetti dinamici* possono essere presi in considerazione valutando il tempo di perdita della colonna o dell'elemento portante. Al riguardo, si possono seguire i suggerimenti della GSA (GSA, 2003).
- L'*effetto della velocità di deformazione* imposta dall'azione sulle leggi costitutive dei materiali che compongono la struttura può essere facilmente valutato attraverso il parametro di incremento dinamico (*DIF*). Per carichi d'urto che inducono velocità di deformazione solitamente tra  $10^{-1}$  e 10, il coefficiente DIF da applicare alla resistenza elastica del materiale in acciaio varia da 1,1 a 1,3. Per le proprietà meccaniche del bullone si può ipotizzare un coefficiente DIF di 1,1. In letteratura sono disponibili svariati modelli per spiegare in modo più accurato questo fenomeno, come ad esempio il modello di Johnson-Cook (Johnson and Cook, 1983).

### 4.3 Esplosione

Un'esplosione è un rilascio estremamente rapido di energia sotto forma di onde di pressione, calore, suono e luce (Hall, 2017). L'esito di un'esplosione può includere anche l'impatto con frammenti primari e/o frammenti secondari. Anche se tutto ciò può influenzare in modi diversi gli edifici e gli occupanti, questo paragrafo è principalmente limitato alla risposta delle strutture soggette ad un carico di pressione. Gli effetti termici e dell'impatto di detriti volanti in alcuni casi possono essere significativi. Nonostante ciò, questi effetti non sono considerati in quanto segue.

I materiali esplosivi possono essere solidi, gas, vapori o polveri. A seconda della natura del materiale esplosivo e delle condizioni locali, l'esplosione può svilupparsi come una deflagrazione o espandersi rapidamente e generare onde d'urto (detonazione). Maggiori informazioni al riguardo possono essere trovate in (Demonceau et al., 2021).

Generalmente, gli edifici non sono progettati per condizioni di carico generate da esplosioni, ad eccezione delle strutture progettate specificatamente per resistere a tali azioni (ad esempio, edifici resistenti alle esplosioni) o edifici in cui il gas viene bruciato o distribuito. Pertanto, quando gli edifici sono sottoposti a carichi così estremi, possono subire danni ingenti (Ellingwood et al., 2007; Somes, 1973; Burnett, 1975a; EN 1991-1-7, 2006). Deve essere riconosciuta la possibilità che i componenti strutturali primari possano cedere e devono essere prese misure per mitigare questo rischio, ad esempio prevenendo il collasso progressivo successivo al collasso di una colonna (CSA, 2012). Di seguito vengono forniti dettagli sulle principali caratteristiche delle esplosioni e sui possibili approcci progettuali. Inoltre, vengono fornite misure per ridurre o prevenire la minaccia dell'esplosione.

#### 4.3.1 Prevenire/limitare il pericolo

##### 4.3.1.1 Esplosioni esterne

Sono disponibili diversi metodi per ridurre o eliminare le minacce di una esplosione esterna senza alcun intervento sui sistemi strutturali. La pressione dovuta all'esplosione si riduce significativamente all'aumentare della distanza, quindi massimizzare la distanza tra l'edificio e la sorgente dell'esplosione (distanza di stand-off) riduce gli effetti di un'esplosione (Figura 13a). In caso di spazi pubblici, dove non è possibile creare/controllare la distanza di sicurezza, si possono utilizzare come ostacoli dissuasori, alberi, l'arredo urbano, come illustrato in Figura 13b. Per le aree a rischio più elevato, è possibile costruire un muro resistente alle esplosioni, realizzando un ostacolo fisico che protegge la struttura dagli effetti di un'esplosione. Lo scopo principale del muro è impedire che l'energia prodotta dall'esplosione raggiunga la struttura, che risulta così protetta da danni permanenti conservando l'operatività dopo l'esplosione.

La scelta della forma dell'edificio e dei materiali può mitigare l'effetto di un'esplosione. Gli elementi non strutturali fissati all'esterno dell'edificio dovrebbero essere evitati per limitare i detriti volanti e facilitare l'evacuazione in caso di emergenza garantendo che le uscite rimangano praticabili. Qualora presenti, dovrebbero essere progettati utilizzando materiali leggeri con connessioni progettate per resistere ad azioni pari alla resistenza dell'elemento stesso. Le finestre sono la parte più vulnerabile dell'edificio e possono causare gravi lesioni. A seconda del livello di rischio, dovrebbe essere utilizzato un appropriato tipo di vetratura e dovrebbe essere ridotta l'area delle finestre sulle facciate esposte. È stato inoltre dimostrato che le forme e le dimensioni strutturali hanno una notevole influenza sul carico di progetto associato all'esplosione. Una forma quadrata determina un picco riflesso di sovrappressione maggiore se confrontata con una sezione rettangolare con lunghi lati quando soggetta a carico dovuto ad una esplosione. Nel caso di una struttura di forma circolare, il picco più alto riflesso di sovrappressione si osserva nel punto della superficie che è più vicino all'esplosione. Partendo da questo punto, questa pressione diminuisce poi di entità su entrambi i lati. Inoltre, negli edifici moderni,

si osserva che una facciata di forma parabolica o cubica si comporta meglio di un edificio con facciata verticale piana. Pertanto, considerando la forma dell'edificio, il progetto può essere indirizzato verso l'utilizzo di una forma che si traduce in un carico di progetto dovuto ad una esplosione minimo garantendo allo stesso tempo una area utilizzabile adeguata.

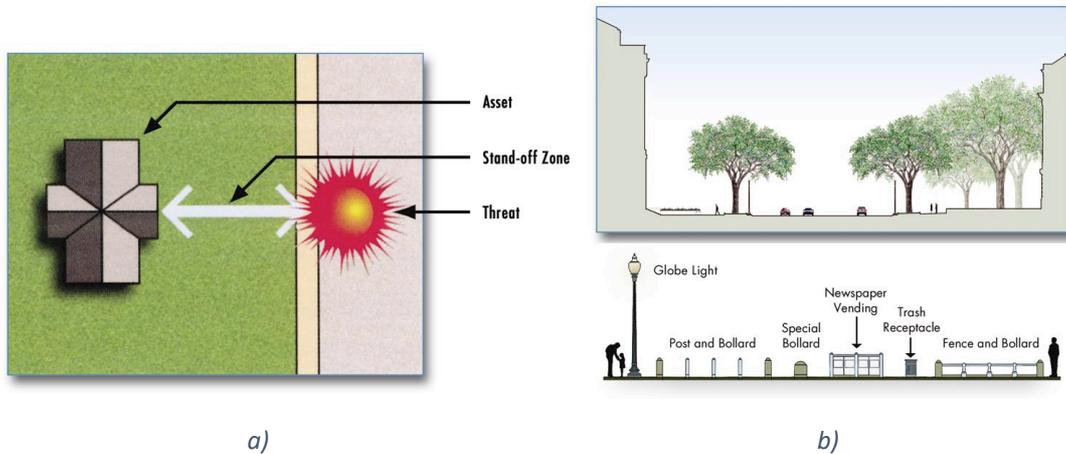


Figura 13. Mitigazione degli effetti di una esplosione: a) concetto di distanza di sicurezza (distanza di stand-off); b) elementi di sicurezza del paesaggio urbano (FEMA 426)

#### 4.3.1.2 Esplosioni di gas interne

Le lezioni apprese da incidenti precedenti mostrano che la prevenzione delle esplosioni di gas attuate attraverso la sola riduzione della probabilità di rilasci accidentali e di un'accensione non è sufficiente. Una buona pratica ingegneristica, se implementata in modo efficace, può aiutare a ridurre le conseguenze (Bjerketvedt et al., 1997a):

- Prendere in considerazione il rischio di una esplosione di gas nella fase iniziale del progetto. È nella fase iniziale dello sviluppo di un progetto che vengono prese le principali decisioni come, ad esempio, l'ubicazione delle diverse aree, la separazione delle aree e il layout generale (che influenzeranno la disposizione degli sfiati e il processo stesso).
- Gli edifici soggetti a possibili esplosioni interne dovrebbero essere dotati di una robusta struttura a telaio di sostegno della copertura e dei solai intermedi. I "muri" dovrebbero essere aperti, se possibile. Se è necessaria una parete senza aperture, utilizzare pannelli di parete di peso ridotto per facilitare lo sfogo anticipato dell'esplosione
- Le aree di ventilazione sono importanti non solo in termini di dimensioni, ma anche in termini di posizione. Quindi, quando c'è una ventilazione sufficiente vicino al punto di accensione (vedi anche a) per l'importanza della fase concettuale del progetto), la velocità della fiamma sarà bassa e la turbolenza generata dietro gli ostacoli sarà limitata.
- In linea di principio, lo sfogo dell'esplosione di gas dovrebbe essere diretto in aree aperte con il minimo di ostruzioni.
- L'ostruzione parziale di un'apertura di sfiato può provocare forti aumenti di pressione.

#### 4.3.2 Esplosioni esterne – Progetto esplicito

##### 4.3.2.1 Definizione del carico dovuto all'esplosione

Inizialmente deve essere definito uno scenario di esplosione, includendo il peso previsto della carica  $W$ , il tipo di esplosione e la distanza dall'edificio  $R$ .

L'evoluzione della pressione rispetto al tempo, associata a un'onda frontale, può essere idealizzata attraverso la curva presentata in Figura 14. A meno che non siano disponibili informazioni più accurate, i parametri associati al carico dovuto ad una esplosione possono essere determinati utilizzando i diagrammi presentati in Figura 15 che prevedono il calcolo della 'distanza scalata',  $Z$ , che dipende dalla

massa esplosiva  $W$  (in kg di TNT), e dalla distanza effettiva dal centro dell'esplosione sferica  $R$  (in m). Fatta eccezione per le pressioni e la velocità, tutti gli altri valori della Figura 15 sono scalati di un fattore  $W^{1/3}$  in modo da tener conto dell'effettiva dimensione della carica.

Il diagramma pressione-tempo idealizzato per la parete investita frontalmente può essere costruito utilizzando le seguenti relazioni:

$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r} \quad (4)$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}} \quad (5)$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r} \quad (6)$$

dove:

- $t_c$  è il 'clearing time' (tempo impiegato per abbattere la pressione riflessa);
- $S$  è il valore minore tra l'altezza della superficie  $H$  o metà della larghezza  $W/2$ ;
- $C_r$  è la velocità del suono nel mezzo nel quale si riflette;
- $R$  è il rapporto  $S/G$ , dove  $G$  è il valore maggiore tra l'altezza della superficie  $H$  o metà della larghezza  $W/2$ ;
- $t_{of}$  è il tempo fittizio ( $t_{of} < t_o$ , dove  $t_o$  è la durata effettiva della fase positiva) dell'onda incidente;
- $i_s$  è il valore dell'impulso della fase positiva dell'onda dell'esplosione;
- $P_{s0}$  è il valore di picco della pressione incidente;
- $t_{rf}$  è la durata fittizia dell'onda riflessa;
- $i_r$  è l'impulso totale riflesso;
- $P_r$  è la pressione di picco riflessa.

La pressione dinamica di picco  $q_o$  è calcolata dalla Figura 16. Questo parametro è necessario per calcolare il valore di  $P_{s0} + C_D q_o$  (vedi Figura 14. ) che è determinato utilizzando  $C_D=1$  per il coefficiente di resistenza per la facciata frontale della struttura.

Nota: Per la fase positiva della pressione riflessa, vengono costruite e confrontate due curve  $P_r-t$ : una corrispondente a condizioni di superficie infinita e un'altra derivata assumendo che la geometria della superficie finita influenzi il valore della pressione riflessa. La curva da utilizzare per determinare il carico agente sulla struttura è quella che produce il valore più piccolo dell'impulso (JRC).

I carichi calcolati per la facciata frontale della struttura sono applicati nella progettazione strutturale dell'edificio utilizzando le regole di combinazione dei carichi fornite nella EN 1990 per le situazioni di progetto eccezionale. A seconda della complessità dell'edificio e della classe di conseguenze, possono essere richiesti diversi tipi di analisi (ad es. a singolo grado di libertà (SDOF) equivalente, analisi dinamica non lineare) come riportato nelle sezioni successive.

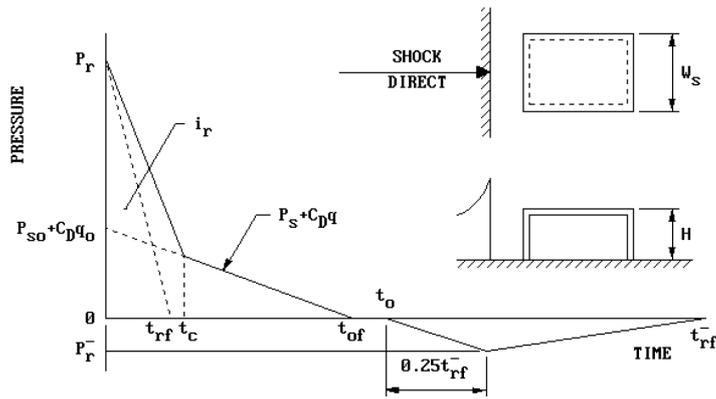


Figura 14. Pressione sulla parete frontale

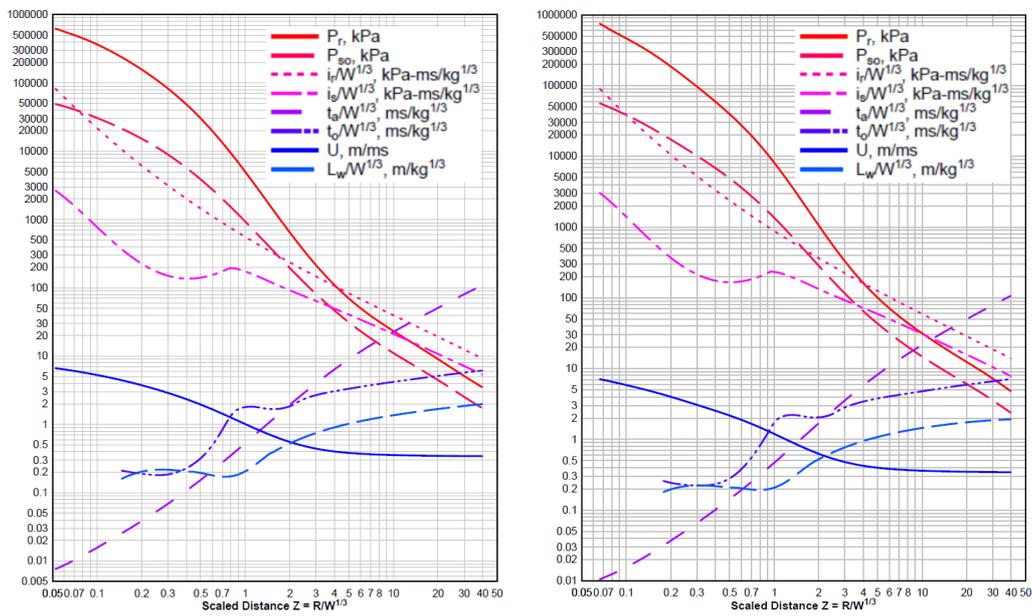


Figura 15. Parametri della fase positiva dell'onda d'urto sferica di una carica di TNT da esplosione in aria libera (a sinistra) e esplosione di superficie (a destra) (modificati secondo (DoD, 2008))

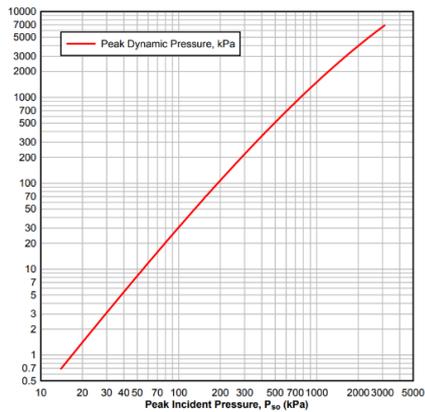


Figura 16. Variazione della pressione dinamica di picco  $q_0$  rispetto alla pressione di picco incidente (modificata secondo (DoD, 2008))

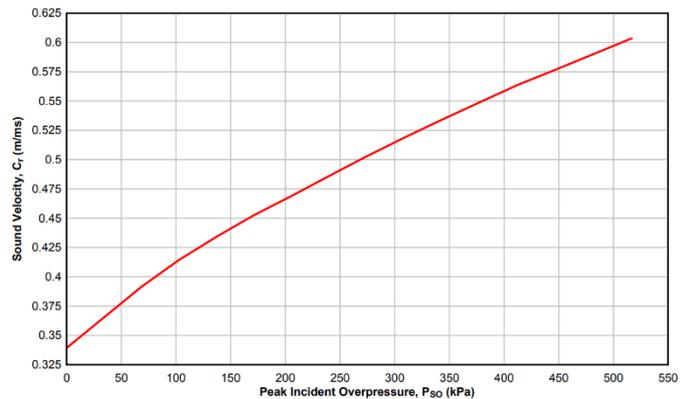


Figura 17. Velocità del suono in una regione di sovrappressione riflessa (modificato da (DoD, 2008))

#### 4.3.2.2 *Analisi equivalente ad un grado di libertà*

Le esplosioni esterne sono eventi dinamici per definizione. Per strutture semplici, per valutare la risposta è possibile eseguire un'analisi dinamica rigorosa. Tuttavia, per motivi pratici di progettazione, è necessario effettuare approssimazioni per consentire una progettazione che mantenga comunque una ragionevole accuratezza. Ciò può essere fatto trasformando la struttura in un sistema equivalente a singolo grado di libertà (SDOF), in cui vengono idealizzate la distribuzione di massa, le condizioni al contorno, la funzione di resistenza e la storia di carico.

Per definire il sistema SDOF equivalente è necessario valutare specificatamente i parametri del sistema: la massa equivalente  $m_E$ , la costante elastica equivalente  $k_E$  e il carico equivalente  $F_E$ . Inoltre, deve essere stabilita la funzione tempo-carico  $F(t)$ . La maggior parte dei carichi eccezionali, comprese le esplosioni, può essere definita da uno dei seguenti quattro tipi di funzioni tempo-carico con durata limitata  $t_d$ : carico costante applicato subitaneamente, carico triangolare, carico triangolare simmetrico e forza costante con tempo di crescita finito. A seconda del rapporto tra la durata positiva,  $t_o$ , e il periodo naturale,  $T_n$ , il carico di esplosione può essere modellato utilizzando una funzione tempo-carico triangolare (piccolo  $t_o$ , grande  $T_n$ ) o carico costante applicato subitaneamente (grande  $t_o$ , piccolo  $T_n$ ). Ma in generale, il carico dovuto all'esplosione può essere modellato utilizzando una funzione carico-tempo triangolare.

Il periodo del sistema ad un sol grado di libertà (SDOF) può essere calcolato usando la seguente relazione:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E} \quad (7)$$

Inoltre, le caratteristiche equivalenti di massa e carico possono essere definite e ottenute mediante i fattori di trasformazione utilizzando le seguenti equazioni:

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \quad (8)$$

$$K_m = \frac{m_E}{m} \quad (9)$$

dove:

- $K_L$  è il fattore di carico,  $F_E$  è il carico equivalente, e  $F$  è il carico effettivo sulla struttura;
- $K_m$  è il fattore di massa.,  $m_E$  è la massa equivalente del sistema, e  $m$  è la massa totale reale del sistema.

Per maggiore praticità, in letteratura sono forniti valori tabulati per diversi sistemi strutturali. Esempi di tali valori sono forniti nell'allegato A.6. Quindi, sulla base di questi valori, è possibile prevedere la risposta del sistema ad un grado di libertà (SDOF) in termini di spostamento massimo e quindi, in termini di richieste di duttilità, utilizzando approcci semplici o abachi in accordo al comportamento assunto, cioè elastico o elasto-plastico (vedere quanto segue).

#### **Sistemi elastici ad un grado di libertà**

La risposta massima dei sistemi ad un grado di libertà (SDOF) con una risposta elastica è definita dal fattore di carico dinamico, DLF, e dal tempo di risposta massimo,  $t_m$ , dove DLF, definito in accordo all'Eq. (10), può essere determinato utilizzando la Figura 152 dell'allegato A.6.2.

$$DLF = \frac{y_{max}}{y_{st}} \quad (10)$$

dove:

- $y_{max}$  è il massimo spostamento dinamico;
- $y_{st}$  è lo spostamento associato ad una applicazione statica del carico di picco  $F_m$ .

### **Sistemi elasto-plastici ad un grado di libertà**

La risposta del sistema ad un sol grado di libertà (SDOF) con comportamento elasto-plastico è definita in termini della sua resistenza ultima  $R_m$  e del suo spostamento massimo  $y_m$ . Le funzioni di resistenza  $R - y$  sono idealizzate come funzioni bilineari caratterizzate dai seguenti parametri: rigidezza elastica ( $k$ ), spostamento elastico ( $y_e$ ), spostamento massimo ( $y_m$ ) e resistenza ultima  $R_m$  (vedi Figura 18

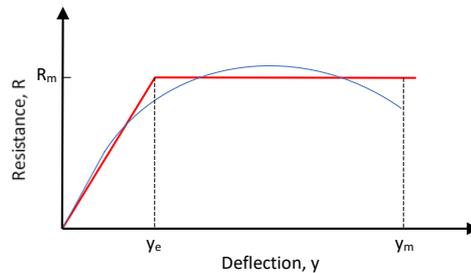


Figura 18 Funzione resistenza vs. deformazione per un sistema elasto-plastico ad un sol grado di libertà (SDOF)

Il risultato per lo spostamento massimo è presentato in forma grafica, come una famiglia di curve  $R_m/F_m$ , e fornisce la duttilità richiesta  $\mu$ , data dal rapporto  $y_m/y_e$ , in funzione di  $t_d/T_n$ , secondo i dati tabulari riportati in Allegato A.6.

#### *4.3.2.3 Diagrammi pressione-impulso*

L'approccio progettuale presentato nel paragrafo precedente (4.3.2.2) per descrivere la risposta dell'elemento considera gli effetti della sovrappressione. Tuttavia, per durate di fase positiva molto brevi,  $t_o$  (rispetto al periodo naturale,  $T_n$ ), la risposta strutturale è sensibile all'impulso associato e non alla pressione massima. Pertanto, la risposta di un elemento può essere rappresentata completamente da una curva di iso-risposta chiamata diagramma pressione-impulso (P-I). I diagrammi P-I possono essere utilizzati per valutare le prestazioni di un sistema strutturale o di una componente, a condizione che i parametri utilizzati nella generazione del diagramma P-I selezionato rappresentino il carico (da esplosione), la modalità di collasso e le caratteristiche dinamiche del sistema in esame. I diagrammi P-I possono essere generati utilizzando SDOF o analisi numeriche (FEM, AEM) o possono essere adattati a dati sperimentali appropriati. La valutazione delle prestazioni segue i seguenti passaggi:

- Per prima cosa viene definita la forma del carico. Questo dovrebbe essere coerente con il tipo di esplosione considerata.
- L'analisi SDOF (o altri approcci) viene utilizzata per determinare la risposta del componente sotto forma di rotazione finale,  $\theta$ , e fattore di duttilità,  $\mu$ , definito come il rapporto tra lo spostamento massimo sotto il carico da esplosione considerato e lo spostamento elastico, cioè, lo spostamento associato alla formazione di una cerniera plastica nel sistema considerato.
- La risposta calcolata in questo modo viene confrontata con i limiti del sistema. Tali limiti sono disponibili per interi edifici, singoli elementi strutturali o finestre, vedere la Tabella 5 come esempio.
- Sulla base del livello di danno determinato nel passaggio precedente, il livello di protezione (classe di conseguenze) è fornito confrontando i risultati con le informazioni di Figura 19.

Tabella 5. Esempio di limiti di risposta per acciaio strutturale laminato a caldo \* (CSA, 2012)

Tipo di elemento		B1		B2		B3		B4	
		$\mu_{max}$	$\theta_{max}$	$\mu_{max}$	$\theta_{max}$	$\mu_{max}$	$\theta_{max}$	$\mu_{max}$	$\theta_{max}$
Flessione	Trave con sezione compatta†	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Trave con sezione non compatta †,‡	0.7	-	0.85	3°	1	-	1.2	-
	Piatto inflesso sull'asse debole	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Compressione	Trave-colonna con sezione compatta †,§	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Trave-colonna con sezione non compatta †,§	0.7	-	0.85	3°	0.85	3°	0.85	3°
	Colonna (collasso per flessione)**	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

\* Quando è presente il simbolo (-), il parametro corrispondente non è utilizzabile come limite di risposta.

† I limiti del rapporto larghezza/spessore per sezioni compatte e non compatte sono definiti nel documento CSA 2012.

‡ Questi limiti sono applicabili per la valutazione flessionale di elementi esistenti che soddisfano i requisiti progettuali dalla clausola 6 alla clausola 8 ma non soddisfano i requisiti di dettaglio della clausola 9, e non devono essere utilizzati per il progetto di nuovi elementi.

§ Se esiste un piano di taglio che traversa i tirafondi che connettono la piastra di base alla fondazione, si applicano i limiti di risposta per il danno superficiale, utilizzando la capacità a taglio della connessione, piuttosto che la capacità flessionale dell'elemento come resistenza ultima per l'analisi.

\*\* Rapporto di duttilità basato sulla deformazione assiale, piuttosto che sulla deformazione flessionale.

Nota: Adattato da PDC-TR 06-08

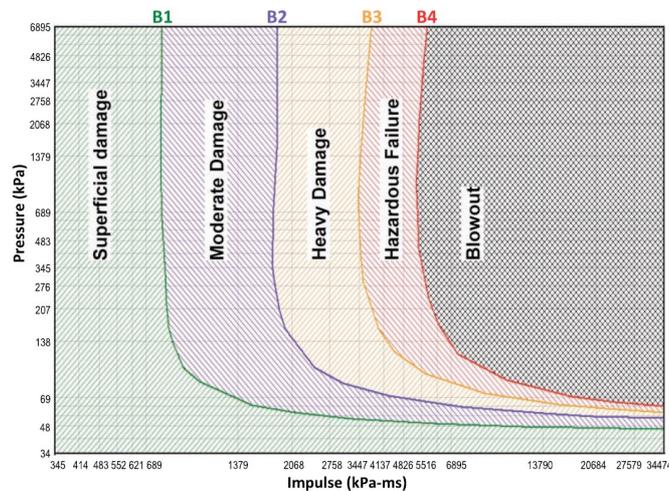


Figura 19. Relazione pressione-impulso per deformazioni corrispondente a limiti di danno (da B1 a B4) (CSA, 2012)

#### 4.3.2.4 Approccio completamente dinamico

Nelle parti precedenti è stato mostrato come la valutazione della capacità strutturale nei confronti degli effetti di un'esplosione comporti il calcolo della resistenza e della duttilità. A causa della complessità del problema, è possibile utilizzare approcci numerici completamente dinamici più sofisticati, come l'Applied Element Analysis (AEM). Tuttavia, l'uso di modelli costitutivi deve essere gestito con attenzione e l'utente deve essere consapevole dei vantaggi e dei limiti dei modelli (NISTIR). In quanto segue sono fornite alcune linee guida per queste analisi:

- i) Carico associato all'esplosione
  - Un'esplosione è un rilascio di energia in un tempo molto breve; pertanto, il carico risultante è dinamico. Poiché il carico dinamico varia nel tempo, anche il comportamento strutturale, le forze interne e la geometria sono funzione del tempo.
  - Se la massa dell'elemento è impostata su valori nulli, l'analisi sarà statica poiché le forze di inerzia saranno nulle. Quindi, è richiesta una definizione appropriata delle masse degli elementi.
- ii) Modelli di materiale
  - Nelle strutture in acciaio e acciaio-calcestruzzo, i modelli adottati per il materiale possono essere lineari, bilineari, multilineari o definiti dall'utente;
  - I modelli relativi ad acciaio e calcestruzzo possono essere già integrati nella libreria del programma.
- iii) Criteri di crisi
  - I materiali elastici si comportano linearmente senza alcuna deformazione plastica. È inoltre possibile impostare un punto di crisi predefinito.
  - Possono essere impiegati diversi criteri di rottura.
    - o Acciaio: il criterio di rottura si basa sulla deformazione principale a trazione.
    - o Armatura di acciaio: il criterio di rottura è raggiunto quando la risultante degli sforzi raggiunge la resistenza ultima dell'armatura.
    - o Calcestruzzo: resistenza a trazione; a compressione; a taglio. Se il materiale è sottoposto a sforzi normali di compressione combinati e sollecitazioni di taglio, la rottura del materiale può seguire il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Applied Science International, 2021).
    - o Possono essere adottati altri criteri di accettazione basati su risultati di prove, su valori tabulati o su consolidate pratiche di progettazione.
- iv) Step di tempo di calcolo
  - Gli effetti temporali sono continui durante l'intera analisi. In considerazione di ciò, la soluzione numerica presuppone l'adozione di un passo di analisi piccolo, tale da consentire di seguire il comportamento strutturale.
  - Un passo temporale troppo breve si tradurrà in un tempo di analisi molto lungo, mentre l'utilizzo di un passo temporale lungo determinerà un'analisi meno accurata e la soluzione numerica potrebbe avere problemi di convergenza.
  - Se il passo temporale è  $\Delta T$ , il periodo più breve che può essere considerato nell'analisi è  $2\Delta T$  (la frequenza più alta è  $\pi/\Delta T$ ). Tutte le frequenze superiori a questa frequenza non influenzeranno l'analisi.
  - L'analisi delle esplosioni richiede solitamente  $\Delta T$  pari a 0,00001 sec.
- v) Scenari dell'esplosione
  - Gli effetti di esplosione sono modellati utilizzando modelli di onde d'urto a campo libero e di superficie. La pressione risultante dall'onda d'urto è una funzione del peso dell'esplosivo, della distanza dal punto di esplosione e del tempo. In alternativa, può essere adottata una pressione definita dall'utente (vedi (Laszlo et al. 2020)). Se necessario, possono essere utilizzate tecniche avanzate di previsione del carico, includendo l'analisi fluidodinamica computazionale (CFD).
- vi) Condizioni al contorno e stato iniziale
  - Le condizioni al contorno possono vincolare lo spostamento o la rotazione. Inoltre, i vincoli possono essere rigidi e/o deformabili.
  - Per risolvere numericamente un problema dipendente dal tempo, è necessario definire le condizioni iniziali (valori di velocità e accelerazione all'inizio del movimento,  $t = 0.0$ ). Di default, le condizioni iniziali del corpo (struttura) sono impostate pari a zero cosicché il movimento inizia da uno stato di quiete.

vii) Equazioni di equilibrio

- Il set completo di equazioni di equilibrio in un problema di dinamica è esprimibile come:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (11)$$

dove  $[M]$  è la matrice di massa,  $[C]$  è la matrice di smorzamento,  $[K]$  è la matrice di rigidità,  $\{f\}$  è il vettore dei carichi esterni, e  $\{x\}$  è il vettore degli spostamenti.

La soluzione dei problemi dinamici segue un metodo di integrazione passo-passo. Le equazioni di equilibrio sono risolte utilizzando un solutore esatto (in ELS, è usata la decomposizione superiore-inferiore di Cholesky).

#### 4.3.3 Esplosioni di gas interne – Progetto esplicito

##### 4.3.3.1 Considerazioni generali (EN 1991-1-7 2006)

Le esplosioni interne devono essere considerate nella progettazione di tutte quelle parti dell'edificio dove il gas viene bruciato o distribuito, o dove viene immagazzinato o trasportato materiale esplosivo come gas esplosivi o liquidi che formano vapore o gas esplosivo (ad esempio, abitazioni con installazioni a gas). Le strutture devono essere progettate per resistere al collasso progressivo derivante da un'esplosione interna. La progettazione può consentire il collasso di una parte limitata della struttura a condizione che ciò non includa elementi chiave da cui dipende la stabilità dell'intera struttura (vedere Tabella 6). Si può assumere che la pressione dell'esplosione agisca efficacemente contemporaneamente su tutte le superfici di delimitazione dell'ambiente in cui si verifica l'esplosione. Nel calcolo della risposta strutturale può essere adottata una funzione tempo-carico triangolare con una durata di 0,2 s. Si deve eseguire uno studio di sensibilità sulla funzione tempo- carico per identificare il tempo associato al carico di picco entro la durata di 0,2 s.

Tabella 6. Considerazioni progettuali per esplosioni di gas in funzione della classe di conseguenze (EN 1991-1-7, 2006)

CC1	Non è necessaria alcuna considerazione specifica sugli effetti di un'esplosione se non il rispetto delle regole per i collegamenti e l'interazione tra i componenti fornite dagli Eurocodici (da EN 1992 a EN 1999)
CC2	Gli elementi chiave della struttura possono essere progettati per resistere ad azioni utilizzando un modello di carico statico equivalente
CC3	Deve essere utilizzata una analisi dinamica

##### 4.3.3.2 Approccio basato su una pressione statica equivalente

In accordo a EN 1991-1-7, la pressione nominale statica equivalente associata a una esplosione di gas naturale può essere determinata utilizzando le seguenti formule:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (12)$$

o

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2} \quad (13)$$

In particolare, deve essere utilizzato il valore più elevato tra i due.

Nelle equazioni:

- $p_d$  è la pressione nominale statica equivalente per il progetto della struttura in  $[\text{kN}/\text{m}^2]$ ;

- $p_{stat}$  è pressione statica uniformemente distribuita per la quale i componenti di sfiato collasceranno in  $[\text{kN/m}^2]$ ;
- $A_v$  è l'area dei componenti di sfiato in  $[\text{m}^2]$ ;
- $V$  è il volume dell'ambiente rettangolare in  $[\text{m}^3]$ .

Laddove i componenti dell'edificio con diversi valori di  $p_{stat}$  contribuiscono all'area di ventilazione, dovrebbe essere utilizzato il valore più grande di  $p_{stat}$ . Non si deve prendere in considerazione un valore di  $p_d$  maggiore di  $50 \text{ kN/m}^2$ . Il rapporto tra l'area dei componenti di sfiato e il volume  $V$  deve essere compreso nell'intervallo dato dalla seguente formula:

$$0.05\text{m}^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15\text{m}^{-1} \quad (14)$$

#### 4.3.3.3 *Approccio dinamico (metodo del TNT equivalente)*

Il principio del metodo del TNT equivalente prevede la conversione della massa di un gas (o nuvola di vapore) in un carico equivalente di TNT. La carica equivalente è stimata in base al contenuto di energia nella nuvola di gas che esplose. La massa equivalente  $W_{TNT}$  può essere calcolata sulla base della seguente equazione:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}} \quad (15)$$

dove:

- $\eta$  è il fattore di resa dell'esplosione (o di efficienza);
- $W_g$  è la massa del vapore nella nube di gas (uguale alla massa della miscela di aria e gas infiammabile);
- $E_c$  è il calore di combustione del materiale infiammabile;
- $E_{TNT}$  è la energia di detonazione del TNT.

Per gli idrocarburi più tipici (ad es. metano, propano, butano), l'equivalenza energetica ( $\frac{E_c}{E_{TNT}}$ ) può essere assunta pari a 10. Per un'esplosione di gas naturale, se il fattore di resa (o efficienza) esplosivo è considerato pari al 20% ( $\eta=0.2$ ), la massa equivalente di TNT può essere stimata (assumendo inizialmente la pressione atmosferica) con la seguente formula (Bjerketvedt et al., 1997b; Harris and Wickens, 1989):

$$W_{TNT} \cong 0.16V \text{ [kg]} \quad (16)$$

dove:

- $V \text{ [m}^3]$  è il più piccolo tra il volume totale dello spazio saturo e il volume della nube di gas.

Nota la massa equivalente del TNT, i parametri del fronte d'onda (pressione, impulso, durata) possono essere determinati utilizzando i metodi presentati al paragrafo 4.3.2.

I limiti del metodo del TNT equivalente sono:

- Il metodo può essere applicato con risultati soddisfacenti a forti esplosioni di nubi di gas. Per pressioni di esplosione inferiori a 1 bar, il metodo del TNT equivalente sovrastima la pressione.
- Il metodo fornisce risultati accettabili nelle zone lontane dai bordi della nube, mentre sovrastima la sovra-pressione nelle zone prossime o nella nube stessa.
- Il metodo del TNT equivalente può essere utilizzato come approssimazione grezza se si utilizza un fattore di resa del 20% e un valore appropriato per  $V$  (o la massa corrispondente di idrocarburo).

#### 4.4 Incendio come azione eccezionale

Le azioni dovute all'incendio dovrebbero essere considerate sempre quando si progettano strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo, utilizzando l'approccio prescrittivo o un approccio basato sulle prestazioni in accordo agli Eurocodici. Questi approcci progettuali sono presentati nelle Parti 1-2 dei documenti EN 1993 e EN 1994 e sono dettagliati nel documento di background FAILNOMORE (Demonceau et al., 2021).

Un'azione di incendio deve essere considerata come evento eccezionale quando riguarda un evento non direttamente contemplato dal regolamento edilizio, per intensità o localizzazione, a causa della sua bassa probabilità di accadimento, ma che potrebbe essere associato a conseguenze significative. Questa è la situazione che viene affrontata nel presente capitolo.

##### 4.4.1 Prevenire/eliminare il pericolo

L'incendio negli edifici può essere il risultato di diversi eventi come esplosioni e terremoti o può essere innescato direttamente (uso incauto di fiammiferi, sigarette e pipe, cablaggio difettoso o attrezzatura elettrica, uso incauto di attrezzature da cucina, ecc.). Il primo passo per evitare l'innescò di un incendio è evitare la presenza di qualsiasi materiale autocomburente nell'edificio (stoccaggio di prodotti chimici, benzina).

I regolamenti edilizi specificano regole riguardanti lo stoccaggio di questi materiali negli edifici – spesso, come regola generale, è proibito lo stoccaggio intorno alle colonne. Gli altri aspetti regolati dalla legge riguardano i materiali usati per le facciate e la distanza tra gli edifici con l'obiettivo di ridurre il rischio di diffusione dell'incendio tra gli edifici e lungo l'edificio. Tra gli altri sistemi che impediscono la diffusione dell'incendio (passivi e attivi) e ne mitigano l'effetto ci sono:

- Estintori – attivati manualmente, quando si innesca il fuoco
- Sprinklers – sistemi automatici attivati in caso di fumo o temperatura elevata
- Pareti antincendio – isolamento verticale che impedisce la propagazione del fuoco
- Isolatori degli sfiati – isolamento di eventuali aperture tra i compartimenti
- Compartimentazione – separazione dell'edificio in zone, tra le quali l'incendio non può essere propagato

Molto importante è una rapida rilevazione dell'incendio e la presenza di sistemi di allarme rapido ed evacuazione che consentano un rapido sgombero degli occupanti, una rapida attivazione dei vigili del fuoco e dei sistemi per spegnere l'incendio. A tal fine, è possibile contemplare l'uso delle seguenti apparecchiature:

- Rivelatori di fumo;
- Rivelatori termici;
- Sistemi di allarme;
- Segnaletica di uscita

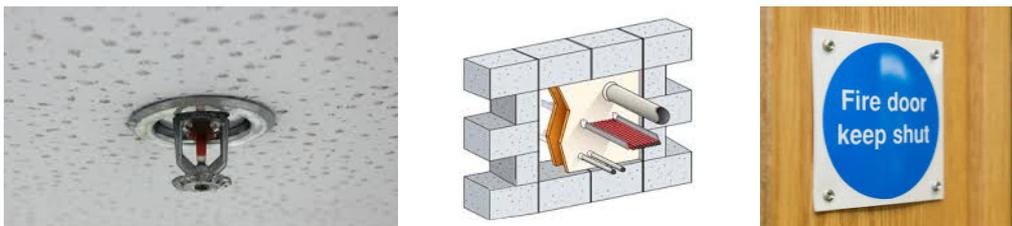


Figura 20. Sprinkler, isolatori di sfiato, porte tagliafuoco

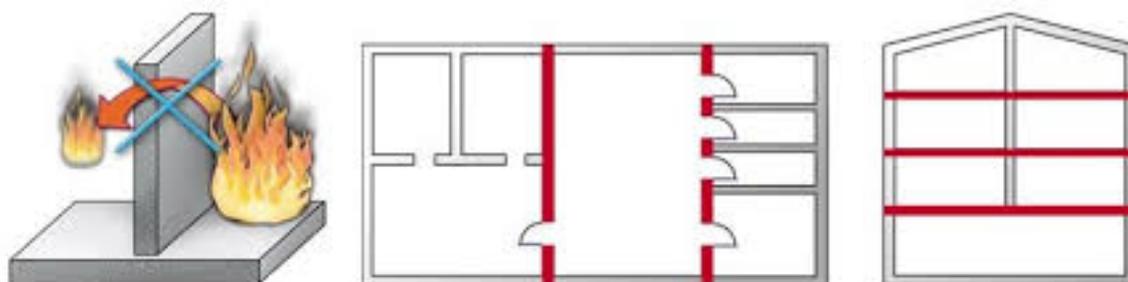


Figura 21. Pareti antincendio e compartimentazione



Figura 22. Estintori e sistemi di allarme preventivo

#### 4.4.2 Strategie progettuali

Un esempio di incendio come evento eccezionale è un incendio localizzato intorno a una colonna (quando, in una situazione normale, il carico di incendio non dovrebbe essere localizzato in quella zona) a causa di un carico termico eccezionale. Questa azione può essere presa in considerazione utilizzando un modello definito nell'Allegato C della EN 1991-1-2 (vedere la sottosezione seguente) e/o da modelli avanzati di incendio come i modelli a zone o i modelli CFD. Il modello dell'Allegato C è presentato nel paragrafo 4.4.2.1 mentre le raccomandazioni per la modellazione avanzata dell'incendio sono riportate nel paragrafo 4.4.2.2.

Tuttavia, i risultati di recenti ricerche hanno evidenziato come, quando la struttura è progettata per l'incendio seguendo le regole dell'Eurocodice e i requisiti dei documenti normativi nazionali, è improbabile che l'aumento della temperatura dovuto ad una situazione imprevista di incendio localizzato determini il collasso di alcuni degli elementi strutturali portanti e di conseguenza la perdita di stabilità della struttura.

La Tabella 7 mostra quattro scenari di incendio e il carico che è stato considerato per quanto riguarda l'incendio localizzato vicino ad una colonna. La distribuzione risultante della temperatura lungo la colonna è illustrata nella Figura 23. Come si può vedere, solo alla base della colonna (fino a 1 m) si raggiungono temperature significative per l'acciaio che potrebbero causare instabilità locale o collasso plastico.

Tabella 7. Scenari di incendio localizzato per uffici e aree commerciali (Demonceau et al., 2021)

Scenario	Diametro dell'incendio alla base	Tasso di densità del rilascio del calore	Densità di carico d'incendio	Tasso di crescita del fuoco
A	2 m	250 kW/m <sup>2</sup> (uffici)	511 MJ/m <sup>2</sup> (uffici)	300 sec (uffici)
B	1 m	500 kW/m <sup>2</sup> (uffici)	511 MJ/m <sup>2</sup> (uffici)	300 sec (uffici)
C	2 m	250 kW/m <sup>2</sup> (area commerciale)	730 MJ/m <sup>2</sup> (area commerciale)	150 sec (area commerciale)
D	1 m	500 kW/m <sup>2</sup> (area commerciale)	730 MJ/m <sup>2</sup> (area commerciale)	150 sec (area commerciale)

Una situazione diversa e più grave in termini di robustezza nei riguardi dell'incendio definito come carico eccezionale è quando si considera una sequenza di scenari di eventi eccezionali, come incendio dopo un terremoto o dopo un impatto o un'esplosione. In tali situazioni, la struttura è già danneggiata dopo il primo evento, quindi il normale progetto nei confronti dell'incendio non è più valido, poiché considera che la struttura non sia danneggiata. Pertanto, l'evento incendio deve essere considerato come un carico eccezionale. Per questi casi, per una progettazione nei confronti della robustezza a favore di sicurezza potrebbero essere presi in considerazione gli scenari di perdita della colonna (vedere al capitolo 5).

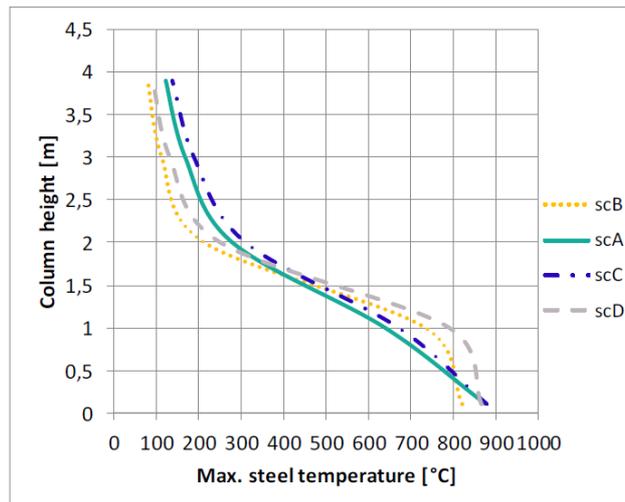


Figura 23. Aumento della temperatura lungo l'altezza della colonna per diversi scenari di incendio localizzato (Demonceau et al., 2021)

#### 4.4.2.1 Modelli di incendio localizzato

Nel modello dell'Eurocodice, un incendio localizzato (o incendio pre-flashover) è un incendio in cui è improbabile che si verifichi un flashover. A seconda delle dimensioni dell'incendio e del compartimento, un incendio localizzato può o meno interessare il soffitto del compartimento. In questo modello, la temperatura nella fiamma e nel dardo e nei gas circostanti non è considerata uniforme. Questo modello è descritto nell'allegato C della EN 1991-1-2 (EN 1991-1-2, 2002).

Un incendio localizzato interessa il soffitto del vano quando la lunghezza della fiamma ( $L_f$ ), stimata attraverso l'Eq. (17), è uguale o superiore alla distanza tra la sorgente del fuoco e il soffitto ( $H$ )

$$L_f = 0.0148Q^{0.4} - 1.02D \quad (17)$$

dove  $D$ , diametro dell'incendio, e  $Q$ , tasso di rilascio del calore (allegato E della EN 1991-1-2).

La temperatura della fiamma lungo il suo asse di sviluppo verticale, quando  $L_f < H$  può essere ottenuta attraverso l'Eq. (18)

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25Q_c^{2/3}(z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad (18)$$

con  $Q_c$ , la parte convettiva del tasso di rilascio del calore ( $=0.8Q$ );  $Z$ , l'altezza della fiamma lungo il suo asse verticale;  $Z_0$ , l'origine virtuale dell'incendio (Eq.(19))

$$Z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5} \quad (19)$$

Nei casi in cui la fiamma interessa il soffitto, il flusso netto di calore ricevuto dall'unità di superficie dell'area esposta al fuoco al livello del soffitto è determinato mediante l'Eq. (20).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) - \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4] \quad (20)$$

con  $\dot{h}$  il flusso di calore per unità di superficie dell'area esposta al fuoco a livello del soffitto;  $\alpha_c$ , il coefficiente di trasferimento di calore per convezione;  $\theta_m$ , la temperatura sulla superficie dell'elemento;  $\Phi$ , il fattore di configurazione;  $\varepsilon_m$ , l'emissività superficiale dell'elemento (0.7 – acciaio al carbonio; 0.8 acciaio inossidabile);  $\varepsilon_f$ , l'emissività del fuoco;  $\sigma$ , è la costante di Stephan Boltzmann ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ).

#### 4.4.2.2 Modelli di incendio avanzato

Per utilizzare modelli di incendio avanzati, è sempre necessario utilizzare un software specifico.

- Modelli a zona - vedere l'allegato D della EN 1991-1-2 per le equazioni di base della conservazione della massa e dell'energia. Esempi di software che possono essere usati sono il CFAST del NIST o l'OZONE sviluppato all'Università di Liegi.
- Modello CFD (Computational fluiddynamic model) - vedi l'allegato D della EN 1991-1-2 per suggerimenti. Un esempio di software che può essere usato per l'analisi CFD è il FDS del NIST.

## 4.5 Terremoto come azione eccezionale

Il rischio sismico deriva dall'interazione tra pericolosità sismica e vulnerabilità strutturale. Pertanto, un terremoto può essere considerato eccezionale quando:

- La struttura non è stata progettata per un'azione sismica, ad esempio, è progettata solo per i carichi gravitazionali e per il vento (ad esempio, quando il luogo non è considerato sismico al momento della costruzione) o è progettata per azioni sismiche inferiori – l'evento è quindi eccezionale.
- La struttura è sismicamente vulnerabile (danni preesistenti, sistema non progettato secondo i moderni requisiti di progettazione previsti dai codici di progetto sismico).

### 4.5.1 Prevenire/eliminare il pericolo

Un terremoto è un rilascio improvviso di energia di deformazione accumulata nella crosta terrestre. I terremoti sono causati principalmente dalla rottura di faglie geologiche. Altre cause includono l'attività vulcanica, le frane (tutte con cause naturali), ma anche le attività umane (esplosioni in miniera, test nucleari, trivellazione di petrolio/gas). Per sua natura, non è possibile prevenire o eliminare il pericolo sismico. Pertanto, la riduzione e la prevenzione delle conseguenze (ad es. danni strutturali/non strutturali) sono strettamente legate alla struttura dell'edificio e ai sistemi integrati, che aiutano l'edificio a rispondere adeguatamente all'azione sismica, (vedere le sezioni successive).

### 4.5.2 Approccio prescrittivo

Anche non valutando direttamente le prestazioni della struttura in caso di evento sismico, i requisiti prescrittivi possono migliorare la risposta sismica con il minimo sforzo ingegneristico e ridotti interventi strutturali. Questo approccio è particolarmente vantaggioso per le aree non sismiche dove possono verificarsi azioni sismiche ma con una probabilità di accadimento molto bassa, almeno sufficientemente bassa da non tenerne conto nel processo di progettazione. Per la verità, questo approccio favorisce sistemi, materiali e dettagli con prestazioni la cui affidabilità è stata dimostrata in eventi sismici passati. La selezione della configurazione strutturale e la conoscenza del periodo dell'edificio, torsione, smorzamento, duttilità, resistenza, rigidità, possono aiutare a determinare la strategia di progettazione più appropriata da impiegare:

- Configurazione dell'edificio: questo termine definisce le dimensioni e la forma di un edificio, gli elementi strutturali e non strutturali. La configurazione dell'edificio determina il modo in cui le forze sismiche sono distribuite all'interno della struttura, la loro grandezza relativa e altri problemi di progettazione. Gli edifici a configurazione regolare generalmente hanno:
  - Bassi valori del rapporto altezza/base
  - Altezza eguale dei piani
  - Piani simmetrici
  - Sezioni e prospetti uniformi
  - Massima resistenza alla torsione
  - Campate di luce limitata e iperstaticità
  - Percorsi di carico diretti
  - Progettazione di elementi secondari/non strutturali per evitare detriti.
- Effetti torsionali: si sviluppano a causa della distribuzione asimmetrica delle masse inerziali e/o delle rigidezze. Le disposizioni simmetriche sono caratterizzate da una distribuzione equilibrata delle rigidezze e da effetti torsionali ridotti. Si raccomanda anche la regolarità in pianta ed in elevazione.
- Controllo delle vibrazioni: gli edifici in genere sono risonatori scadenti nei confronti degli shock dinamici e dissipano le vibrazioni assorbendole. Per migliorare la risposta possono essere impiegati i seguenti sistemi:
  - Isolamento alla base che può essere utilizzato per isolare l'edificio dal suolo in modo tale da ridurre notevolmente l'energia sismica trasferita alla struttura. I candidati più adatti per l'isolamento di base sono gli edifici di altezza bassa o media costruiti su terreni rigidi; gli edifici alti o gli edifici costruiti su terreni soffici non sono adatti per l'isolamento della base.
  - Sistemi di smorzamento passivi. L'applicazione più comune è un dispositivo TMD (Tuned Mass Damper), che consiste in una massa, una molla e uno smorzatore fissato a una struttura. L'energia sismica viene dissipata dalla forza di inerzia dello smorzatore che agisce sulla struttura.
  - Sistemi di smorzamento attivo. Questi sistemi (Active tuned mass dampers) annullano le vibrazioni dipendenti dalla velocità contrastando le forze di eccitazione di un sistema principale perturbato. Ciascun TMD è costituito da un attuatore, un sistema di controllo e un'unità elettronica di potenza. Tutti i componenti del TMD sono reciprocamente bilanciati in modo che la forza generata dal TMD agisca esattamente nella direzione opposta alla forza di eccitazione.
  - Sistemi di controllo semi-attivi, che sfruttano le migliori caratteristiche dei sistemi di controllo sia passivi che attivi. Il termine "semi-attivo" viene utilizzato per indicare che il funzionamento di questi sistemi richiede una quantità molto piccola di alimentazione esterna. Le forze di controllo sono sviluppate attraverso un'adeguata regolazione delle caratteristiche di smorzamento o rigidezza.
- Resistenza e rigidezza: la resistenza è la proprietà di un materiale di resistere alle forze applicate entro un limite di sicurezza. La rigidezza di un materiale individua la resistenza alle deformazioni. La selezione delle proprietà di resistenza e rigidezza dovrebbe essere effettuata considerando l'equilibrio tra deformabilità e capacità di resistenza alle azioni.
- Duttilità: La duttilità è la caratteristica di un materiale (come l'acciaio) o di un elemento di dissipare parte dell'energia mediante deformazioni plastiche. Gli elementi duttili tipicamente collassano solo dopo lo sviluppo di notevoli deformazioni plastiche. Gli elementi non duttili, come gli elementi in calcestruzzo scarsamente armato, collassano in modo fragile, senza

deformazioni plastiche. Le richieste di duttilità possono riferirsi sia agli elementi che ai loro giunti.

- Per gli elementi, i requisiti principali interessano la snellezza e la prevenzione dell'instabilità (ad esempio, instabilità laterale-torsionale delle travi soggette a flessione) prima del raggiungimento della resistenza plastica. A livello di sezione sono privilegiate le sezioni duttili o compatte (classe 1, classe 2).
- Per i giunti, si consigliano configurazioni simmetriche, in quanto possono fornire una risposta isteretica più stabile durante i successivi cicli. Inoltre, i componenti che collassano in modo fragile (ad es. saldature, bulloni) devono essere dotati di una sovrarresistenza. Per garantire un comportamento duttile dei giunti, è possibile seguire le raccomandazioni fornite nel paragrafo 2.2.

#### 4.5.3 Strategie progettuali

Successivamente ad un terremoto, la preoccupazione principale riguarda la condizione strutturale e se la struttura è al sicuro da crolli sotto i carichi gravitazionali, scosse sismiche e altri pericoli (FEMA P-2090, 2021). Se la struttura manca dei requisiti di robustezza, c'è il rischio di ulteriori danni o crolli progressivi sotto una scossa di assestamento o altri pericoli, anche se la struttura inizialmente resiste al movimento del suolo. Per evitare uno scenario così disastroso, è necessario valutare la capacità residua dell'edificio. La capacità residua dopo un terremoto può essere definita come:

- Capacità portante del sistema resistente alle forze laterali - l'accelerazione spettrale minima che corrisponde al collasso locale o globale durante una scossa di assestamento.
- Capacità portante del sistema resistente alle forze gravitazionali - il livello minimo di carichi gravitazionali che corrisponde al collasso locale o globale dopo un terremoto che ha danneggiato la struttura.

Di seguito viene presentata una procedura per la valutazione della robustezza sismica.

##### i) Fase 1: progettazione/valutazione per condizioni di progetto persistente/sismica

La struttura viene prima progettata in modo da rispettare i requisiti dei codici di progetto (vedi Figura 24.a) (solo per strutture nuove). La risposta sismica può essere calcolata usando un'analisi statica non lineare (metodo N2, EN 1998) seguendo le raccomandazioni della EN 1993-1-14 (2020) riguardo alle leggi di comportamento da usare per i materiali e la modellazione degli elementi strutturali.

La relazione generale carico-deformazione di un componente strutturale può essere caratterizzata utilizzando la prEN 1998-1-2:2019.3, Allegato L (Figura 24.b). Il modello del componente deve essere definito da:

- una rigidezza elastica efficace,  $K_e$  che considera sia le deformazioni a flessione che a taglio.
- il punto di snervamento, che è definito dalla resistenza efficace allo snervamento,  $Q_y^*$ , e dalla corrispondente deformazione di snervamento,  $\delta_y^*$ .
- l'intervallo post-snervamento, in cui il componente strutturale incrudisce prima di raggiungere la sua resistenza massima,  $Q_{max}^*$  (cioè, la risposta di picco).
- la deformazione plastica pre-picco,  $\delta_p^*$  definisce la deformazione plastica fino alla risposta di picco del componente strutturale.
- la risposta post-picco è rappresentata dalla deformazione plastica post-picco,  $\delta_{pc}^*$  del componente.

La prestazione sismica globale può essere presentata sotto forma di una curva forza di taglio alla base – spostamento in sommità  $F_b - d_{to}$ , vedi Figura 24.c. I livelli di prestazione (PL) sono definiti dal corrispondente spostamento superiore massimo, per esempio, PL1 (danno limitato), PL2 (danno

moderato) e PL3 (grande danno). A seconda del livello di pericolo, può essere atteso un certo livello di danno.

ii) Step 2: Valutazione della capacità residua dopo un terremoto

Dopo la valutazione delle richieste di duttilità locale e globale (fase 1), si introducono modifiche delle cerniere flessionali per gli elementi danneggiati (cioè, elementi con deformazioni plastiche), ottenendo un modello non lineare modificato (vedi Figura 24.d). A favore di sicurezza la resistenza residua di una colonna deve essere assunta nulla se la risposta di picco viene raggiunta durante il moto sismico. Gli effetti P-Δ devono essere presi in considerazione (specialmente quando le deformazioni laterali residue dopo il terremoto sono significative).

La resistenza della struttura intelaiata a seguito di una scossa sismica di assestamento può essere valutata usando un'analisi non lineare (per esempio, analisi pushover). L'analisi viene fatta sul modello di struttura danneggiata.

La resistenza della struttura intelaiata nei confronti del collasso progressivo sotto carichi gravitazionali può essere valutata usando un'analisi statica pushdown usando i metodi proposti nel paragrafo 5.3.

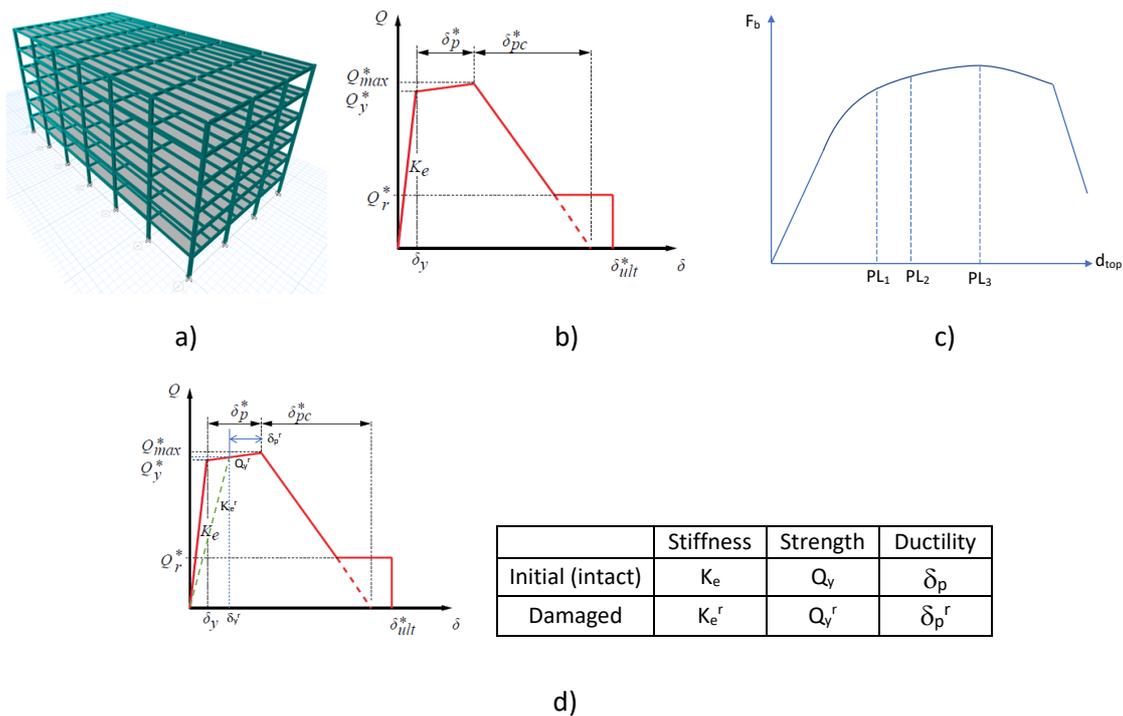


Figura 24. Le fasi della valutazione della robustezza sismica per strutture intelaiate (adattato da Polese et al., 2012): a) vista con il modello dell'edificio; b) definizione generale della relazione carico-deformazione per componenti strutturali in acciaio e acciaio-calcestruzzo; c) curva di capacità sismica ottenuta nell'analisi statica non lineare per la struttura non danneggiata (iniziale); d) parametri di modellazione per le cerniere plastiche danneggiate



## 5 Azioni eccezionali non identificate

### 5.1 Selezione di una appropriata strategia progettuale

Le minacce non identificate si riferiscono ad azioni eccezionali non specificatamente considerate dalle norme o indicate dal cliente o da altre parti interessate o a qualsiasi altra azione derivante da cause non specificabili. A causa delle incertezze riguardanti la natura, la grandezza e il punto (regione) di applicazione di un'azione eccezionale non identificabile, la prestazione strutturale richiesta è solitamente impossibile da stimare. Attualmente, le strategie di progettazione considerate per raggiungere un livello adeguato di robustezza strutturale cercano principalmente di limitare l'estensione di un danno localizzato, qualunque sia la causa iniziale.

L'identificazione del danno localizzato da considerare è trattata nel paragrafo 5.2, mentre le strategie di progettazione per verificare il livello adeguato di robustezza sono descritte nei paragrafi 5.3 (metodi del percorso alternativo del carico), 5.4 (metodo degli elementi chiave) e 5.5 (metodo della segmentazione).

### 5.2 Identificazione dei danni locali

In generale, l'obiettivo principale della progettazione nei confronti della robustezza è quello di garantire che qualsiasi danno locale, derivante da eventi estremi impreveduti, non causi un collasso sproporzionato. A questo proposito, qualsiasi scenario di danno locale deve essere indipendente dalla minaccia. Di conseguenza, ciò richiede l'identificazione dei danni locali da considerare nel processo di progettazione.

Se si fa riferimento all'attuale bozza della (EN 1991-1-7, 2006), il danno locale da considerare per le strutture edilizie incluse nel gruppo superiore delle classi di conseguenze (CC 2b e CC3) è la rimozione fittizia di ogni colonna portante, o di ogni trave che sostiene una colonna, o di qualsiasi sezione di muro portante (uno alla volta in ogni piano dell'edificio).

Il concetto di "*rimozione fittizia della colonna*" indicato nella (EN 1991-1-7, 2006) rappresenta la rimozione dell'intera colonna sull'altezza libera tra i collegamenti a livello dei piani. Gli elementi vengono rimossi senza influenzare i giunti di estremità. La rimozione fittizia di una colonna può non essere sempre a favore di sicurezza, a causa delle infinite possibilità di scenari di carico e di interazione carico-struttura, ma per una valutazione fattibile della capacità del sistema strutturale di trasferire i carichi attraverso percorsi alternativi, la rimozione fittizia è vista come uno scenario di analisi efficiente e pratico.

Negli Eurocodici, non è indicato se questa rimozione fittizia delle colonne deve essere assunta come istantanea o come "quasi-statica". L'assunzione di una rimozione "quasi-statica" permette (i) l'uso di strumenti più semplici in quanto non si deve tener conto degli effetti dinamici e (ii) di avere una buona indicazione sulla capacità di una struttura di attivare percorsi di carico alternativi. Tuttavia, la assunzione di perdita istantanea di una parte locale della struttura massimizza gli effetti inerziali; in particolare, è stato dimostrato che la perdita improvvisa di una colonna offre un limite superiore alla risposta della struttura successiva al danno alle colonne dovuto a un evento di esplosione (Gudmundsson and Izzuddin, 2010). Inoltre, gli elementi danneggiati possono avere una capacità residua, che, a favore di sicurezza, non è presa in considerazione in modo implicito, tranne nel caso in cui applichi il metodo della resistenza residua.

Come detto in precedenza, la EN 1991-1-7, 2006 richiede la rimozione di ogni elemento portante, uno alla volta, il che potrebbe richiedere una quantità significativa di lavoro durante la progettazione. Tuttavia, esiste la possibilità di ridurre il numero di scenari di danno locale da considerare nel processo di progettazione, in particolare in strutture edilizie regolari per le quali gli scenari da considerare nella

progettazione possono essere identificati considerando la possibile simmetria strutturale, la similarità delle condizioni limite e altri principi di ragionamento ingegneristico. Nel documento UFC 04-023-03 (DoD, 2016), è richiesto di considerare per ogni piano almeno la perdita delle colonne di seguito indicate come minimo di scenari (vedi Figura 25):

- colonne esterne e colonne interne in prossimità della metà del lato corto e della metà del lato lungo;
- colonne sull'angolo dell'edificio;
- colonne in punti in cui la geometria in pianta della struttura cambia in modo significativo, come ad esempio una brusca diminuzione delle dimensioni della campata o angoli rientranti;
- colonne con colonne adiacenti poco caricate o campate adiacenti con differenti dimensioni di aree tributarie;
- posizioni nelle quali gli elementi sono orditi con differenti orientazioni o a quote differenti;
- posizioni in cui la struttura presenta discontinuità di carico verticale (associate a trasferimento dei carichi) (GSA, 2016).

Per le posizioni in termini di piani, si dovrebbe considerare quanto segue:

- Primo piano fuori terra;
- Piano direttamente sotto il tetto;
- Piano a metà altezza;
- Piano sopra la posizione di una giunzione di colonna o di modifica delle dimensioni della colonna.

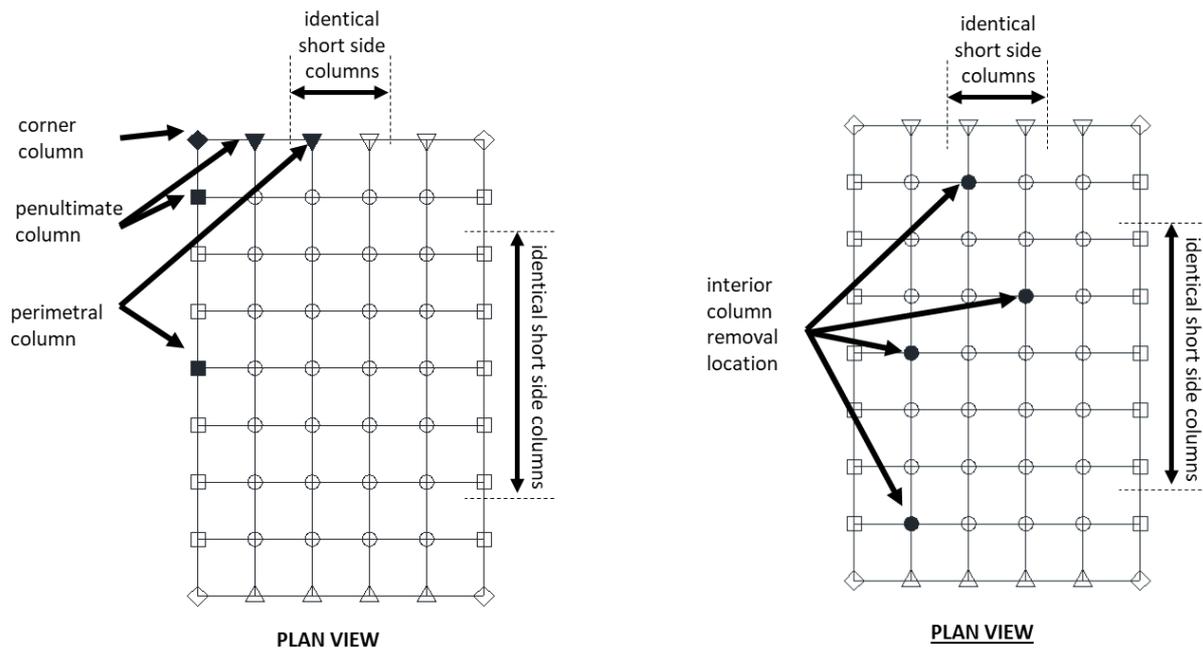


Figura 25. Scenari di rimozione di colonne esterne e interne (DoD, 2016)

Per lo scenario di danno locale considerato, l'entità del danno che si crea deve essere limitata. L'allegato A della attuale versione della EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) e l'allegato E della bozza proposta dell'imminente seconda generazione del documento EN 1990 (prEN 1990:2019, 2019) specifica questo limite come il minore tra il 15 % della superficie calpestabile e 100 m<sup>2</sup>, in ciascuno dei due piani adiacenti a quello in cui è stata rimossa la colonna. Tuttavia, in linea di principio, il limite accettabile di danno può essere definito dal cliente o dalle autorità competenti sulla base di obiettivi di prestazione legati all'importanza della struttura e alle conseguenze che tale danno determinerebbe

sulla sicurezza della vita, sulla protezione dei contenuti di valore o sulla minimizzazione dei tempi di fermo operativo della struttura.

Se per lo scenario considerato il limite di danno non può essere rispettato, significa che questo scenario (danno locale) non è accettabile, e quindi l'elemento di supporto del quale si è ipotizzato il collasso deve essere protetto dal collasso e progettato come elemento chiave.

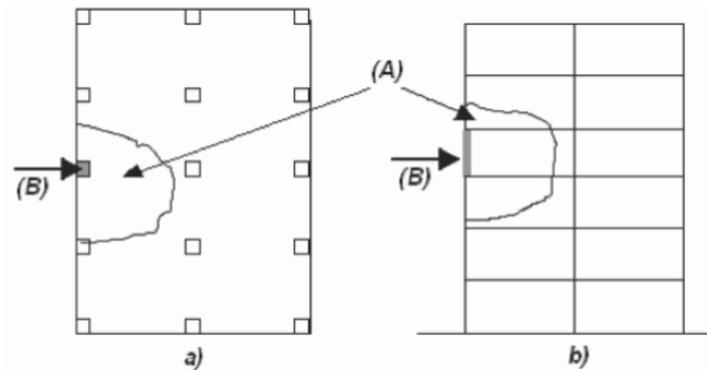


Figura 26. Limite accettabile di danno in caso di rimozione di una colonna in una struttura intelaiata. Il limite «A» è pari al minimo tra il 15 % della superficie calpestabile e 100 m<sup>2</sup> in ciascuno dei due piani 'adiacenti'. 'B' è la colonna teoricamente rimossa. a) Piano e b) Sezione (EN 1991-1-7, 2006)

### 5.3 Metodi del percorso alternativo del carico

Una struttura nella quale una colonna collassa può essere suddivisa in due parti principali, come illustrato nella Figura 27:

- la parte direttamente interessata (DAP) che rappresenta la parte dell'edificio direttamente interessata dalla perdita della colonna, ovvero le travi, i pilastri e i giunti trave-colonna che si trovano appena sopra il pilastro collassato;
- la parte indirettamente interessata (IAP) che comprende il resto della struttura; questa parte risente dei carichi che si sviluppano all'interno della parte direttamente interessata; ma, ovviamente, queste forze sono esse stesse influenzate dalla stessa risposta della parte indirettamente interessata.

Se si realizza un taglio nella struttura alla sommità del pilastro collassato (vedi Figura 27.), si individuano diverse forze interne in direzione verticale: (i) le azioni di taglio  $V_1$  e  $V_2$  alle estremità delle travi vicino al pilastro collassato, (ii) il carico assiale  $N_{up}$  nella colonna appena sopra la colonna collassata e (iii) il carico assiale  $N_{lo}$  nella colonna collassata.

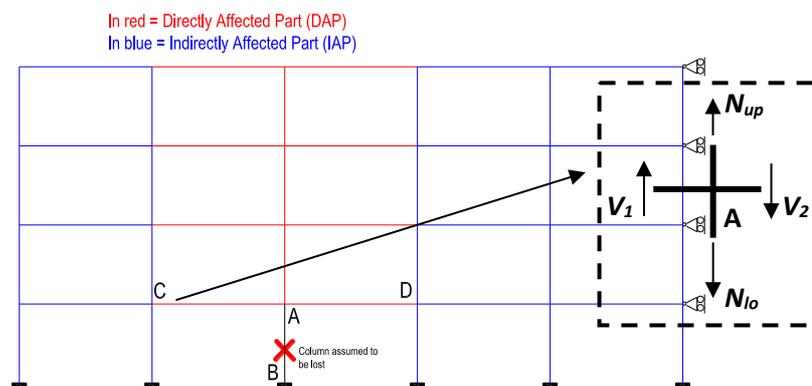


Figura 27. Rappresentazione schematica di un telaio durante il collasso di una colonna

In Figura 28, è illustrata la relazione tra l'evoluzione dello spostamento verticale  $\Delta_A$  rispetto alla forza assiale  $N_{Io}$  nella colonna collassata durante un evento eccezionale (vedi Figura 27.).

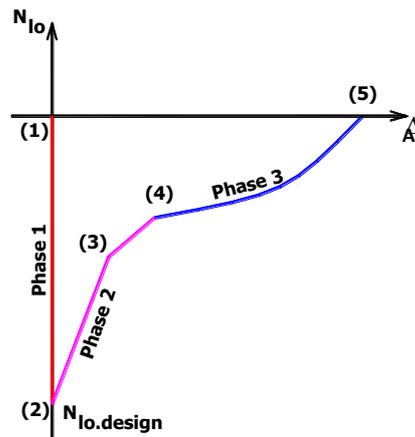


Figura 28. Evoluzione di  $N_{Io}$  rispetto allo spostamento all'estremo superiore della colonna collassata

- Dal punto (1) al (2) (Fase 1), l'azione assiale  $N_{Io}$  nella colonna AB si incrementa fino a raggiungere il valore  $N_{Io.design}$  associato alla combinazione di carico eccezionale che si assume agisca quando l'evento accade (nella figura  $N_{Io}$  è riportato con un segno negativo per compressione) mentre  $\Delta_A$  rimane approssimativamente pari a 0 durante questa fase.
- Dal punto (2) al (5), la colonna è progressivamente rimossa come conseguenza dell'azione eccezionale. La forza di compressione nella colonna AB decresce fino a quando raggiunge un valore pari a 0 nel punto (5), condizione nella quale la colonna è considerata completamente rimossa. Allo stesso tempo, il valore di  $\Delta_A$  si incrementa. Durante questa fase di scarico, possono essere identificati differenti tipi di risposta strutturale che possono potenzialmente svilupparsi:
  - Dal punto (2) al punto (4) (Fase 2): durante questa fase, la parte direttamente influenzata passa da un comportamento completamente elastico (dal punto (2) al punto (3)) a un meccanismo globale plastico. Nel punto (3), le prime cerniere plastiche compaiono nella parte direttamente interessata mentre, al punto (4), si sono sviluppati meccanismi di trave completi. Ovviamente questo contributo, illustrato in Figura 29, può verificarsi solo quando giunti a parziale o totale ripristino di resistenza collegano le estremità della trave alle colonne; per i giunti a parziale ripristino le cerniere plastiche si verificano nei giunti mentre per i giunti a completo ripristino o sovra-resistenti le cerniere plastiche si sviluppano nelle sezioni terminali della trave (vedi paragrafo 2.2.1).

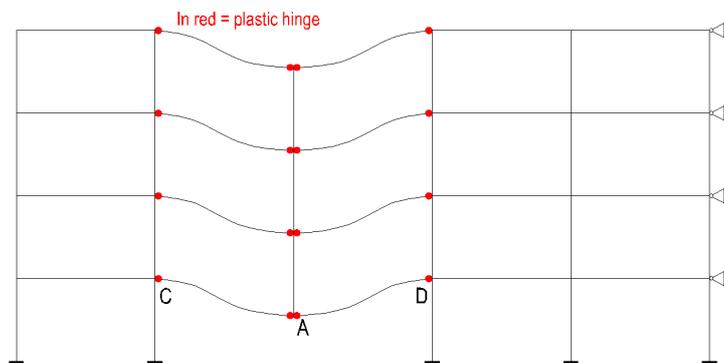


Figura 29. Sviluppo di meccanismi di trave plastici nella DAP

In alcune situazioni specifiche che saranno dettagliate nelle sezioni seguenti, questo contributo di "meccanismo plastico" alla robustezza strutturale è 'completato' da un contributo noto come "arco di trave". Questo contributo ad "arco" è illustrato in Figura 30 per le travi inferiori della parte DAP della struttura mostrata in Figura 29. Infatti, a causa dell'altezza non nulla della trave e delle condizioni cinematiche da rispettare per formare il meccanismo, i punti C e D devono prima allontanarsi l'uno dall'altro prima di avvicinarsi progressivamente quando lo spostamento verticale diventa significativo. Ciò determina lo sviluppo di forze di compressione membranali nelle travi e quindi lo sviluppo dell'effetto arco (che può essere visualizzato sotto forma di arco risultante dall'inclinazione delle diagonali longitudinali delle travi in Figura 30). La resistenza di questo arco è fortemente dipendente dalla capacità dei punti C e D di spostarsi l'uno rispetto all'altro. La molla longitudinale  $K_{H,c}$  in Figura 30 rappresenta questa capacità di movimento relativo. Nella particolare struttura mostrata in Figura 30, lo spostamento orizzontale del punto D è impedito dalla presenza di un efficiente sistema di controventamento sul lato destro della struttura (questo è materializzato da appoggi laterali ad ogni livello di piano in Figura 29). Ciò risulta in un valore infinito di  $K_{H,c,right}$ . Per il punto C, invece, la capacità di spostamento laterale è legata alla rigidità  $K_{H,c,left}$  del lato sinistro della parte IAP sotto l'azione della forza di compressione della DAP generata dall'arco. Se fosse installato un secondo sistema di controventamento sul lato sinistro della struttura, anche la rigidità della molla  $K_{H,c,left}$  sarebbe pressoché infinita e l'effetto di arco risultante sarebbe piuttosto significativo. Se invece  $K_{H,c,left}$  è piuttosto basso, l'effetto arco sarà del tutto trascurabile. Per semplicità entrambi i valori di  $K_{H,c,right}$  e  $K_{H,c,left}$  sono fusi come indicato in Figura 30 in un coefficiente di rigidità equivalente  $K_{H,c}$ . Anche la geometria e le proprietà dei giunti trave-colonna possono influenzare l'effetto arco; questo sarà discusso ulteriormente nelle sezioni pertinenti.

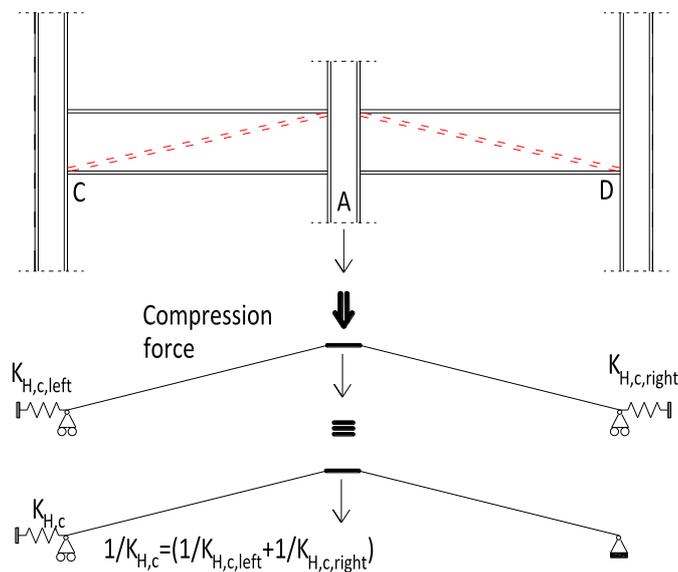


Figura 30. Sviluppo dell'effetto arco nella DAP

- Dal punto (4) al (5) (Fase 3): durante questa fase (Figura 31), si osservano spostamenti elevati nella parte direttamente interessata e quindi giocano un ruolo importante gli effetti di secondo ordine. Si sviluppano azioni catenarie significative nelle travi inferiori della parte direttamente interessata. Come spiegato di seguito, dopo che i meccanismi trave si sono formati, entrambi i punti C e D si avvicinano e, se questo movimento è in qualche

modo impedito ( $K_{H,c}$  è ora sostituito da  $K_{H,t}$ ), si sviluppano forze di trazione assiale nelle travi determinando un nuovo significativo contributo alla robustezza della struttura.

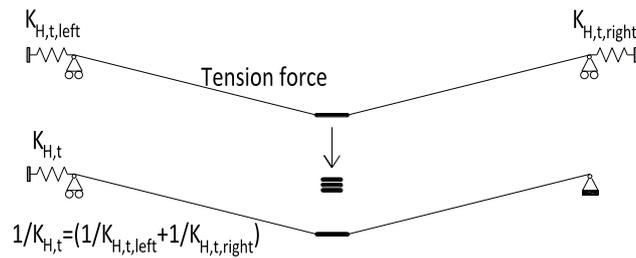


Figura 31. Sviluppo di un effetto catenario nella DAP

A seconda del tipo di giunti e del sistema strutturale, questi tre contributi alla robustezza possono verificarsi o meno. Questo punto verrà affrontato quando necessario nei seguenti paragrafi.

Va notato che devono essere assolutamente rispettate le seguenti condizioni per beneficiare dei vari contributi di robustezza sopra elencati:

- la resistenza della parte direttamente interessata e dei suoi componenti (travi e giunti) sia adeguata;
- i diversi elementi strutturali abbiano una duttilità e/o capacità di rotazione sufficiente a raggiungere lo spostamento verticale  $\Delta$  corrispondente al punto (5); in prossimità dei giunti a completo ripristino, è richiesta duttilità a livello del giunto e della trave collegata mentre, nel caso di giunti sovra-resistenti, la duttilità è richiesta solo alla sezione della trave.

Inoltre, i carichi che si trasferiscono dalla parte direttamente interessata alla parte indirettamente interessata non devono indurre il collasso prematuro degli elementi di quest'ultima. Da questo punto di vista si possono identificare tre modalità di collasso (Figura 32):

- l'instabilità delle colonne della parte IAP adiacenti alla colonna persa, che saranno soggette a forze di compressione aggiuntive;
- lo sviluppo di un meccanismo plastico globale nella parte indirettamente interessata sotto l'azione delle forze membranali trasferite dal DAP alla IAP della struttura;
- l'instabilità in compressione delle travi superiori della parte DAP a seguito di un possibile sviluppo progressivo, nell'intera struttura, di un effetto arco indotto, nel caso specifico di Figura 32, dalla deformabilità laterale della parte sinistra della IAP della struttura.

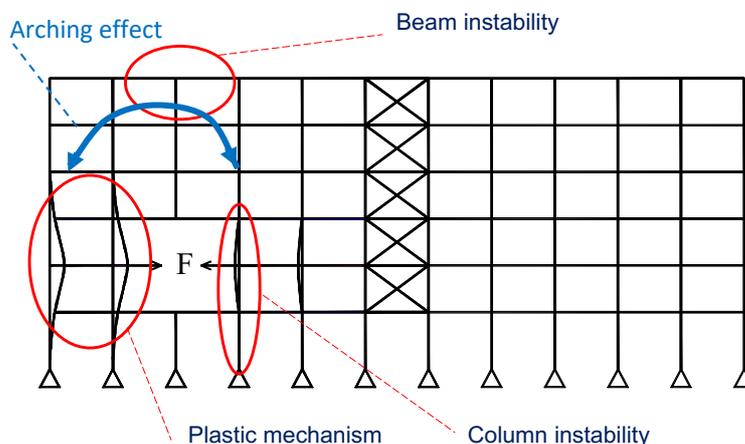


Figura 32. Possibili modi di collasso della parte IAP

Tutte queste condizioni, sia per la parte DAP che per quella IAP, dovranno sempre essere considerate e debitamente verificate per garantire il livello di robustezza strutturale richiesto da associare ai tre contributi sopra definiti (meccanismo plastico, effetti arco della trave ed effetti azione catenaria).

Da evidenziare, infine, il significativo contributo dei solai in calcestruzzo alla robustezza strutturale. Quando queste solette sono adeguatamente collegate alle travi di acciaio, sviluppando così un'azione composta, il loro contributo positivo sulla parte DAP (meccanismo trave/effetto arco/effetto catenaria) può essere considerato direttamente attraverso la definizione di travi miste acciaio-calcestruzzo. Quando non è prevista alcuna azione composta tra le solette in calcestruzzo e le travi portanti, nella valutazione della robustezza può essere considerata anche la resistenza propria della soletta, ma secondo modalità specifiche. Inoltre, in ogni caso (azione composta o meno), le solette hanno un'influenza positiva sui valori dei coefficienti di rigidità  $K_c$  e  $K_t$  di vincolo.

Questi diversi aspetti verranno analizzati nei seguenti paragrafi affrontando successivamente i quattro possibili metodi di progettazione utilizzati per implementare il metodo del percorso alternativo del carico: il metodo prescrittivo (paragrafo 5.3.1), il metodo analitico (paragrafo 5.3.2), il metodo numerico semplificato (paragrafo 5.3.3), il metodo numerico completo (paragrafo 5.3.4).

Tra questi metodi, tre mirano a quantificare i tre contributi strutturali alla robustezza sopra elencati: il metodo analitico, il metodo numerico semplificato e il metodo completamente numerico. Al contrario, il metodo prescrittivo propone un insieme di verifiche che non sono direttamente legate alla risposta effettiva della struttura.

Quando si devono considerare aspetti dinamici che non sarebbero considerati con l'utilizzo del metodo analitico avanzato, del metodo numerico semplificato o del metodo completamente numerico, esiste la possibilità di derivare la risposta dinamica da quella statica. Questa procedura è presentata nel paragrafo 5.3.5.

### 5.3.1 Metodi prescrittivi

Il metodo delle forze di incatenamento è un metodo di progetto prescrittivo indiretto che è utilizzato per fornire un livello minimo di robustezza strutturale e resistenza al collasso progressivo. In particolare, il metodo garantisce il raggiungimento di un livello minimo di continuità e resistenza tra i diversi elementi strutturali mediante incatenamenti) orizzontali e verticali come illustrato in Figura 33, con conseguente miglioramento dell'integrità strutturale complessiva. Questo approccio è adottato dalla maggior parte dei codici di progettazione e raccomandato da diverse linee guida di progettazione per aumentare la resistenza al collasso progressivo di strutture a basso e medio rischio, ad es. Eurocode EN 1991-1-7 (2006), UFC 4-023-03 (DoD, 2016), ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) e IBC 2009 (ICC, 2018).

I requisiti degli incatenamenti sono tipicamente specificati solo per elementi/componenti orizzontali o per elementi/componenti orizzontali e verticali, a seconda del livello di rischio associato alla struttura e delle conseguenze del suo crollo. In particolare, nella EN 1991-1-7, gli incatenamenti orizzontali sono richiesti per il gruppo di rischio più basso della Classe di conseguenze 2 (CC2a – vedere Capitolo 3) mentre sono richiesti incatenamenti orizzontali e verticali per il gruppo di rischio più alto della Classe di conseguenze 2 (CC2b – vedi Capitolo 3).

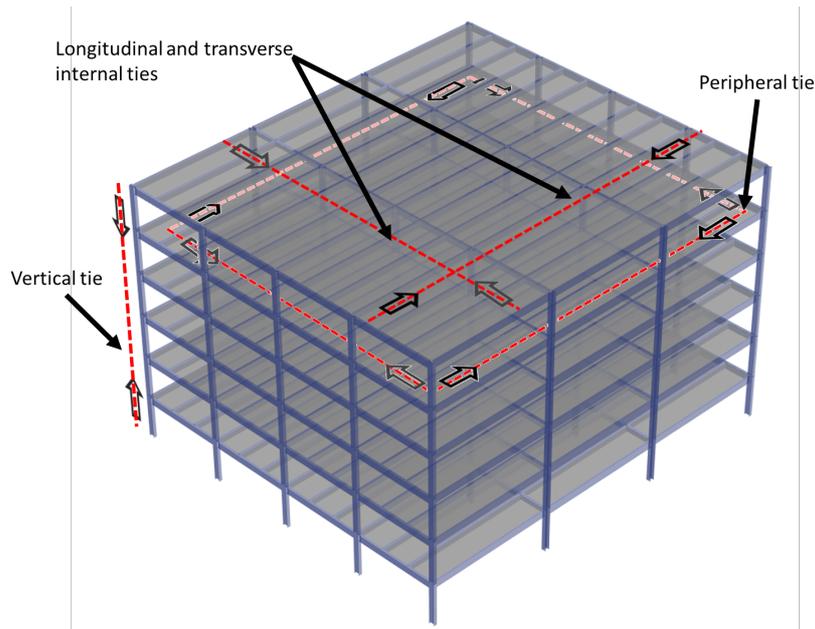


Figura 33 Tipici incatenamenti per strutture intelaiate (Stylianidis, 2011)

### 5.3.1.1 Incatenamenti orizzontali

#### 5.3.1.1.1 Metodo proposto in EN 1991-1-7

Secondo la EN 1991-1-7, gli incatenamenti orizzontali dovrebbero essere posti intorno al perimetro di ogni piano e al livello del tetto e internamente in due direzioni ortogonali per 'legare' saldamente colonne e pareti alla struttura dell'edificio (vedi Figura 34). Generalmente, il collegamento orizzontale può essere realizzato con travi in acciaio (e i loro collegamenti di estremità), armature di barre d'acciaio in solette di calcestruzzo o rete elettrosaldata e lamiere grecate in solai composti. Per fare affidamento sulla lamiera grecata, l'incatenamento deve essere nella stessa direzione della lamiera grecata e la lamiera deve essere fissata direttamente alla trave in acciaio con connettori a taglio (connettori a taglio saldati alla flangia della trave attraverso la lamiera).

Negli attuali codici e regolamenti, gli incatenamenti orizzontali, inclusi sia gli elementi sia i collegamenti, devono essere progettati per essere in grado di resistere a livelli minimi di forze di trazione. In particolare, le forze di trazione minime di progetto sono proposte nella EN 1991-1-7. Per le strutture intelaiate, le forze di trazione possono essere stimate utilizzando la seguente formula:

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{o} \quad 75 \text{ kN}, \quad \text{il maggiore fra i due valori} \quad (21)$$

$$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{o} \quad 75 \text{ kN}, \quad \text{il maggiore fra i due valori} \quad (22)$$

dove:

- $T_i$  è la forza di trazione negli incatenamenti interni;
- $T_p$  è la forza di trazione negli incatenamenti perimetrali;
- $g_k$  è il carico permanente distribuito agente sul solaio analizzato;
- $q_k$  è il carico variabile distribuito agente sul solaio analizzato;
- $s$  è l'interasse medio tra incatenamenti adiacenti ( $s = (s_1 + s_2)/2$  – vedere Figura 34);
- $L$  è la luce del tirante (Figura 34);
- $\psi$  è il pertinente fattore di combinazione degli effetti dell'azione per le situazioni di progettazione eccezionale come definito in EN 1990 (CEN 2005).

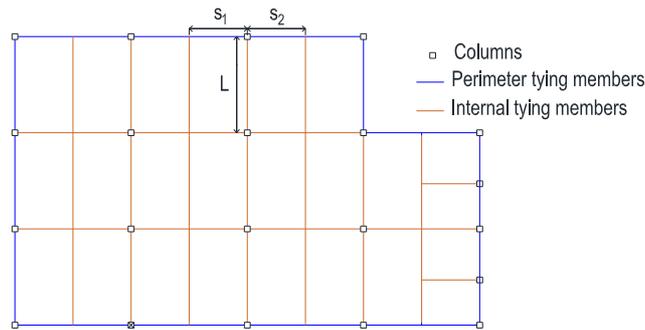


Figura 34. Incatenamenti orizzontali in un solaio di un edificio

In aggiunta, la EN 1991-1-7 specifica alcune altre prescrizioni da rispettare. E' stabilito che gli incatenamenti orizzontali devono essere disposti:

- Secondo linee continue;
- Nel caso di incatenamenti perimetrali, disposti quanto più possibile ai bordi del solaio;
- nel caso di incatenamenti destinati ad essere disposti sugli allineamenti delle colonne, disposti il più vicino possibile alle linee delle colonne;
- tale che il 30% o più degli incatenamenti si trovino nelle immediate vicinanze agli allineamenti delle colonne.

Come affermato in precedenza, gli elementi e i giunti alle loro estremità devono essere in grado di supportare le sole forze di trazione, anche se queste aste sono utilizzate anche per supportare carichi gravitazionali (ad esempio travi del solaio utilizzate come incatenamenti). Le aste soggette a carichi di trazione possono essere verificate facilmente. Tuttavia, la caratterizzazione dei giunti soggetti a carichi di trazione e, in particolare, la previsione della loro resistenza plastica e ultima a trazione non è esplicitamente trattata nella presente versione degli Eurocodici. Nell'allegato A.1 sono proposte regole che consentono la caratterizzazione dei giunti strutturali sottoposti a carichi assiali. Nell'ambito di questo approccio, i carichi di trazione possono essere confrontati con la resistenza ultima degli elementi strutturali.

Inoltre, per garantire l'efficienza del metodo prescrittivo e quindi l'eventuale attivazione degli incatenamenti, si richiede anche di garantire un livello minimo di duttilità, in particolare alle estremità delle travi per consentire una minima capacità deformativa del sistema strutturale. Tuttavia, anche se questa richiesta di un livello minimo di duttilità è chiaramente citata nella EN 1991-1-7, non vengono fornite raccomandazioni specifiche su cosa si intende per "livello minimo" di duttilità e su come questo debba essere garantito.

Se si utilizzano giunti sovra-resistenti alle estremità delle travi, tale duttilità sarà richiesta a livello della trave. In questa situazione, si consiglia di utilizzare sezioni trasversali di Classe 1 per azioni flettenti (positive e negative). Nel caso di giunti a completo ripristino di resistenza è richiesta duttilità del giunto e della trave mentre, se si utilizzano giunti a parziale ripristino o a cerniera, tale duttilità/capacità di deformazione sarà richiesta a livello dei giunti. Si può fare riferimento al paragrafo 2.2 dove sono forniti i criteri per assicurare ai giunti strutturali una capacità deformativa minima.

Va evidenziato che le forze di trazione minime di progetto calcolate con la procedura sopra menzionata sono definite in modo da garantire un livello minimo di continuità/iperstaticità nel solaio e non riflettono affatto le forze di trazione che potrebbero verificarsi nel caso di un collasso completo di una colonna, che sono generalmente molto più elevate. Inoltre, non è possibile stabilire un legame chiaro

tra la resistenza degli incatenamenti e l'effettiva resistenza al collasso progressivo (Nethercot et al., 2010; Vlassis et al., 2008): l'efficacia di questo metodo è quindi discutibile.

#### 5.3.1.1.2 Il caso dei solai composti

Nel caso di solai composti, ovvero solai realizzati con profili di acciaio con l'ala superiore collegata alla soletta, il metodo qui sopra presentato può essere tranquillamente utilizzato trascurando il carattere composto del solaio. Tuttavia, nel caso di uno scenario di perdita di colonna, questa soluzione strutturale consente lo sviluppo dell'azione membranale nelle travi composte e nella soletta collegata, determinando l'attivazione di un percorso di carico alternativo. L'efficienza di questa soluzione è stata dimostrata attraverso prove sperimentali eseguite in Europa (Kuhlmann et al., 2017; Zandonini et al., 2014).

Per garantire l'efficienza della soluzione composta, si consiglia l'utilizzo di graticci di travi di acciaio con l'ala superiore delle travi nelle due direzioni principali collegate alla soletta per garantire una buona collaborazione tra gli elementi in acciaio e la soletta in entrambe le direzioni ma anche per consentire un corretto ancoraggio della soletta sulle travi laterali quando si sviluppano le forze membranali.

Attraverso studi recenti (Demonceau et al., 2013; Kuhlmann et al., 2017), è stato dimostrato che (i) le forze membranali si sviluppano principalmente nella soletta dei solai composti mentre si sviluppano forze di trazione limitate nelle travi composte e (ii) l'attivazione di queste forze membranali richiede una capacità deformativa molto inferiore a livello delle travi strutturali. Di conseguenza, l'attivazione di percorsi di carico alternativi nei solai composti richiederà (i) travi composte con un livello minimo di duttilità alle loro estremità per consentire lo sviluppo di un meccanismo plastico e (ii) una soletta collaborante con opportuni dettagli costruttivi, in particolare in termini di armatura.

Come accennato in precedenza, le travi composte saranno principalmente soggette a momenti flettenti, essendo limitate le forze di trazione che si sviluppano nelle travi. Di conseguenza, la duttilità a livello delle estremità della trave composta è richiesta solo in presenza di momenti flettenti. Nella pratica si possono trovare quattro situazioni in funzione della natura dei giunti alle estremità delle travi composte:

- *Sono utilizzati giunti sovreresistenti e quindi la duttilità è richiesta a livello delle travi composte.* Poiché l'obiettivo è di sviluppare un meccanismo plastico con un minimo livello di capacità deformativa, è raccomandato l'uso di sezioni di classe 1 nel caso di momenti positivi e negativi.
- *Sono utilizzati giunti a parziale ripristino di resistenza e quindi la duttilità è richiesta al livello dei giunti.* In queste situazioni, si può fare riferimento al paragrafo 2.2 dove sono fornite raccomandazioni di progetto per assicurare un livello minimo di duttilità ai giunti a parziale ripristino di resistenza.
- *Sono utilizzati giunti a cerniera e quindi il minimo livello di capacità rotazionale è richiesto a livello dei giunti.* In questa situazione può essere ancora fatto riferimento al paragrafo 2.2 dove sono fornite raccomandazioni di progetto per fornire un minimo livello di capacità rotazionale ai giunti a cerniera.
- *Sono utilizzati giunti a completo ripristino di resistenza e quindi la duttilità è richiesta a livello dei giunti e delle travi.*

Per quanto riguarda la soletta collaborante si possono contemplare diverse soluzioni: soletta in cemento armato interamente gettata in opera, soletta in cemento armato che utilizza elementi prefabbricati in calcestruzzo o solai composti. Nell'attuale Eurocodice 4 (EN 1994-1-2, 2005) non sono fornite specifiche raccomandazioni progettuali o dettagli costruttivi per garantire la possibilità di attivare forze membranali all'interno della soletta mentre sono forniti requisiti minimi nell'Eurocodice 2 (EN 1992-1-1, 2005), più precisamente nella Sezione 9.10.2, per fornire un solaio di un sistema di

incatenamenti. Quindi, per il solaio composto, si suggerisce di seguire i requisiti minimi dell'Eurocodice 2. L'applicazione di queste raccomandazioni può essere vista come l'applicazione di un metodo degli incatenamenti prescrittivo specifico per il solaio composto

Per la soletta collaborante in cemento armato gettata in opera, possono essere applicati direttamente i requisiti sopra menzionati dell'Eurocodice 2. Per la soletta collaborante che utilizza elementi prefabbricati in calcestruzzo, regole specifiche, in aggiunta ai requisiti sopra menzionati dell'Eurocodice 2, sono proposte in (CEN/TC250/SC4, 2020) con l'obiettivo di garantire un corretto ancoraggio della soletta agli appoggi (vedi Figura 35.).

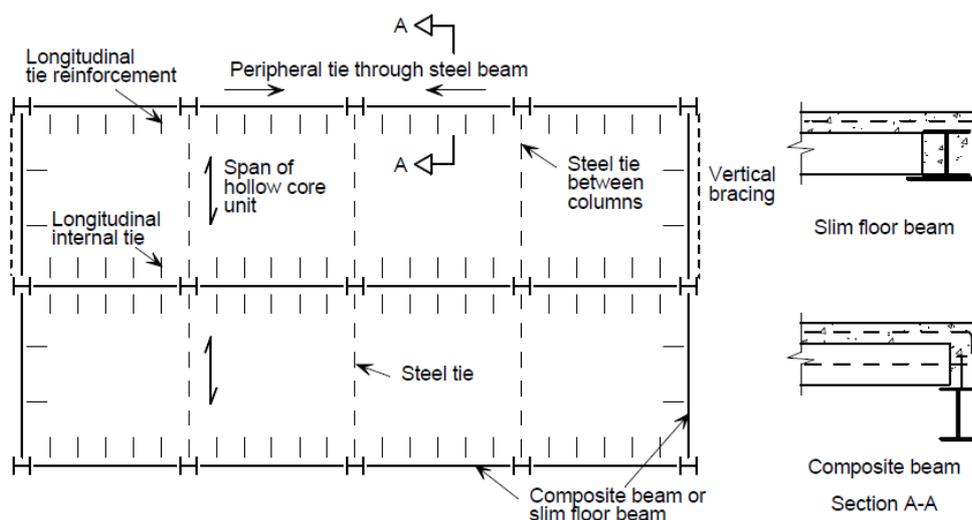


Figura 35. Azione di legatura nella piastra del solaio utilizzando lastre prefabbricate (da N 2040, 2020)

Per le solette composte che collaborano per la robustezza, non sono ancora disponibili raccomandazioni specifiche. Prove recentemente eseguite presso Politehnica University Timisoara (Dinu et al., 2015), hanno dimostrato che può verificarsi un distacco tra le solette composte e l'impalcato in acciaio quando si sviluppano deformazioni significative che potrebbe limitare la possibilità di sviluppo di forze membranali significative nella soletta composta. Ciò richiede ulteriori indagini per proporre opportuni dettagli costruttivi per evitare questo distacco e quindi attivare efficacemente la soletta in caso di scenario di perdita di colonna.

#### 5.3.1.1.3 Nuovo metodo proposto da PT 2 del CEN TC250 Working Group 6

In (CEN/TC250/WG6, 2020), viene proposto un nuovo metodo sviluppato da B. Izzuddin e presentato come alternativa al metodo degli incatenamenti prescrittivo attualmente raccomandato nella EN 1991-1-7. Questo metodo consente una migliore previsione delle forze di trazione che devono essere sopportate dagli incatenamenti in caso di scenario di perdita della colonna, tenendo conto dei livelli variabili di duttilità, della tipologia del solaio e dei possibili effetti dinamici. La formulazione generale per il calcolo della forza di trazione minima da sopportare è la seguente

$$T \geq \eta \cdot \rho \cdot \left( \frac{i_f}{\alpha} \right) \cdot P \quad (23)$$

dove:

- $T$  è la forza di trazione da sopportare da parte dell'incatenamento considerato;
- $\eta$  è un fattore di amplificazione per conteggiare possibili effetti dinamici;
- $\rho$  è un fattore di riduzione per conteggiare effetti vari quali l'incrudimento associato all'interazione tra carichi di trazione e flessione;

- $i_f$  è un fattore di intensità della forza di trazione che dipende dal sistema considerato;
- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$  è un coefficiente per conteggiare la capacità rotazionale  $\alpha$  (in rad) della corda del meccanismo per differenti tipologie strutturali;
- $P$  è un carico equivalente per tener conto dei carichi applicati sul solaio oggetto di analisi.

Questa formulazione si presenta come “universale”, ovvero utilizzabile qualunque siano i materiali e la tipologia strutturale. La sua applicazione richiede un'opportuna caratterizzazione dei coefficienti. In (CEN/TC250/WG6, 2020), sono proposti diversi valori di  $i_f$  e  $P$  per travi a due campate, solai legati in due o in una direzione soggetti a diverse condizioni di carico. Per il calcolo di  $\alpha$  è chiaramente stabilito che la capacità di rotazione da calcolare non è quella corrispondente alla rotazione per la quale l'elemento strutturale è in grado di sostenere la sua resistenza plastica, ma quella corrispondente al cedimento dell'elemento strutturale. Tuttavia, ad oggi, non sono disponibili metodi di facile applicazione per prevedere tale capacità di rotazione, in particolare per strutture in acciaio e composte. Tuttavia, in caso di giunti a parziale ripristino di resistenza, i valori della duttilità rotazionale previsti utilizzando la raccomandazione del paragrafo 2.2.3 possono essere tranquillamente utilizzati per  $\alpha$ . Si afferma inoltre che la formulazione proposta è valida se è disponibile un livello minimo di capacità di rotazione  $\alpha_{min}$ . I criteri per la definizione dei valori  $\alpha_{min}$  sono proposti in (CEN/TC250/WG6, 2020).

Per il fattore di amplificazione dinamica  $\eta$  si ricorda che, in assenza di informazioni, il valore più realistico è considerare  $\eta = 2$ . Ciò può essere visto come una stima in sicurezza di questo coefficiente. Formulazioni per calcolare valori più raffinati per questo coefficiente sono proposte anche in (EN/TC250/WG6, 2020).

Inoltre, questo metodo si basa su assunzioni riguardanti il comportamento della struttura circostante che si raccomanda sia verificata sotto le forze di trazione. Deve essere inoltre verificato che questa parte della struttura presenti una sufficiente rigidità sotto l'azione dei carichi di trazione in quanto la formulazione proposta si basa sull'ipotesi che la rigidità orizzontale alle estremità dei tiranti sia elevata. In (CEN/TC250/WG6, 2020), vengono forniti i criteri per verificare se tale rigidità è sufficiente. Per strutture in cui è possibile attivare i sistemi di piano, si può presumere che questi criteri siano soddisfatti.

Come si può osservare attraverso questa breve descrizione, questo metodo richiede la caratterizzazione di diversi parametri e, in particolare, l'analisi della struttura circostante. È il motivo per cui questo metodo può essere visto come un metodo ibrido che combina criteri prescrittivi e approcci analitici.

#### 5.3.1.2 Incatenamenti verticali

Gli incatenamenti verticali possono consentire la redistribuzione dei carichi attraverso lo sviluppo di percorsi di carico alternativi come illustrato nella Figura 36. Gli incatenamenti verticali sono principalmente governati dalla capacità di trazione delle giunzioni della colonna. Pertanto, i giunti devono essere in grado di resistere alle forze di trazione che possono sorgere a causa della perdita dell'appoggio della colonna, in modo da 'appendere' i piani superiori e redistribuire il carico al resto della struttura non danneggiata.

Nell'Eurocodice 1 Parte 1-7 (EN 1991-1-7, 2006), sono indicati i requisiti per gli incatenamenti verticali:

- tutte le colonne della struttura devono essere incatenate in modo continuo dalla fondazione alla copertura;
- l'incatenamento deve essere in grado di resistere ad una forza di trazione di progetto eccezionale pari alla massima reazione verticale dovuta ai carichi permanenti ed ai carichi

variabili di progetto applicata alla colonna da ogni piano (non contemporaneamente ai carichi permanenti e variabili).

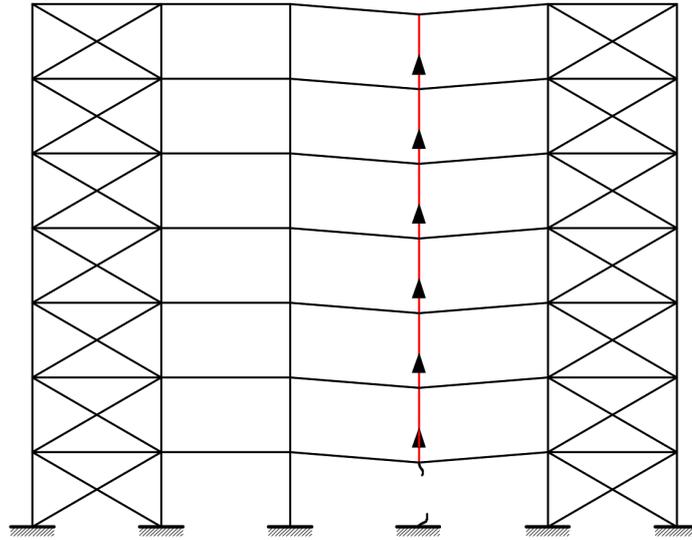


Figura 36. Percorsi di carico alternativo sviluppati attraverso gli incatenamenti verticali

La verifica della giunzione della colonna soggetta a sforzi di trazione non è esplicitamente considerata negli Eurocodici. Regole sono proposte nell'allegato A.1 per la caratterizzazione dei giunti sotto carichi di trazione.

### 5.3.2 Metodi analitici

In questa sezione verranno proposti diversi approcci analitici caratterizzati da diversi livelli di sofisticazione, da quelli più semplici a quelli più avanzati. Gli approcci più semplici si basano su assunzioni che consentono una stima in sicurezza della risposta di una struttura esposta allo scenario di perdita di una colonna mentre quelli più avanzati consentono una previsione più accurata.

Questa sezione si concentrerà innanzitutto sul possibile contributo della soletta. Verranno quindi proposti metodi analitici semplificati per diverse tipologie strutturali. Infine, verrà brevemente affrontato un metodo analitico più avanzato.

Ma prima di affrontare questi temi, è necessario fare un'importante premessa. Nei paragrafi 5.3.2.2 (Metodi analitici semplificati per strutture con giunti a cerniera), 5.3.2.3 (Metodi analitici semplificati per strutture con giunti a parziale ripristino di resistenza) e 5.3.2.4 (Metodi analitici semplificati per strutture con giunti sovra-resistenti), si assume ad ogni livello di piano la presenza di solette in calcestruzzo che fungono da sistemi di piano efficienti. Di conseguenza, la parte interessata indirettamente può essere assunta come infinitamente rigida in direzione orizzontale, determinando un'equa distribuzione delle forze membranali nei piani situati sopra la colonna persa. Nelle strutture in cui questa condizione non è soddisfatta, le forze membranali si distribuiranno tra questi piani in base alle relative rigidità laterali.

In questa situazione sono necessari modelli più avanzati e si può fare riferimento al paragrafo 5.3.2.5 (Approcci analitici avanzati) o ai paragrafi 5.3.3 e 5.3.4 (Approcci numerici). Possono quindi verificarsi modalità di rottura specifiche legate a questa variazione di rigidità lungo l'altezza della parte indirettamente interessata, che dovranno essere verificate. Queste modalità illustrate in Figura 32 sono:

- lo sviluppo di un meccanismo plastico globale nella parte indirettamente interessata sotto l'azione delle forze membranali trasferite dalla DAP alla IAP della struttura;

- l'instabilità in compressione delle travi superiori della DAP a seguito di un possibile sviluppo progressivo, nell'intera struttura, di un effetto ad arco indotto dalla deformabilità laterale della parte sinistra della IAP della struttura.

Infine, va notato che la verifica della resistenza all'instabilità delle colonne della IAP adiacenti alla colonna persa (vedi Figura 32) dovrà essere realizzata in tutti i casi, qualunque sia la rigidità della IAP. Tale verifica verrà effettuata assumendo un sovraccarico individuale di queste colonne, a seguito dell'evento, pari a metà di  $N_{lo,design}$  in strutture 2D, e un quarto di  $N_{lo,design}$  in strutture 3D.

#### 5.3.2.1 Contributo della soletta

Come accennato nel paragrafo 5.1, le solette possono svolgere un ruolo chiave nel modo secondo cui si comporterà la struttura in seguito alla perdita di una colonna.

Questo evento porta, per le solette poste al di sopra della colonna perduta, alla perdita di uno dei loro appoggi verticali e quindi ad un significativo aumento della loro luce libera e allo sviluppo di grandi spostamenti.

Il comportamento delle solette in cemento armato soggette a grandi spostamenti è stato studiato da molti anni e in letteratura sono stati proposti modelli con diversi gradi di complessità. La maggior parte di questi si basa sull'applicazione preliminare della ben nota teoria delle linee plastiche (yield lines) del primo ordine proposta da Johansen (Hognestad, 1953). Questa teoria richiede innanzitutto di selezionare un meccanismo plastico di collasso della soletta e poi, applicando il principio dei lavori virtuali, di calcolare la resistenza plastica come soluzione al limite superiore. Al raggiungimento del carico plastico si assume che le fessurazioni e la curvatura della soletta siano concentrate lungo le linee plastiche (vedi esempi di Figura 37). Si presume che le parti delimitate dalle yield lines rimangano elastiche e piane e ruotino rigidamente attorno alle linee plastiche. Il modello delle linee plastiche è influenzato da diversi parametri, come la resistenza plastica flessionale delle sezioni trasversali della soletta, le condizioni di appoggio e la geometria della soletta. I modelli inizialmente proposti per i solai in c.a. possono essere estesi con facilità e sicurezza ai solai composti considerando solo il contributo della soletta in c.a. posta al di sopra delle nervature, ovvero trascurando gli apporti della lamiera grecata e del calcestruzzo all'interno delle nervature. Questa procedura si applica a solette collegate o meno alle travi in acciaio, ma la presenza di una soletta collegata può influenzare la distribuzione delle linee plastiche. In Figura 37, il pattern di sinistra può essere applicato ad entrambe le situazioni mentre quello di destra rappresenta una possibile configurazione di linee plastiche solo in assenza di travi collegate.

Applicando questa teoria alle solette poste sopra la colonna collassata, si può determinare un carico distribuito resistente plastico che deve essere confrontato con il carico distribuito applicato (per la combinazione eccezionale). Se il carico plastico è maggiore di quello applicato ad ogni piano sopra la colonna collassata, le solette sono in grado di sostenere esse stesse i carichi eccezionali applicati e, quindi, la struttura può ritenersi robusta. In caso contrario, si formeranno meccanismi plastici nelle solette e altri contributi strutturali dovranno essere attivati per 'sopravvivere' allo scenario di collasso della colonna.

In questo caso, una prima possibilità è quella di attivare gli effetti membranali. Se viene persa una colonna interna, può essere utilizzato il metodo sviluppato da Bailey (Bailey, 2001). Nel suo lavoro, Bailey ha studiato la capacità portante di solai ortotropi non vincolati lateralmente con un solo strato di armature, facendo riferimento a un metodo basato sull'equilibrio e tenendo conto delle forze membranali. Applicando questo metodo è possibile valutare la capacità in termini di carico della soletta. Nell'ambito del progetto RFCS RobustImpact (Kuhlmann et al., 2017), l'efficacia del metodo combinato Johansen/Bailey è stata testata su diversi scenari di collasso della colonna. I risultati sono stati confrontati con i risultati del modello numerico agli elementi finiti con un buon accordo. In

alternativa, possono essere utilizzati strumenti numerici per prevedere la risposta delle lastre di calcestruzzo, ma esula dallo scopo del presente paragrafo dedicato all'approccio analitico. Per questa alternativa si può fare riferimento al paragrafo 5.3.4.

Quando collassa una colonna esterna, il contributo proveniente dallo sviluppo del meccanismo plastico in una lastra può essere tenuto in considerazione considerando le linee plastiche illustrate in Figura 38. Tuttavia, la possibilità di attivare le forze membranali è molto limitata e può quindi essere trascurata.

La possibilità di attivare nel solaio altri contributi di “robustezza” strutturale oltre a quelli associati al meccanismo plastico e all’effetto membrana dipende fortemente dalla configurazione del solaio e più globalmente della struttura. Queste possibilità saranno affrontate nei sottoparagrafi seguenti per diverse tipologie strutturali

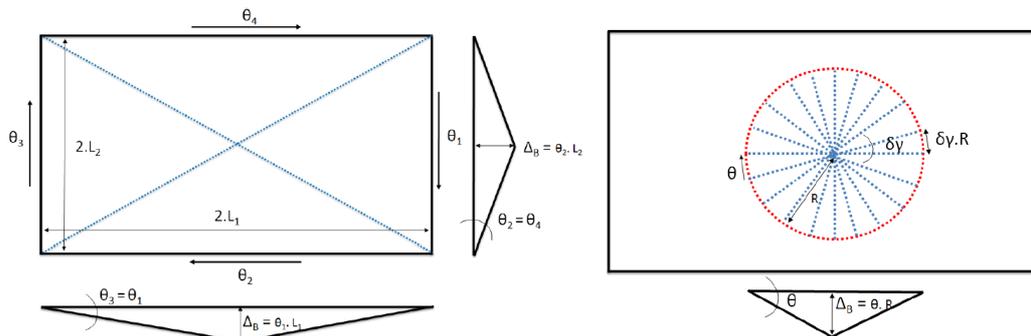


Figura 37. Esempi di meccanismi di collasso nel caso di collasso di una colonna interna (Lemaire 2010)

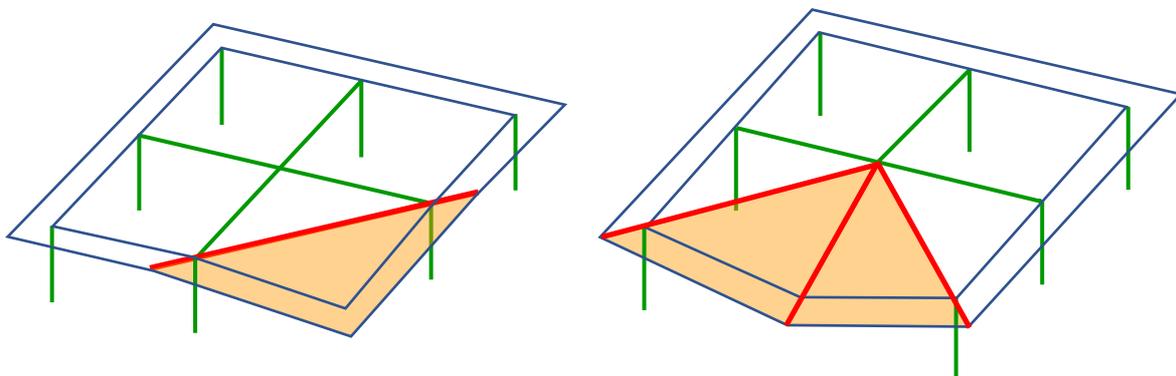


Figura 38. Esempi di meccanismi di collasso nel caso di collasso di una colonna esterna

### 5.3.2.2 Metodi analitici semplificati per strutture con giunti a cerniera

Se le solette non sono in grado di sostenere i carichi associati allo scenario di perdita di colonna (vedi paragrafo 5.3.2.1), resta da verificare il possibile contributo della struttura portante in acciaio (vedi paragrafo 5.3). Poiché alle estremità delle travi sono presenti giunti a cerniera, non ci si può aspettare alcun contributo alla robustezza dal “meccanismo plastico”, e anche la possibilità di sviluppare effetti di arco della trave è piuttosto discutibile. Ma d'altra parte, nel sistema strutturale possono verificarsi grandi spostamenti che portano a potenziali forze membranali elevate.

Tuttavia, il contributo derivante dall'attivazione di queste forze membranali non è cumulabile con il contributo della soletta. Infatti, come sopra accennato, l'attivazione delle forze membranali nelle travi è possibile solo per grandi spostamenti non compatibili con la capacità deformativa della soletta. Di conseguenza, l'obiettivo finale in questa sede è quello di verificare se sia possibile trovare un equilibrio tra le forze di trazione così attivate nelle sole travi e il carico associato alla perdita della colonna, come spiegato in seguito.

Lo sviluppo delle forze di trazione dipende fortemente dalla rigidezza  $K_{H,t}$  della parte indirettamente interessata (vedi paragrafo 5.3). Se questa rigidezza è molto piccola, si svilupperanno forze membranali trascurabili nella parte direttamente interessata e quindi la struttura sarà considerata “non robusta”. D'altra parte, se questa rigidezza è significativa, si svilupperanno grandi forze membranali e si potrà trovare un nuovo stato di equilibrio nella forma deformata.

Se la soletta è stata inizialmente progettata per funzionare come diaframma, si può presumere che sia rigida nel suo piano. Di conseguenza, il valore della rigidezza  $K_{H,t}$  della parte indirettamente interessata introdotto nel paragrafo 5.3 può essere assunto come infinito, essendo le estremità della parte direttamente interessata totalmente bloccate in direzione orizzontale. Infatti, quando le estremità delle travi intendono muoversi orizzontalmente, la struttura entra in contatto diretto con le solette ai diversi piani; questi contatti impediscono a queste estremità di muoversi attivando la lastra in compressione nel suo piano. Sulla base di questa ipotesi, la risposta della struttura a seguito della perdita di una colonna può essere facilmente prevista utilizzando i teoremi statici e cinematici, cioè utilizzando le equazioni di equilibrio ed esprimendo la compatibilità dello spostamento.

Un esempio è dato per i telai 2D con giunti a cerniera illustrati in Figura 39 in cui le piastre in calcestruzzo, che fungono da diaframmi, sono poste ad ogni livello di solaio. Per questo telaio, le forze membranali  $T_{beam}$  che si sviluppano nelle travi della parte direttamente interessata possono essere previste facendo riferimento al sottosistema illustrato in Figura 39. A causa della presenza dei solai ad ogni piano (valore infinito di  $K_{H,t}$ ), in tutte le travi della parte direttamente interessata si sviluppa la stessa forza di trazione (assunta uguale ad ogni piano). Di conseguenza, ciascuna coppia di travi resisterà allo stesso modo alla forza  $N_{lo,design}$ , il carico assiale che è inizialmente presente nella colonna prima dell'evento e che può essere valutato sotto la combinazione di carichi eccezionali (EN 1990, 2002). Di conseguenza, il comportamento del telaio può essere studiato utilizzando il sottosistema di Figura 39 sottoposto ad una forza  $N_{lo,design}/n_{st}$ , essendo  $n_{st}$  il numero di piani attivati nella parte direttamente interessata.

Per il sottosistema così definito si possono scrivere le seguenti equazioni sulla base di considerazioni di equilibrio e geometriche:

$$\frac{N_{lo,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin \theta \quad (24)$$

$$L = L_0 / \cos \theta \quad (25)$$

dove  $L$  è la lunghezza delle singole travi nel sistema deformato e  $L_0$  è la loro lunghezza iniziale

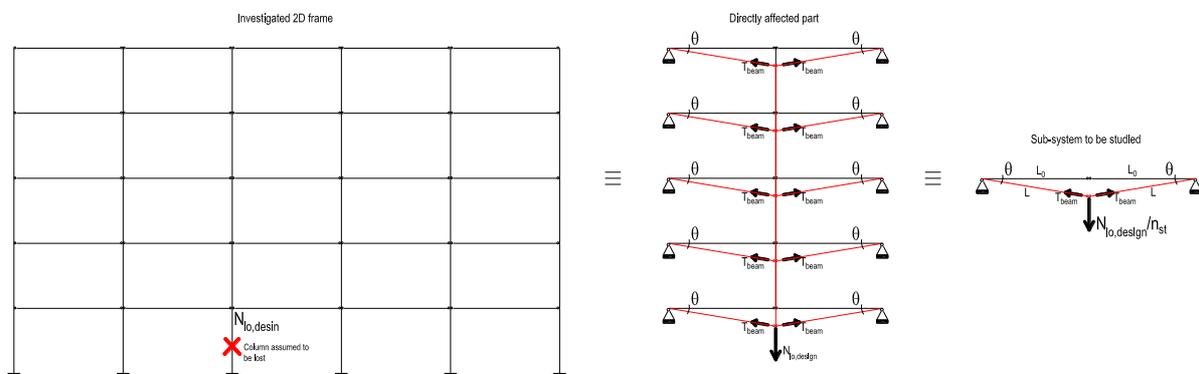


Figura 39. Approccio analitico semplificato– da un telaio 2D a un modello di sottosistema

In campo elastico, l'allungamento delle travi è correlato alla forza di trazione che le sollecita come:

$$\Delta L = L - L_0 = T_{beam} \cdot \frac{L_0}{E \cdot A} \quad (26)$$

dove E è il modulo di Young del materiale della trave e A è l'area della sezione trasversale della trave.

Sostituendo  $L$  con  $L_0 / \cos \theta$  in questa equazione, si ottiene un sistema di due equazioni con due incognite,  $T_{beam}$  e  $\theta$ :

$$\frac{N_{Io,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin \theta \quad (27)$$

$$T_{beam} = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \cdot E \cdot A \quad (28)$$

Risolvendo questo sistema di equazioni, è quindi possibile prevedere (i) il carico di trazione  $T_{beam}$  che dovrà essere sopportato dalle travi e dai giunti alle loro estremità e (ii) la capacità rotazionale richiesta  $\theta$  per i giunti a cerniera.

Come accennato in precedenza, si assume che le travi della parte direttamente interessata rimangano in campo elastico; di conseguenza, è necessario verificare se queste travi soggette a momenti flettenti (provenienti dal carico gravitazionale) e al carico di trazione  $T_{beam}$  rimangono effettivamente elastiche. Per la verifica dei giunti a cerniera sia in termini di resistenza (sotto  $T_{beam}$ ) che di capacità di rotazione ( $\theta$ ), si può fare riferimento rispettivamente ai paragrafi A.5.1 e A.2.

Questo modello può essere facilmente esteso a strutture 3D come illustrato nel paragrafo A.7.

### 5.3.2.3 Metodi analitici semplificati per strutture con giunti a parziale ripristino di resistenza

Se si utilizzano giunti a parziale ripristino di resistenza alle estremità delle travi, lo scenario di perdita della colonna determinerà prima lo sviluppo di un meccanismo plastico nella parte direttamente interessata (vedi paragrafo 5.1) con formazione di cerniere plastiche a livello dei giunti a parziale ripristino. Il carico associato alla formazione di un meccanismo plastico in una trave con giunto a parziale ripristino di resistenza (Figura 40) si ottiene mediante la seguente equazione (assumendo che i giunti alle estremità della trave abbiano le stesse caratteristiche):

$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M_{Rd,i}^- + 2 \cdot M_{Rd,i}^+}{L} \quad (29)$$

dove  $M_{Rd,i}^-$  è la resistenza plastica di progetto del giunto a parziale ripristino alle estremità della trave per momento negativo mentre  $M_{Rd,i}^+$  è quello associato al momento positivo.

Questa formula può essere utilizzata per le travi di ogni piano sopra la colonna collassata e la somma dei valori  $N_{pl,i}$  così ottenuti corrisponde al carico plastico  $N_{pl}$  richiesto per formare un meccanismo plastico nella parte direttamente interessata:

$$N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (30)$$

Se il valore di  $N_{pl}$  così ottenuto è maggiore di  $N_{Io,design}$  (vedi paragrafo 5.3.2.2), allora le travi della parte direttamente interessata possono sostenere la perdita della colonna e la struttura può essere assunta come robusta

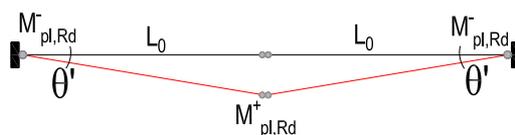


Figura 40. Meccanismo plastico in una trave con giunti a parziale ripristino di resistenza

Nel caso in cui ciò non si verifichi, il contributo delle travi (Equazione (30)) può essere cumulato con il contributo risultante dallo sviluppo di un meccanismo plastico nelle solette (vedi paragrafo 5.3.2.1). Questo deve essere valutato applicando un carico trasversale concentrato sulla soletta a livello della colonna persa. Per questa specifica condizione di carico, un carico concentrato  $N_{pl,slab,i}$  associato alla formazione di un meccanismo plastico nella soletta ad ogni piano  $i$  può essere calcolato utilizzando la teoria di Johansen (vedi paragrafo 5.3.2.1). Infine il carico plastico  $N_{pl,slab}$  corrispondente alla formazione di un meccanismo plastico in tutte le solette della parte direttamente interessata si esprime come:

$$N_{pl,slab} = \sum_i N_{pl,slab,i} \quad (31)$$

Se  $N_{pl} + N_{pl,slab}$  è maggiore di  $N_{lo,design}$  (vedi paragrafo 5.3.2.2), allora le travi e le solette della parte direttamente interessata possono sostenere la perdita della colonna e la struttura può essere considerata robusta.

In caso contrario, è necessario cercare altri eventuali contributi. L'attivazione di questi ultimi dipende fortemente dalla natura della modalità di collasso dei giunti a parziale ripristino di resistenza come di seguito spiegato.

Se la modalità di rottura è associata a componenti in trazione, a flessione o a taglio, significa che i componenti in compressione (anima della colonna in compressione o ala e anima della trave in compressione) non hanno ancora raggiunto la loro resistenza plastica. In tali condizioni si può attivare un effetto arco nelle travi della parte direttamente interessata, come schematicamente illustrato in Figura 41, non appena si è formato il meccanismo plastico. Questo effetto arco (i) impedisce la comparsa di significativi spostamenti verticali all'interno della parte direttamente interessata e (ii) consente la mobilitazione di forze extra resistenti nel sistema. Questo effetto arco si annulla quando si raggiunge la resistenza degli elementi in compressione ad una delle estremità dell'asta che rappresenta che gli elementi dell'arco ( $F_{rd,c}$  – vedi Figura 41 in cui si assume che i giunti alle estremità delle travi siano gli stessi).

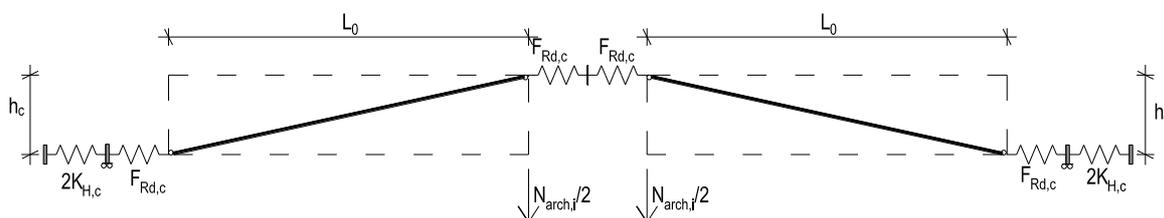


Figura 41. Rappresentazione schematica dell'effetto arco nelle travi della parte direttamente interessata

Per prevedere queste ulteriori forze che possono essere mobilitate attraverso questo effetto arco, si può applicare la seguente procedura in cui si assume che la rigidità della parte indirettamente interessata  $K_{H,c}$  sia infinita (vedi Figura 41). La procedura proposta può essere adattata ad altre situazioni per le quali sono necessari modelli analitici più raffinati descritti nel paragrafo 5.3.2.5.

Il primo passo consiste nel valutare lo spostamento verticale  $\Delta_{pl,i}$  delle travi ad ogni livello  $i$ -esimo di piano, quando si è formato il meccanismo di trave. Il valore corrispondente, ottenuto mediante un'analisi del secondo ordine, è pari a:

$$\Delta_{pl,i} = \frac{N_{pl,i} \cdot (2 \cdot L_0)^3}{192 \cdot E \cdot I_{y,i}} + L_0 \cdot \frac{\tan\left(\frac{M_{Rd,i}}{S_{j,ini,i}}\right)}{\eta} \quad (32)$$

ove  $E$  è il modulo di Young,  $I_{y,i}$  è il momento d'inerzia delle travi,  $M_{Rd,i}$  - la resistenza a flessione del giunto alle estremità della trave,  $S_{j,ini,i}$  - la rigidezza iniziale del giunto, tutti e tre i valori al livello  $i$ .  $\eta$  è il coefficiente di modifica della rigidezza come definito nella tabella 5.2 in (EN 1993-1-8 2005).

Questa equazione è valida per travi di acciaio con giunti che presentano la stessa rigidezza e resistenza per momento positivo e negativo ad entrambe le estremità, ma può essere adattata ad altre configurazioni.

Quando il meccanismo plastico si forma nelle travi al livello  $i$ -esimo, le molle orizzontali di Figura 41 che rappresentano i componenti in compressione sono già sottoposte ad una forza  $F_t$  (corrispondente alla somma delle forze nelle file in trazione, per equilibrio orizzontale all'interno dei giunti). Di conseguenza, queste molle presentano un accorciamento pari a:

$$\delta_{c,el} = \frac{F_t}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (33)$$

dove  $k_{eff,c}$  è il coefficiente di rigidezza efficace della serie di componenti in compressione calcolato in accordo al punto 6.3.3.1 della (EN 1993-1-8 2005).

La posizione del componente dell'arco quando il meccanismo plastico si forma nella trave è illustrata in rosso nella Figura 42. La lunghezza  $L_D$  del componente dell'arco è pari a:

$$L_D = \sqrt{(L_0 + 2\delta_{c,el})^2 + (h_c - \Delta_{pl,i})^2} \quad (34)$$

La resistenza dell'effetto arco si raggiunge quando si raggiunge la resistenza delle componenti in compressione  $F_{Rd,c}$  del giunto che corrisponde ad una deformazione al livello di queste pari a:

$$\delta_{c,pl} = \frac{F_{Rd,c}}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (35)$$

e ad una inclinazione dell'elemento dell'arco  $\theta$  (vedere Figura 42) pari a:

$$\theta_r = \text{Acos}\left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl} + \delta_K}{L_D}\right) = \text{Acos}\left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl}}{L_D}\right) \quad (36)$$

dove  $\delta_K = \frac{F_{Rd,c} - F_t}{K_{H,c}}$  è lo spostamento orizzontale della parte indirettamente interessata; in questo contesto pari a 0 poiché si assume che  $K_{H,c}$  sia infinito. In questa equazione, si presume ragionevolmente che la lunghezza  $L_D$  dell'asta dell'arco rimanga costante. È da evidenziare che la molla orizzontale che riflette il comportamento della parte indirettamente interessata si attiva solo quando si forma il meccanismo plastico, cioè quando si sviluppa l'effetto arco. Infatti, prima dello sviluppo del meccanismo plastico, a questa parte non vengono riportate forze orizzontali in quanto le travi lavorano solo in flessione.

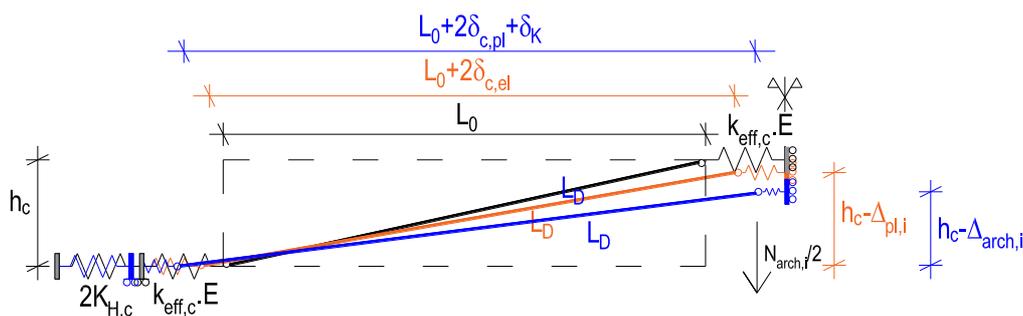


Figura 42. Posizione della corda dell'arco durante la perdita della colonna

Conoscendo il valore di  $\theta_r$ , il contributo proveniente dall'effetto arco  $N_{Arch,i}$  si ottiene infine esprimendo l'equilibrio orizzontale del sistema:

$$N_{Arch,i} = 2 \cdot \tan(\theta_r) \cdot (F_{Rd,c} - F_t) \quad (37)$$

Ovviamente, se la resistenza del giunto alle estremità delle travi è associata ad un componente in compressione,  $F_t$  è uguale a  $F_{Rd,c}$  (per equilibrio) e quindi nessun effetto arco può essere mobilitato al livello  $i$ -esimo ( $N_{Arch,i} = 0$ ).

Questo contributo può essere conteggiato solo se l'asta dell'arco soggetta a una compressione pari a  $N_{Arch,i}/\cos(\theta_r)$  è in grado di sostenere questa forza. La resistenza dell'asta dell'arco può ragionevolmente essere assunta pari alla resistenza della trave in compressione  $N_{b,R}$ . Se si raggiunge la resistenza dell'asta,  $N_{Arch,i}$  si può assumere in sicurezza pari a  $\tan(\theta_r) \cdot N_{b,R}$ . Lo stesso vale per la parte indirettamente interessata che deve essere in grado di sostenere un carico orizzontale applicato pari a  $(F_{Rd,c} - F_t)$ .

Infine, il contributo di questo effetto arco  $N_{Arch}$  per la parte direttamente interessata è pari a:

$$N_{Arch} = \sum_i N_{Arch,i} \quad (38)$$

Tale contributo può essere cumulato a quelli derivanti dai meccanismi plastici di trave e soletta in quanto l'attivazione di questo effetto arco richiede limitate capacità deformative.

Di conseguenza, se  $N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch}$  è maggiore di  $N_{Io,design}$  (vedi paragrafo 5.3.2.2), la struttura può essere assunta come robusta.

In caso contrario si svilupperanno spostamenti verticali significativi della parte direttamente interessata non appena questo effetto arco sarà superato. Con il verificarsi di questi spostamenti verticali, si può prevedere lo sviluppo delle forze membranali all'interno della parte direttamente interessata ma questo nuovo contributo  $N_{membrane}$  non può essere cumulato sia con i contributi dell'effetto arco (che svanisce dopo che il meccanismo si è formato) che con il meccanismo plastico della soletta (che svanisce al raggiungimento di deformazioni significative, a causa della sua ridotta capacità deformativa). Pertanto, questo contributo è di interesse se:

$$N_{pl} + N_{m,embrane} > N_{Io,design} > N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch} \quad (39)$$

La previsione del contributo che  $N_{membrane}$  richiede l'esecuzione di analisi del secondo ordine. Inoltre, si deve tenere conto dell'interazione M-N (vedi paragrafo 2.2.1) nei giunti a parziale ripristino (vedi A.1), cosa che richiede l'adozione di metodi di progettazione avanzati. Si può fare riferimento ai paragrafi 5.3.2.5, 5.3.3 o 5.3.4 dove vengono proposti anche metodi di progettazione avanzata analitica e

numerica. Tuttavia, va ricordato che lo sviluppo di grandi spostamenti nel sistema richiede capacità deformative significative a livello dei giunti a parziale ripristino (sottoposti all'interazione M-N). Sfortunatamente, in una tale situazione, la maggior parte dei giunti classici non può esibire una capacità di deformazione sufficiente.

#### 5.3.2.4 Metodi semplificati per strutture con giunti sovra-resistenti

In queste strutture, quando si forma il meccanismo plastico di trave, le cerniere si sviluppano nelle travi e non nei giunti. Di conseguenza, le formule per tenere conto di questo specifico contributo in termini di robustezza (affrontato nel paragrafo precedente) diventano:

$$N_{pl,i} = \frac{2.M_{pl,Rd,i}^- + 2.M_{pl,Rd,i}^+}{L} \text{ e } N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (40)$$

dove  $M_{pl,Rd,i}^-$  è la resistenza plastica di progetto della trave al livello  $i$ -esimo per momento negativo e  $M_{pl,Rd,i}^+$  quella per momento positivo.

Se il valore di  $N_{pl}$  così ottenuto è maggiore di  $N_{lo,design}$  (vedi paragrafo 5.3.2.2), allora le travi della parte direttamente interessata possono sostenere la perdita del pilastro e la struttura può essere assunta come robusta.

In caso contrario, l'eventuale contributo del "meccanismo plastico" della soletta può essere determinato come descritto nel paragrafo 5.3.2.3. Se  $N_{pl} + N_{pl,slab}$  è maggiore di  $N_{lo,design}$  (vedi paragrafo 5.3.2.2), allora le travi e le solette della parte direttamente interessata possono sostenere la perdita del pilastro e la struttura può essere considerata robusta.

Se non è sufficiente, il contributo "effetto arco delle travi", descritto nel paragrafo precedente non può essere attivato. Infatti, man mano che le zone snervate si sviluppano all'interno delle sezioni delle travi, entrambe le parti delle sezioni nelle cerniere plastiche, rispettivamente in trazione e in compressione, sono cedevoli e quindi la resistenza associata all'effetto arco è pari a zero.

Pertanto, l'unico contributo aggiuntivo che può essere conteggiato è quello associato allo sviluppo di effetti membranali nelle travi appartenenti alla parte direttamente interessata ma, come riportato nel paragrafo precedente, tale contributo aggiuntivo non è cumulabile con il contributo proveniente dal meccanismo plastico di piastra in quanto la richiesta in termini di capacità deformativa a livello delle linee plastiche sarebbe troppo elevata. Come per il caso di strutture con giunti a parziale ripristino di resistenza, la determinazione del contributo  $N_{membrane}$  richiede l'adozione di metodologie progettuali avanzate. Si può fare riferimento ai paragrafi 5.3.2.5, 5.3.3 o 5.3.4.

#### 5.3.2.5 Approcci analitici avanzati

Un approccio analitico più generale e dettagliato è stato sviluppato da (Huvelle et al., 2015). Questo modello consente la previsione della risposta strutturale di un telaio 2D con giunti a cerniera, a parziale ripristino di resistenza o sovra-resistenti quando le forze membranali si sviluppano nella parte direttamente interessata a seguito della formazione di meccanismi plastici di trave in caso giunti a parziale ripristino o sovra-resistenti alle estremità delle travi.

Il modello si fonda sulla definizione di una sottostruttura e sulla sua caratterizzazione, seguendo le seguenti assunzioni:

- si assume una perdita progressiva (statica) della colonna;
- le cerniere plastiche possono svilupparsi nelle sezioni delle travi o nei giunti trave-colonna;
- tutti i pilastri sono realizzati con un unico tipo di sezione, ed analogamente per le travi;
- si considera solo la perdita di colonne interne (cioè non di colonne di angolo);

- non si sviluppa snervamento nel resto della struttura, cioè nella parte indirettamente interessata (cioè si assume che il suo comportamento sia infinitamente elastico).

Attraverso l'approccio analitico proposto, si ottiene un insieme di  $N$  equazioni con  $N$  incognite che possono essere risolte utilizzando solutori matematici. Il risultato principale di questo approccio è la previsione dell'evoluzione dello spostamento verticale della parte direttamente interessata rispetto al carico nella colonna a collasso (identificata come  $N_{membrane}$  nelle sezioni precedenti).

I dettagli su questo approccio analitico avanzato sono forniti nell'Allegato A.8. In questo allegato viene inoltre spiegato come questo modello può essere esteso per prevedere la risposta di strutture intelaiate 3D.

### 5.3.3 Approcci numerici semplificati

#### 5.3.3.1 Introduzione

In questo paragrafo viene presentato un approccio semplificato per la valutazione della resistenza di strutture a più piani con telaio in acciaio al collasso progressivo considerando la perdita improvvisa della colonna come scenario di progetto. Il metodo offre un quadro quantitativo che tiene conto di duttilità, iperstaticità, assorbimento di energia ed effetti dinamici. La semplicità del metodo ne consente l'applicazione diretta nella pratica progettuale. Inoltre, consente la quantificazione della robustezza strutturale per scenari di perdita improvvisa della colonna, a differenza dei metodi prescrittivi discussi nel paragrafo 5.3.1.

In generale, l'obiettivo della progettazione della robustezza è assicurarsi che qualsiasi danno locale derivante da eventi estremi impreveduti non provochi un collasso sproporzionato. La perdita improvvisa di colonna, come illustrato nella Figura 43 (Izzuddin et al., 2008), rappresenta uno scenario di progettazione appropriato, che include gli effetti dinamici che possono essere associati al cedimento di elementi verticali in eventi estremi, come esplosione e urto; tuttavia, è indipendente dagli eventi. Questo scenario di progettazione non è necessariamente identico nell'effetto dinamico al danno alla colonna derivante da esplosione o urto. Tuttavia, può fornire un limite superiore alle richieste di deformazione strutturale che si avvicina al limite quando il livello di carico dell'esplosione sulla colonna interessata diventa molto grande (Gudmundsson and Izzuddin, 2010; Izzuddin, 2010). Inoltre, può catturare l'influenza del cedimento della colonna che si verifica in una durata relativamente breve rispetto al tempo di risposta della struttura. Pertanto, può essere considerato come un test dinamico standard di robustezza strutturale e può essere applicato a vari altri eventi dinamici estremi tramite fattori di progettazione calibrati.

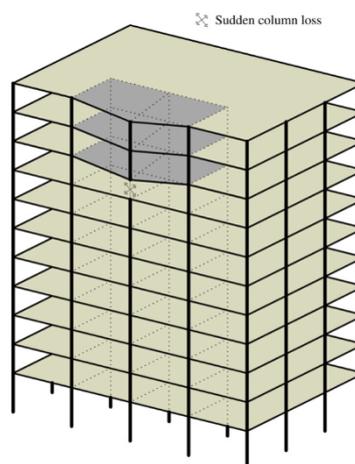


Figura 43. Edificio intelaiato multipiano soggetto al collasso repentino di una colonna (Izzuddin et al., 2008)

### 5.3.3.1 Stato limite di robustezza

Per uno scenario di perdita improvvisa di colonna, è necessaria la definizione di uno stato limite di robustezza, oltre il quale il danno locale progredisce fino al collasso sproporzionato a livello strutturale globale. Lo stato limite di robustezza dovrà essere basato sull'impedire il crollo dei piani superiori in caso di perdita improvvisa della colonna e garantire che i pilastri circostanti possano resistere ai carichi ridistribuiti. Il crollo di un solo piano può comportare onerose sollecitazioni per i piani inferiori impattati che devono anche sostenere il carico detritico che a sua volta aumenterà la vulnerabilità della struttura al crollo progressivo. Inoltre, poiché lo stato limite di robustezza si occupa di eventi rari ed estremi, è accettabile consentire deformazioni relativamente grandi al piano superiore. Ciò consente di mobilitare gli effetti benefici dell'arco di compressione e delle azioni di trazione di catenaria/membrana che non sono normalmente utilizzate nelle tipiche condizioni di carico per ottenere una migliore economia di progettazione. In caso contrario, progettare i solai per resistere al carico di gravità in assenza del supporto della colonna utilizzando metodi convenzionali basati sulla resistenza porterebbe a strutture eccessivamente sovradimensionate per le normali condizioni di carico.

Nell'approccio attuale, lo stato limite di robustezza per perdita improvvisa di una colonna è definito in termini di deformazione dinamica massima nei piani superiori che supera il limite di duttilità. Per le strutture in carpenteria metallica con giunti a cerniera o a parziale ripristino, la perdita improvvisa delle colonne può portare ad una notevole concentrazione di deformazioni nei giunti all'interno dei piani superiori. Tale limite è a sua volta basato sul collasso del primo componente, in modo tale che la richiesta di duttilità alla massima risposta dinamica sia uguale all'offerta di duttilità in uno dei giunti. Questo può anche essere generalizzato per tenere conto dei collassi successivi di più di un componente. Di conseguenza, il caso più generale dello stato limite di robustezza può essere definito in termini di livello di carico gravitazionale che supera la massima resistenza pseudo-statica del sistema solai prima del collasso completo. Ciò costituisce il principio alla base dell'approccio proposto incentrato sulla duttilità, discusso nelle sezioni seguenti.

### 5.3.3.2 Metodologia multilivello basata sulla duttilità

La risposta di una struttura multipiano soggetta all'improvvisa perdita di una colonna è dinamica e altamente non lineare con notevoli non linearità dei materiali e geometriche. Lo stato limite discusso nel paragrafo 5.3.3.1 viene valutato determinando la risposta dinamica massima della struttura sotto carico gravitazionale dopo la rimozione improvvisa della colonna; quindi, valutando se l'offerta di duttilità fornita dal giunto è sufficiente per soddisfare le richieste. L'analisi dinamica non lineare agli elementi finiti è considerata il metodo più accurato per determinare le richieste massime ai giunti. Tuttavia, è relativamente complessa e richiede competenze specialistiche che potrebbero non essere disponibili per la pratica progettuale corrente. In alternativa, viene presentato in questa sede un approccio più pratico che richiede un'analisi statica non lineare anziché dinamica, dove gli effetti dinamici sono incorporati in modo semplificato ma accurato.

Il quadro proposto si compone di tre fasi principali:

1. Risposta statica non lineare della struttura danneggiata sotto carico gravitazionale.
2. Valutazione dinamica semplificata per determinare la risposta dinamica massima in caso di perdita improvvisa di una colonna.
3. Valutazione della duttilità delle connessioni.

Il quadro proposto si basa sullo stato limite discusso in cui l'obiettivo principale del progetto è prevenire il crollo dei piani superiori in caso di perdita improvvisa della colonna. Il quadro proposto offre anche un'importante peculiarità: può essere applicato a vari livelli di idealizzazione strutturale a seconda della regolarità della struttura e del carico applicato come discusso nel paragrafo seguente.

### 5.3.3.3 Idealizzazione strutturale

La metodologia proposta può essere applicata a livello strutturale globale, come mostrato nella Figura 43, e anche a diversi livelli sub-strutturali, come mostrato in Figura 44 (Izzuddin et al., 2008). Il livello di idealizzazione strutturale è determinato in base al dettaglio di modellazione richiesto e al fatto che la riduzione del modello strutturale sia fattibile o meno, cosa che dipende in gran parte dalla regolarità dell'edificio rispetto alle disposizioni strutturali e di carico. Il primo livello di sotto-strutturazione è costituito dalla sola campata interessata in un edificio multipiano come mostrato in Figura 44a. A quel livello devono essere assegnate opportune condizioni al contorno per rappresentare l'interazione della campata in esame con la struttura circostante. Se si assicura che le colonne circostanti siano in grado di sopportare il carico ridistribuito, si possono considerare solo i piani sopra la colonna persa dove la deformazione è concentrata con conseguente ulteriore riduzione del modello come mostrato in Figura 44. b (zona denominata "DAP - parte direttamente interessata" nelle sezioni precedenti). Se i piani interessati sono simili per struttura, carico e vincoli della IAP (vedere il paragrafo 5.3), si può considerare un sistema ridotto al singolo solaio come mostrato nella Figura 44c, dove si può presumere che la forza assiale nelle colonne direttamente sopra la colonna persa sia trascurabile. Infine, si possono considerare le singole travi acciaio/composte, come mostrato in Figura 44d, sottoposte a opportune proporzioni del carico gravitazionale ignorando gli effetti di piano all'interno del solaio (cioè trascurando l'eventuale resistenza propria delle solette, contrariamente a ciò che viene fatto, quando giustificato, nel paragrafo 5.3.2).

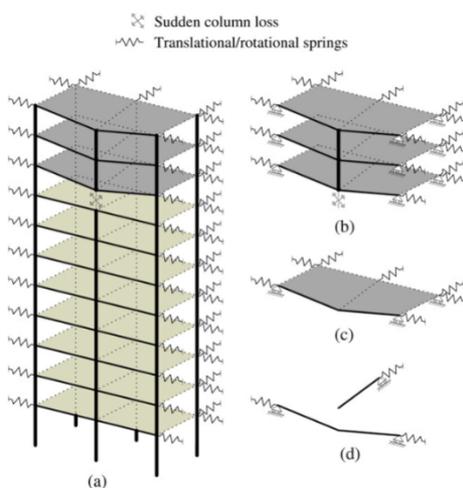


Figura 44. Livelli di idealizzazione strutturale per la valutazione del collasso progressivo. (a) Campata interessata, (b) Piano(i) sopra la colonna persa, (c) Piano singolo sopra la colonna persa e (d) Trave singola in acciaio/composta sopra la colonna (Izzuddin et al., 2008)

### 5.3.3.4 Risposta statica non-lineare

L'effetto della rimozione improvvisa di una colonna può essere considerato simile all'applicazione improvvisa del carico gravitazionale ( $P_o$ ) per una data struttura, come mostrato in Figura 45 (Izzuddin et al., 2008), specialmente quando le deformazioni subite dalla struttura sono significative. L'applicazione improvvisa del carico gravitazionale è associata a effetti dinamici, in cui tutte le richieste di duttilità per tutti gli stati di deformazione che portano alla massima risposta dinamica dovrebbero essere soddisfatte con un'offerta di duttilità sufficiente per prevenire il cedimento.

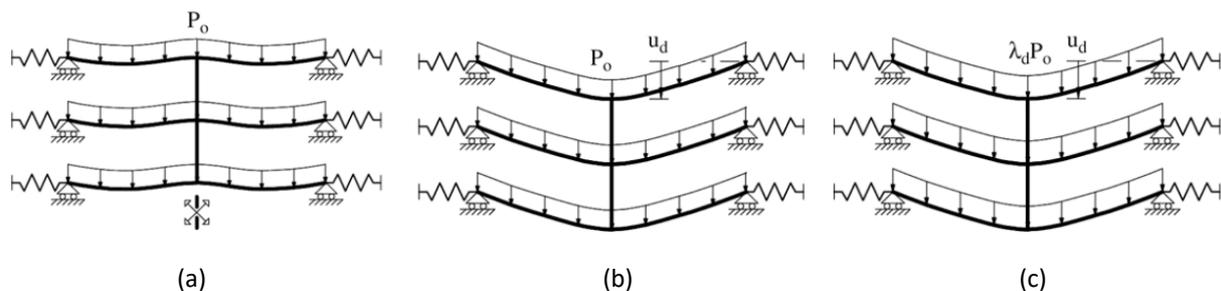


Figura 45. Modellazione della rimozione improvvisa della colonna. (a) Perdita improvvisa della colonna, (b) Massima risposta dinamica e (c) Carico statico amplificato (Izzuddin et al., 2008)

Come illustrato nella Figura 45. c, la metodologia proposta consente di stimare con precisione la massima risposta dinamica dalla risposta statica non lineare associata ad un carico di gravità amplificato ( $\lambda_d P_o$ ) senza la necessità di eseguire alcuna analisi dinamica non lineare complessa. A tal proposito, la risposta statica non lineare della struttura si ottiene escludendo la colonna danneggiata, variando quindi il carico gravitazionale mediante un fattore di scala ( $\lambda$ ) con  $P = \lambda P_o$  e riportando i risultati in forma grafica rispetto allo spostamento verticale statico ( $u_s$ ) della colonna danneggiata. Una tipica risposta statica non lineare è mostrata in Figura 46: tale risposta è la base per la determinazione della risposta dinamica massima ( $u_d$ ) come verrà illustrato nel paragrafo seguente. Come illustrato nella Figura 46 (Izzuddin et al., 2008), per strutture di comune progettazione, la resistenza associata alla flessione plastica non è sufficiente per sostenere il carico statico amplificato ( $\lambda_d > 1$ ) in caso di perdita improvvisa della colonna ed è necessario fare ulteriore affidamento sull'incrudimento e /o sull'azione catenaria. È anche chiaro che lo spostamento dinamico massimo ( $u_d$ ) dovrebbe essere inferiore a un certo limite indicato in questo contesto come "limite di duttilità" per il quale si verifica il primo collasso in uno dei giunti. Inoltre, alcuni sistemi possono subire una risposta statica con comportamento softening a causa dell'azione di compressione ad arco come mostrato in (Izzuddin, 2010).

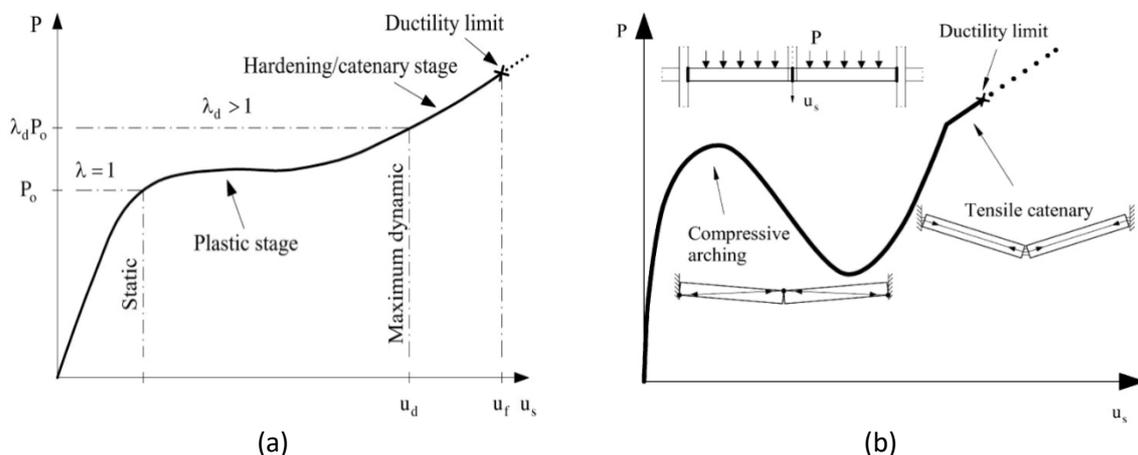


Figura 46. Risposta statica non lineare sotto carichi proporzionali gravitazionali ( $P = \lambda P_o$ ) (Izzuddin, 2010)

#### 5.3.3.4.1 Risposta statica non lineare di singole travi

##### 5.3.3.4.1.1 Modellazione dettagliata

La modellazione dettagliata agli elementi finiti può essere utilizzata per determinare la risposta statica non lineare associata a diversi livelli di idealizzazione strutturale. A livello della trave, possono essere impiegati elementi trave-colonna elastoplastici tenendo conto della non linearità del materiale e della geometria. Inoltre, l'azione composta tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio può essere modellata tenendo conto dell'effetto della connessione a taglio parziale/totale. Il comportamento del giunto non lineare può essere considerato utilizzando un modello meccanico per componenti basato

sui principi proposti nelle EN 1993-1-8 (2005) e EN 1994-1-1 (2004). Recentemente sono stati proposti sviluppi sulla modellazione per componenti di giunti bullonati in acciaio e composti che tengono conto dell'interazione tra momenti flettenti e forze assiali (interazione M-N) e considerano i cosiddetti "effetti gruppo" tra file di bulloni successive (Demonceau et al., 2019; Alhasawi et al., 2017) come illustrato in altre parti di questo documento. Ulteriori indicazioni possono essere trovate nella EN 1993-1-14 (2020) che fornisce alcune regole per l'uso di metodi numerici nella progettazione di strutture in acciaio.

#### 5.3.3.4.1.2 Modellazione semplificata

La risposta statica non lineare per singole travi in acciaio o composte può essere ottenuta utilizzando espressioni analitiche che tengono conto della modellazione esplicita del comportamento del giunto e utilizzano i tradizionali principi di analisi strutturale senza la necessità della modellazione dettagliata e complessa agli elementi finiti come illustrato nel paragrafo 5.3.2.5. Questo approccio è più pratico ai fini della progettazione corrente rispetto all'utilizzo di modelli non lineari agli elementi finiti, consentendo il facile passaggio dalle regole prescrittive e dalle limitazioni a queste associate a un approccio più accurato nella valutazione della robustezza strutturale. Questo approccio è stato richiamato nel paragrafo 5.3.2.5 e i dettagli sono forniti nell'allegato A.8.

#### 5.3.3.4.2 Assemblaggio semplificato della risposta statica non lineare per un singolo piano

La modellazione semplificata può essere utilizzata per determinare la risposta statica non lineare di un singolo sistema solaio attraverso l'assemblaggio delle risposte delle singole travi parte di un grigliato di travi ignorando gli effetti membranali della soletta. Come mostrato in Figura 47, per una modalità di deformazione dominante, la risposta complessiva del singolo sistema solaio ( $P, u_s$ ) può essere ottenuta assemblando quella delle singole travi ( $P_i, u_{s,i}$ ) come:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_i \alpha_i \beta_i P_i \quad (41)$$

ove  $\beta_i$  è un fattore di compatibilità che mette in relazione lo spostamento della singola trave con lo spostamento di riferimento del solaio ( $u_{s,i} = \beta_i u_s$ ), come illustrato in Figura 47,  $\alpha_i$  è un fattore adimensionale relativo al lavoro che dipende dalla distribuzione di carico sulla trave e può dipendere dalla modalità di deformazione incrementale al livello di carico corrente (ovvero: 0,5 per carico uniformemente distribuito e 1 per carico concentrato), e  $\alpha$  è anche un fattore correlato al lavoro che dipende dalla distribuzione del carico gravitazionale sulla trave (0,25 per carico uniformemente distribuito).

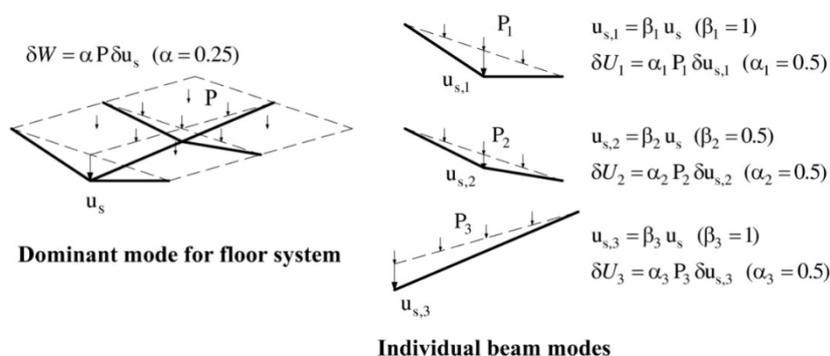


Figura 47. Approssimazione a graticcio di un singolo sistema solaio

#### 5.3.3.4.2.1 Assemblaggio semplificato della risposta statica non lineare per più piani

In modo analogo a quanto visto, la modellazione semplificata può essere utilizzata per determinare la risposta statica non lineare di un sistema di più piani posti sopra la colonna danneggiata attraverso l'assemblaggio delle risposte dei singoli piani. Assumendo una modalità di deformazione ad un sol

grado di libertà (SDOF) come mostrato in Figura 48 (Izzuddin, 2010) in cui lo spostamento del solaio ( $u_{s,j}$ ), valutato lungo la verticale della colonna collassata, è costante per tutti i piani, la risposta complessiva dei singoli piani può essere espressa come:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_j \alpha_j P_j \quad (42)$$

dove  $\alpha_j$  è il fattore correlato al lavoro per il piano ( $j$ ) (assunto pari a 0,25 per carico uniformemente distribuito). Mentre  $\alpha$  è il fattore globale correlato al lavoro dell'intero sistema (assunto pari a 0,25 per carico uniformemente distribuito).

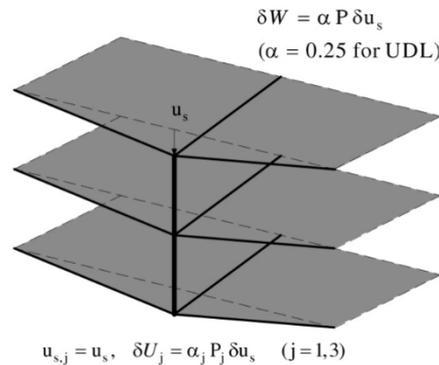


Figura 48. Modello semplificato per sistema a più piani (Izzuddin, 2010)

Infine, vale la pena ricordare che la modellazione dettagliata può essere applicata a singole campate, piani multipli e piani singoli, dove possono essere utilizzati gli elementi piastra, tenendo conto della non linearità geometrica e del materiale, accoppiati agli elementi della trave permettendo di cogliere gli effetti membranali 2D all'interno del solaio. Questa procedura è più accurata rispetto al caso della modellazione semplificata di singoli piani utilizzando un'approssimazione a graticcio che intrinsecamente non può spiegare l'azione membranale del solaio. Inoltre, i modelli dettagliati possono essere utilizzati in combinazione con modelli semplificati dove la modellazione dettagliata può essere applicata a livello della trave e la risposta statica non lineare ai livelli più raffinati di idealizzazione strutturale può essere ottenuta assemblando la modellazione semplificata.

#### 5.3.3.5 Valutazione dinamica semplificata

In caso di perdita improvvisa della colonna, la tipica risposta di una struttura è altamente non lineare e dinamica, pertanto, quando si valutano le richieste di duttilità associate dovrebbe essere considerata la massima risposta dinamica della struttura. In questo quadro, la risposta dinamica massima è determinata attraverso un approccio semplificato, come illustrato nel paragrafo 5.3.5, senza la necessità di alcuna analisi dinamica non lineare complessa che non rappresenta la pratica da utilizzare per le normali condizioni progettuali. L'approccio proposto è più accurato rispetto al tradizionale approccio basato sul fattore dinamico di amplificazione, fattore che dipende sia dal livello di carico gravitazionale che dalla natura della risposta non lineare, che quindi manca di generalità per le forme comuni di risposta statica non lineare (Izzuddin, 2010).

#### 5.3.3.6 Valutazione della duttilità

L'ultima fase del metodo di valutazione proposto consiste nel confrontare lo spostamento dinamico massimo ( $u_d$ ) ottenuto dalla risposta pseudo-statica per ( $P = P_o$ ) con il limite di duttilità ( $u_f$ ) al fine di valutare lo stato limite, come mostrato in Figura 49. Il limite di duttilità ( $u_f$ ) è determinato come il valore minimo di ( $u_d$ ) tale che la richiesta di deformazione supera l'offerta di duttilità in uno qualsiasi

dei giunti come discusso in altre sezioni di questo documento. In alternativa, lo stato limite può essere stabilito confrontando  $P_o$  con la capacità pseudo-statica ( $P_f$ ), dove  $P_f$  è definito come:

$$P_f = \max(P_n) \quad \text{per} \quad 0 \leq u_{d,n} \leq u_f \quad (43)$$

$P_f$  dovrebbe corrispondere normalmente a  $u_f$  sulla curva di risposta pseudo-statica, tuttavia, questo non avviene se la risposta mostra un ramo di softening a causa dell'arco di compressione.

Nel caso di utilizzo della modellazione semplificata applicata a livello di valutazione del sistema, dove la risposta del sistema è ottenuta dall'assemblaggio semplificato di modelli di livello inferiore, gli spostamenti dei sottosistemi possono essere determinati da  $u_d$  utilizzando condizioni di compatibilità appropriate. Le deformazioni subite dai giunti possono quindi essere determinate dagli spostamenti al livello più basso del sottosistema considerato che potrebbero essere rappresentati da modelli dettagliati trave/solaio o da modelli semplificati di trave. Devono essere considerate sia le deformazioni rotazionali che assiali del giunto, in particolare quando è presente un vincolo assiale sufficiente che può portare allo sviluppo dell'azione catenaria. Le richieste di duttilità nei diversi componenti del giunto possono quindi essere ottenute dalle deformazioni totali del giunto e confrontate con l'offerta di duttilità dei diversi componenti. È importante notare qui che lo stato limite del sistema è definito dal collasso di un singolo giunto che si verifica quando la domanda di duttilità supera l'offerta di duttilità in uno o più componenti dei suoi componenti. Tuttavia, se in presenza di sufficiente residua iperstaticità e duttilità il collasso di un singolo giunto non comportasse il collasso del sistema, questo stato limite può essere ristabilito per il sistema con l'esclusione del giunto collassato e di eventuali sotto-sistemi interessati dal superamento del limite di duttilità associato.

#### *5.3.3.7 Valutazione di sistemi di solaio soggetti all'impatto associato ad un solaio collassato*

Il crollo di un solo piano può comportare onerose sollecitazioni per i piani inferiori che devono sostenere anche il carico dovuto ai detriti, carico che a sua volta aumenterà la vulnerabilità della struttura al crollo progressivo. Tuttavia, in circostanze specifiche, può essere possibile che la parte inferiore della struttura arresti l'impatto e prevenga il crollo progressivo. I fattori che influenzano principalmente questa possibilità includono: (i) il numero di piani collassati al di sopra del livello considerato, (ii) la riduzione dell'energia cinetica attraverso l'assorbimento di energia all'interno dei piani collassati così come la perdita di energia al momento dell'impatto e (iii) la capacità del sistema del solaio al livello inferiore di sostenere il carico aggiuntivo dai detriti, tenendo conto degli effetti dinamici associati. Vlassis et al. (2007; 2009) hanno proposto una metodologia orientata alla progettazione per la valutazione della resistenza al collasso progressivo dei sistemi di solaio in edifici multipiano soggetti a impatto da un piano superiore crollato. Il metodo proposto può anche essere generalizzato per far fronte al cedimento iniziale di più di un piano. Alla base del quadro proposto vi è l'ipotesi che la capacità del piano inferiore di arrestare la caduta del solaio dipenda principalmente dalla quantità di energia cinetica che viene trasmessa dal piano superiore durante l'impatto. Simile alla procedura di valutazione semplificata discussa poco sopra per edifici a più piani in scenari di perdita improvvisa di colonna, l'approccio proposto utilizza la risposta statica non lineare del solaio insieme a un approccio basato sul bilancio energetico per stimare le massime richieste di deformazione dinamica senza la necessità di analisi dinamica non lineare dettagliata. Lo studio dimostra le condizioni estremamente gravose imposte al solaio impattato che possono comportare una maggiore vulnerabilità al crollo progressivo per strutture di questo tipo. È importante sottolineare che viene identificata la probabilità di collasso per taglio oltre a un'inadeguata disponibilità di duttilità sotto azioni combinate flessione/azione assiale, stabilendo così la necessità di ulteriori lavori di ricerca sulla capacità di taglio dinamico di vari tipi di giunti soggetti a eventi estremi.

#### 5.3.4 Approccio numerico completo

Negli ultimi anni, le accresciute capacità computazionali e la disponibilità di programmi numerici avanzati (FEM, AEM, DEM) in grado di gestire la maggior parte dei fenomeni che caratterizzano la risposta dell'edificio in condizioni di carico eccezionale hanno aperto la strada alla progettazione di soluzioni basate su un approccio completamente numerico. L'efficacia di questo approccio, oggi comunemente utilizzato, dipende fortemente dalla capacità del progettista di identificare e modellare i fattori chiave che influenzano la risposta strutturale. In questo quadro, grande attenzione dovrebbe essere posta ai fenomeni associati alla dissipazione di energia dovuta all'attivazione della plasticità locale, come le cerniere plastiche nelle travi e linee plastiche nelle solette, e alle crisi associate alle leggi costitutive adottate per i materiali.

Diversi gradi di accuratezza possono essere utilizzati nella modellazione dei materiali, che vanno da quelli più semplici, ovvero i modelli elastici lineari, a quelli non lineari più complessi, incorporando anche il degrado di resistenza e rigidità. Le leggi elastiche lineari possono essere utilizzate in modelli elastici che possono essere adottati nelle fasi preliminari di progettazione per identificare criticità della risposta strutturale da indagare in ulteriori studi più accurati. Tuttavia, gli scenari di collasso inducono grandi spostamenti nella struttura e attivano la risposta non lineare dei materiali, e quindi i modelli non lineari dei materiali sono i più appropriati. Lo snervamento dei materiali fornisce il contributo principale alla capacità di dissipazione dell'energia e alla redistribuzione delle forze interne. Lo snervamento dell'acciaio deve essere adeguatamente rappresentato perché consente lo sviluppo di cerniere plastiche e l'attivazione dell'effetto catenaria nelle travi. A questo scopo possono essere utilizzati modelli di diverso grado di accuratezza e complessità. Un'utile guida sulle relazioni sforzo-deformazione dell'acciaio da adottare è reperibile nella EN 1993-1-14 (2020). Anche per il calcestruzzo, la legge costitutiva dovrebbe essere adeguatamente modellata, incorporando la sua risposta asimmetrica in trazione e compressione, al fine di consentire la simulazione della fessurazione, che è vitale per catturare lo sviluppo delle linee plastiche nella soletta di calcestruzzo.

Inoltre, possono essere adottati modelli di materiale altamente raffinati che incorporano i rami di scarico e ricarico da uno stato anelastico. Inoltre, a seconda del livello di complessità e accuratezza dell'analisi, considerare il danno cumulativo dei materiali consentirebbe di cogliere i collassi locali nonché il potenziale distacco dei componenti.

Quando richiesto dallo scenario di progettazione specifico, altre caratteristiche del materiale dovrebbero essere adeguatamente modellate. Ad esempio, quando si studiano scenari di incendio, si dovrebbe tenere conto della dipendenza delle proprietà meccaniche dei materiali dalla temperatura. A tal fine, una guida è fornita dalla parte 1-2 degli Eurocodici e in particolare dalla EN 1992-1-2 (2004) e dalla EN 1993-1-2 (2005), rispettivamente per calcestruzzo e acciaio. Allo stesso modo, quando gli scenari comportano azioni applicate dinamicamente (ad esempio, esplosioni o carichi dovuti ad urti), dovrebbe essere considerata la sensibilità delle proprietà del materiale alla velocità di deformazione. Gli effetti della velocità di deformazione sulla resistenza del materiale sono solitamente implementati in modelli che considerano un fattore di incremento dinamico (DIF) (Johnson and Cook, 1983; Malvar and Crawford, 1998).

Un secondo elemento chiave della fase di modellazione è la scelta delle tipologie di elementi finiti (linea, superficie, volume o elementi speciali come massa, molla...). In dettaglio, l'ordine e il tipo degli elementi finiti scelti sono legati al comportamento strutturale (entità degli spostamenti, deformazioni, rotazioni, sollecitazioni), al metodo di analisi prescelto (lineare e non lineare) e alla rappresentazione del materiale (lineare o non lineare).

Nelle strutture intelaiate, travi e pilastri sono solitamente modellati tramite elementi trave con asse baricentrico coincidente con il baricentro delle sezioni trasversali. Tuttavia, quando significative per la risposta strutturale, le eccentricità devono essere considerate esplicitamente o implicitamente nell'interpretazione dei risultati dell'analisi. La scelta dell'elemento trave, in termini di gradi di libertà (DOF), dipende dal problema indagato. Il comportamento locale come l'imbozzamento locale dell'anima o l'instabilità locale non sono considerati nella modellazione a trave e dovrebbe essere preso in considerazione con modelli più sofisticati o calcoli aggiuntivi.

Gli elementi shell o solidi vengono solitamente utilizzati per tenere conto del contributo della soletta nei modelli 3D. Il primo approccio, pur caratterizzato da un'elevata efficienza computazionale, rende difficile cogliere nel dettaglio il comportamento della soletta nelle varie fasi di risposta da flessionale a membranale. Dovrebbe quindi essere adottata una soluzione 3D completa con elementi solidi per tenere conto dei vari effetti combinati della risposta del solaio composto, come lo snervamento e il collasso dell'armatura e della lamiera grecata, lo schiacciamento del calcestruzzo della soletta, il comportamento non lineare dei connettori a taglio. Al fine di ridurre l'onere computazionale, un approccio ibrido può offrire una soluzione "a metà strada", che consiste nell'uso di elementi shell combinati con uno strato di acciaio per simulare l'armatura nelle due direzioni. Inoltre, l'eventuale impalcato in acciaio può essere simulato con elementi di trave in direzione delle nervature dell'impalcato collegati alla soletta mediante elementi 'tie'. Questo approccio consente di considerare i componenti in acciaio necessari per simulare la resistenza a trazione della soletta quando si sviluppa l'effetto membrana. Infine, le connessioni a taglio tra trave e soletta possono essere semplicemente modellati tramite collegamenti caratterizzati da leggi adatte a rappresentare la connessione a taglio.

Poiché i giunti (in particolare i giunti trave-colonna) sono componenti strutturali fondamentali nella prevenzione del collasso progressivo, è necessaria una loro adeguata modellazione. In dettaglio, a seconda del livello di analisi, i giunti possono essere modellati sia in modo "sofisticato" (cioè utilizzando elementi solidi o shell) sia attraverso un approccio semplificato, cioè utilizzando elementi trave, vincoli o molle. Per limitare la complessità dell'analisi, vengono generalmente adottati modelli semplificati, come il metodo per componenti (EN 1993-1-8, 2005; EN 1994-1-1, 2004), con il requisito che i parametri chiave di rigidità, resistenza e la capacità di deformazione dei giunti in acciaio siano rappresentati con adeguata precisione. Maggiori dettagli sulla caratterizzazione dei giunti sono forniti nel paragrafo 2.2.

Un'altra questione importante è la definizione delle condizioni al contorno: queste dovrebbero riflettere in modo realistico le effettive condizioni di vincolo fornendo un sistema statico cinematicamente stabile, e dovrebbero essere coerenti con i gradi di libertà (DOF) del tipo di elemento finito utilizzato. L'interazione tra diverse parti o componenti di un modello richiede solitamente la definizione dei contatti. I programmi agli elementi finiti oggi disponibili consentono al progettista di selezionare diversi tipi di modelli di contatto. La loro calibrazione richiede un insieme di parametri da identificare con precisione. Per questo motivo, incorporare i contatti tra le parti nel modello consente una simulazione più realistica della risposta strutturale, ma al costo di una progettazione e di un tempo di calcolo più elevati.

Infine, la scelta del tipo di analisi: dipende dal problema da indagare. L'analisi lineare è più semplice da sviluppare e può essere eseguita tramite software commerciali. Tuttavia, l'analisi lineare non può attivare le principali fonti di non linearità tipiche degli scenari di collasso progressivo che derivano da: i) grandi spostamenti e grandi deformazioni (non linearità geometrica); ii) relazioni sforzo-deformazione non lineari (snervamento e non linearità del materiale); iii) evoluzione dei contatti tra elementi (topologico/contatto, non linearità). Pertanto, dovrebbe essere eseguita un'analisi non lineare, che richiede l'uso di strumenti di progettazione avanzati.

Le analisi numeriche dovrebbero mirare a fornire le basi necessarie per valutare la capacità strutturale di attivare percorsi di carico alternativi. In base al campo di spostamento è possibile stimare le capacità deformative richieste nelle zone plastiche e valutare le forze di progetto aggiuntive negli elementi strutturali; di conseguenza, è possibile verificare se la struttura è sufficientemente robusta per raggiungere questo nuovo stato di equilibrio (Demonceau et al., 2018). Queste forze aggiuntive possono portare a diverse potenziali modalità di collasso che devono essere considerate:

- Crisi del giunto: i giunti trave-colonna che sono inizialmente progettati per momento flettente e taglio devono supportare forze di trazione aggiuntive che derivano dalla presenza dell'azione catenaria. Ciò può portare alla crisi di alcuni componenti del giunto. Inoltre, se si utilizzano giunti a parziale ripristino di resistenza, questi ultimi si snerveranno e potrebbero verificarsi crisi a causa di deformazioni eccessive, ovvero per mancanza di duttilità.
- Crisi della trave: per strutture con giunti a completo ripristino di resistenza, la zona plastica può svilupparsi alle estremità della trave. Poiché la cerniera plastica si sviluppa a causa del momento flettente, seguito da deformazioni significative dovuto all'interazione M-N, questa zona snervata può entrare in crisi per mancanza di capacità di deformazione. Inoltre, le travi nella parte superiore dei telai possono entrare in crisi per instabilità sotto flessione e compressione, compressione associata allo sviluppo di un effetto ad arco nella struttura.
- Instabilità della colonna: nelle colonne adiacenti a quella collassata si sviluppano forze di compressione aggiuntive che possono portare all'instabilità della colonna. Inoltre, le colonne su cui agiscono le forze catenarie possono essere più sensibili all'instabilità poiché le forze elevate possono portare a significativi spostamenti fuori dal piano.

Possono essere previste anche simulazioni numeriche dettagliate per eventi esplosivi. Tuttavia, è importante essere consapevoli che i modelli numerici e le procedure di analisi necessitano ancora di validazione sperimentale. Uno di questi strumenti è il software Extreme Loading for Structures (ELS), che consente agli ingegneri strutturalisti di progettare e analizzare una struttura soggetta a carichi di esplosione con un'analisi dinamica non lineare 3D completa. I risultati consentono agli utenti di visualizzare in 3D come l'edificio o i diversi componenti strutturali all'interno dell'edificio si comporteranno nelle condizioni considerate. Inoltre, poiché ELS si basa sull'Applied Element Method (AEM), gli ingegneri possono visualizzare l'effetto post-esplosione dei detriti risultanti e il suo effetto su altri componenti strutturali, creando un'immagine di "danno reale" dell'evento. In questo software, le curve di carico della pressione dell'esplosione possono essere create automaticamente utilizzando il documento UFC 3-340-02 (Strutture per resistere agli effetti di esplosioni accidentali) o importando storie di carico appropriate per il caso considerato.

#### 5.3.5 Predizione della risposta dinamica da quella statica

La risposta dinamica massima può essere determinata dalla risposta statica non lineare attraverso un approccio semplificato. Il concetto principale alla base di questo approccio semplificato è che la perdita improvvisa della colonna è simile all'applicazione improvvisa del carico gravitazionale sulla sottostruttura direttamente interessata, specialmente quando si sviluppano grandi deformazioni. Immediatamente dopo la perdita della colonna, la struttura accelera dalla condizione di riposo nelle zone nelle quali il carico gravitazionale supera la resistenza statica strutturale e dove la differenza tra il lavoro svolto dal carico e l'energia di deformazione immagazzinata si trasforma in energia cinetica. All'aumentare delle deformazioni, la resistenza statica supera il carico applicato e l'energia di deformazione immagazzinata diventa maggiore del lavoro svolto dal carico gravitazionale. Questo conseguentemente porta ad una continua riduzione dell'energia cinetica fino a riportare la struttura in quiete alla massima deformazione dinamica. Considerando che la risposta è dominata da un unico modo di deformazione, la massima risposta dinamica si raggiunge quando l'energia cinetica si riduce a

zero, ovvero quando il lavoro svolto dai carichi gravitazionali diventa pari all'energia assorbita dalla struttura. Ciò dà origine al concetto di risposta pseudo-statica.

Si consideri la risposta statica non lineare carico-spostamento per un dato livello appropriato di idealizzazione del sistema strutturale. Si considerino due livelli di carico ( $P = \lambda_1 P_o$ ) e ( $P = \lambda_2 P_o$ ) applicati improvvisamente come mostrato in Figura 49a e Figura 49b (Izzuddin et al., 2008): gli spostamenti dinamici massimi ( $u_{d,1}, u_{d,2}$ ) associati all'applicazione improvvisa del carico gravitazionale ( $\lambda P_o$ ) possono essere determinati dal bilancio energetico tra il lavoro svolto dal carico e l'energia interna immagazzinata

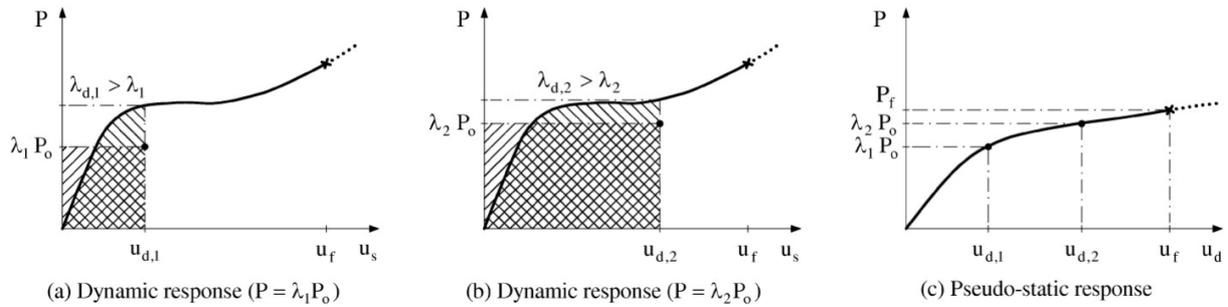


Figura 49. Valutazione dinamica semplificata e definizione della risposta pseudo-statica (Izzuddin et al., 2008)

Ipotizzando un sistema ad un grado di libertà (SDOF), si può ottenere l'equivalenza tra lavoro esterno ( $W_n$ ) ed energia interna ( $U_n$ ) in modo che le due aree tratteggiate raffigurate diventino identiche. L'utilizzo della risposta carico-spostamento statica non lineare consente di ottenere il livello del carico gravitazionale applicato improvvisamente ( $P_n = \lambda_n P_o$ ) che è associato ad un certo spostamento dinamico massimo ( $u_{d,n}$ ) come segue:

$$W_n = \alpha \lambda_n P_o u_{d,n}; \quad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P du_s; \quad W_n = U_n \quad (44)$$

$$P_n = \lambda_n P_o = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P du_s \quad (45)$$

tales che l'integrale rappresenta l'area sotto la curva statica non lineare statico ( $P, u_s$ ) fino a  $u_{d,n}$ .

La risposta "pseudo-statica" può essere ottenuta come mostrato nella Figura 49c, diagrammando il carico di gravità applicato improvvisamente ( $P_n$ ) rispetto allo spostamento dinamico massimo ( $u_{d,n}$ ) per diversi livelli di carico ( $\lambda_n$ ). Per il carico di gravità effettivo ( $P_o$ ), lo spostamento dinamico massimo può essere facilmente ottenuto dalla risposta pseudo-statica a ( $P = P_o$ ). Inoltre, la risposta pseudo-statica completa fornisce informazioni utili sull'impatto dei diversi livelli di carico gravitazionale in caso di perdita improvvisa della colonna e sulla sensibilità dello spostamento dinamico massimo alle piccole variazioni del carico gravitazionale applicato. In definitiva, questo approccio semplificato proposto consente di ottenere direttamente la risposta pseudo-statica dalla risposta statica non lineare, a differenza dell'uso di un'analisi dinamica non lineare dettagliata che richiederebbe un gran numero di simulazioni con diversi livelli di carico gravitazionale.

Una procedura semplice e diretta per stabilire la curva di risposta pseudo-statica e lo spostamento dinamico massimo è di seguito proposta (Izzuddin et al., 2008). Si assuma una risposta statica non lineare definita attraverso una curva ( $P, u_s$ ), ottenuta mediante una modellazione dettagliata agli elementi finiti o utilizzando espressioni analitiche semplificate. L'algoritmo di seguito presentato può essere utilizzato per stabilire la curva di risposta pseudo-statica ( $P, u_d$ ) e lo spostamento dinamico corrispondente al carico gravitazionale applicato improvvisamente ( $P = P_o$ ). In quanto segue,  $P_{m \setminus n}$

identifica il carico applicato improvvisamente  $\lambda_{m \setminus n} P_o$ , mentre  $P_{d,m \setminus n}$  indica il carico statico amplificato ( $\lambda_{d,m \setminus n} P_o$ ), con  $m$  e  $n$  indici che indicano rispettivamente l'inizio e la fine dell'incremento corrente. La procedura consiste dei seguenti passi:

1. Inizializzazione:  $P_{d,m} = P_m = 0$ ,  $u_{d,m} = 0$ ,  $A_m = 0$ ; si sceglie un piccolo incremento di spostamento  $\Delta u_d$ .
2. Si pone:  $u_{d,n} = u_{d,m} + \Delta u_d$ .
3. Si determina  $P_{d,n}$  corrispondente a  $u_{d,n}$  da una curva non lineare elastica ( $P$ ,  $u_s$ ); si calcola l'area corrente sotto la curva ( $P$ ,  $u_s$ ):  $A_n = A_m + (P_{d,m} + P_{d,n})\Delta u_d/2$ .
4. Si determina il carico corrente pseudo-statico:  $P_n = A_n/u_{d,n}$ ; si stabilisce un nuovo punto ( $P_n$ ,  $u_{d,n}$ ) sulla curva di risposta pseudo-statica ( $P$ ,  $u_d$ ).
5. Se ( $P_m < P_o \leq P_n$ ), si ottiene uno spostamento dinamico corrispondente a  $P_o$ :  $u_d = u_{d,m} + (u_{d,n} - u_{d,m})(P_o - P_m)/(P_n - P_m)$ .

Per ottenere altri punti della curva di risposta pseudo-statica: si aggiorna:  $P_{d,m} = P_{d,n}$ ,  $P_m = P_n$ ,  $u_{d,m} = u_{d,n}$ ,  $A_m = A_n$ ; si ripete dal punto 2.

#### 5.4 Metodo degli elementi chiave

Secondo la letteratura, un elemento chiave è un componente strutturale o una parte della struttura il cui cedimento comporta un ulteriore danno che viola l'obiettivo prestazionale. Al fine di evitare danni locali che superino un valore limite assunto, tali elementi devono essere adeguatamente identificati e progettati. Seguendo i codici "recenti" (EN 1991-1-7, 2006), la resistenza degli elementi chiave deve essere incrementata per resistere a un livello di carico specificato.

Questa strategia di progettazione è spesso adottata per strutture con un livello limitato di iperstaticità come tensostrutture, sistemi a traliccio 2D e 3D, strutture strallate e sospese. Gli elementi chiave possono essere utilizzati anche in aggiunta ad altre caratteristiche progettuali per migliorare la robustezza degli edifici ad alto rischio (Arup, 2011). Inoltre, questo approccio progettuale è spesso l'unico approccio razionale quando si ristrutturano edifici esistenti. A seconda del contesto, esempi di potenziali elementi chiave potrebbero essere colonne, pareti portanti di un edificio, piloni di ponti continui o cavi in una struttura supportata da cavi (Starossek and Haberland, 2012).

Secondo la EN 1991-1-7 (2006), l'azione eccezionale di progetto per la verifica degli elementi chiave è di  $34 \text{ kN/m}^2$  applicata in qualsiasi direzione. Questo carico, basato sul crollo di Ronan Point a Londra del 1968 (Way, 2011), intende rappresentare una possibile gamma di eventi di urti ed esplosioni ed è utilizzato come strumento per progettare elementi chiave più robusti di quanto richiesto nei normali casi di progettazione.

Gli elementi chiave devono essere progettati per sviluppare la loro piena resistenza senza fenomeni di crisi né dell'elemento stesso né dei suoi giunti. Pertanto, l'azione progettuale dovrebbe essere applicata all'elemento chiave e a tutti i componenti ad esso collegati, a meno che i componenti collegati o i loro giunti non possano sostenere i  $34 \text{ kN/m}^2$ . Pertanto, per la progettazione di un elemento chiave, è necessario considerare quali componenti, o parte di componenti, rimarranno collegati all'elemento in caso di incidente. Ciò implica che dovrebbero essere considerati vari casi di carico per una parete o una soletta attaccata all'elemento, tenendo conto dei limiti superiore e inferiore della capacità del collegamento. In questo approccio progettuale non è necessario fornire capacità di redistribuzione del carico.

Alla luce di ciò, l'approccio degli elementi chiave include i seguenti passaggi:

- Identificazione degli elementi strutturali chiave

- Progettazione degli elementi chiave per resistere ad un'azione di progetto eccezionale  $A_d$  applicata in direzione orizzontale e verticale, una direzione alla volta. Secondo EN 1991-1-7, il valore consigliato per  $A_d$  è  $34 \text{ kN/m}^2$ . Tuttavia, se del caso, possono essere prese in considerazione altre azioni eccezionali,
- L'azione eccezionale di progetto deve essere applicata all'elemento chiave e a qualsiasi componente collegato.

Nel processo di progettazione, deve essere utilizzata la combinazione di carico eccezionale dell'Eurocodice 0 (EN 1990, 2002) nella progettazione degli elementi chiave e dei relativi componenti.

## 5.5 Metodo della segmentazione

La segmentazione/compartimentazione è una strategia di progettazione che può offrire la possibilità di migliorare la robustezza di una struttura. In tale approccio, la diffusione del collasso, a seguito di un danno iniziale, può essere prevenuta o limitata isolando la parte che collassa di una struttura dalla struttura rimanente mediante i cosiddetti bordi di segmento/compartimento. Tale approccio si pone l'obiettivo di garantire che ogni parte (compartimento/segmento) sia in grado di collassare indipendentemente senza compromettere la sicurezza delle altre parti. Le strategie di segmentazione possono generalmente essere basate su bordi del segmento deboli o forti; le posizioni dei bordi sono selezionate dall'ingegnere progettista nell'ambito degli obiettivi di progettazione e in conformità con i requisiti del cliente e delle autorità competenti, a seconda del tipo e dell'importanza della struttura (Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

Nei metodi del percorso alternativo del carico, l'entità del collasso aumenta e l'efficacia del metodo diminuisce all'aumentare dell'entità del danno iniziale. Questi metodi sono quindi preferibili nel caso in cui si presuma che l'entità del danno iniziale sia piccola. Quando si utilizza la strategia della segmentazione, l'entità del collasso e l'efficacia del metodo sono considerate insensibili all'entità del danno iniziale, a condizione che le dimensioni dei segmenti non siano troppo piccole. Tuttavia, l'estensione fissata del collasso dovuto alla segmentazione è relativamente grande corrispondendo al collasso dell'intero segmento. Di conseguenza, tale metodo è desiderabile quando si presume che l'entità del danno iniziale sia di grande entità. La segmentazione può anche essere combinata con metodi di percorso alternativo del carico, in cui è possibile fornire percorsi alternativi dei carichi all'interno dei singoli segmenti. In tal caso, l'estensione della diffusione del collasso non sarà significativamente maggiore del danno iniziale ipotizzato sia per piccole che per grandi dimensioni del danno iniziale (Starossek and Haberland, 2012).

### 5.5.1 Bordi di segmento deboli

La segmentazione ottenuta utilizzando bordi di segmento deboli consente il verificarsi del cedimento di un segmento specifico senza la progressione del collasso ad altri segmenti adiacenti. Secondo tale modalità, la segmentazione può fungere da fusibile strutturale, in cui le parti che collassano possono disconnettersi in sicurezza dalla struttura. Questo metodo di segmentazione può essere ottenuto eliminando la continuità tra segmenti/compartimenti adiacenti o riducendo la rigidità in modo che possano verificarsi grandi deformazioni e spostamenti ai bordi del segmento, limitando così la quantità di forza trasmessa alla struttura circostante (Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

Va anche osservato che fornire continuità in generale ha un effetto positivo sulle prestazioni complessive della struttura nel caso di eventi estremi; tuttavia, la continuità può essere dannosa quando i percorsi di carico alternativi risultanti non sono dotati di adeguata resistenza tale da sopportare le forze trasmesse dalla continuità. Pertanto, nel caso in cui percorsi di carico alternativi

siano impraticabili, o troppo costosi da prevedere, la segmentazione eliminando selettivamente la continuità, rappresenta un approccio vantaggioso. Questo vale anche nel caso quando percorsi alternativi di carico hanno sufficiente resistenza, ma per i quali la verifica corrispondente si rivela difficile o non convincente (Starossek, 2006).

Per gli edifici, la segmentazione è comunemente applicata a edifici bassi orizzontali che hanno un ingombro relativamente grande. In strutture così basse si può ipotizzare che il crollo coinvolga l'intera altezza dell'edificio; tuttavia, è limitato in estensione orizzontale nei punti in cui le forze di collasso non possono essere trasferite attraverso i bordi alla parte della struttura adiacente. Come già osservato, è auspicabile che vengano forniti percorsi alternativi all'interno dei singoli segmenti. Va osservato che la struttura circostante dovrà essere verificata con il più alto valore di forze di legatura in modo tale da evitare cedimenti nei segmenti adiacenti.

#### 5.5.2 Bordi di confine forti

La segmentazione basata su bordi di confine forti è progettata per prevenire un collasso incipiente fornendo un'elevata resistenza locale in grado di sopportare forze relativamente grandi. In questa modalità, la segmentazione può offrire un percorso di carico alternativo, in modo tale da ottenere una resistenza al danno locale con deformazioni relativamente piccole, oppure può arrestare il collasso di parte della struttura. Questa forma di segmentazione può essere presa in considerazione per le strutture verticali, come nel caso di edifici multipiano con travi reticolari di redistribuzione poste ad intervalli regolari, dove tali travi possono agire insieme alle colonne che si comportano come tiranti verticali per consentire la redistribuzione dei carichi a seguito dell'arresto del danno locale causato da detriti e aggiungere stabilità alla struttura circostante (CEN/TC250/WG6, 2020; Starossek, 2007; Starossek and Haberland, 2012; Starossek, 2018; Ellingwood et al., 2007).

Una terza possibilità di creare bordi di segmento è di fornire loro un'elevata duttilità e una grande capacità di dissipazione dell'energia (per accogliere grandi forze e grandi spostamenti allo stesso tempo) (Starossek, 2009).



## 6 Valutazione del rischio

L'analisi di rischio si basa sulla valutazione e mitigazione del rischio di danno strutturale e delle conseguenze che potrebbero derivare dallo stato di danno, dopo il verificarsi di eventi eccezionali aventi bassa probabilità di accadimento ed alte conseguenze, quali urto, incendio, esplosioni, errori, ecc.

Nell'ambito dell'Eurocodice, un'analisi del rischio è richiesta solo per gli edifici che rientrano nella classe di conseguenze alte CC3 secondo EN 1991-1-7. Possono essere utilizzati due tipi di analisi del rischio: i) analisi qualitativa e ii) quantitativa. Per entrambi gli approcci i passaggi principali richiesti sono riassunti in Figura 49.

Un'analisi del rischio basata su un approccio quantitativo è piuttosto complessa da svolgere poiché richiede la quantificazione, della probabilità di accadimento di ciascun pericolo considerato nonché di tutte le possibili conseguenze del suo verificarsi: questo richiede l'uso di modelli di rischio robusti e quantità elevate di dati. Per questi motivi, l'approccio quantitativo è raramente applicabile da parte dei progettisti. Tuttavia, se necessario, alcune linee guida sull'analisi quantitativa del rischio strutturale sono fornite nella EN 1991-1-7.

Un'analisi del rischio basata su una valutazione qualitativa può essere eseguita in qualsiasi momento o fase di progetto, anche se è consigliato di condurla in una fase iniziale del processo di progettazione. Uno degli aspetti cruciali da risolvere è l'identificazione dei pericoli da considerare. Nell'Allegato B (informativo) della EN 1991-1-7, sono identificate le condizioni che potrebbero presentare pericoli per una struttura (vedi capitolo 4 dedicata alle minacce identificate); l'identificazione dei pericoli dovrebbe essere effettuata in stretta interazione con il futuro proprietario dell'edificio e/o con le autorità competenti. Quindi, per i pericoli così individuati, si chiede di descrivere le possibili conseguenze in caso di accadimento di questi ultimi e di definire le misure necessarie qualora tali conseguenze non siano accettabili. La valutazione qualitativa è più facile da applicare rispetto all'approccio quantitativo; quindi, il più delle volte è l'approccio preferibile anche se tende ad essere più soggettivo.

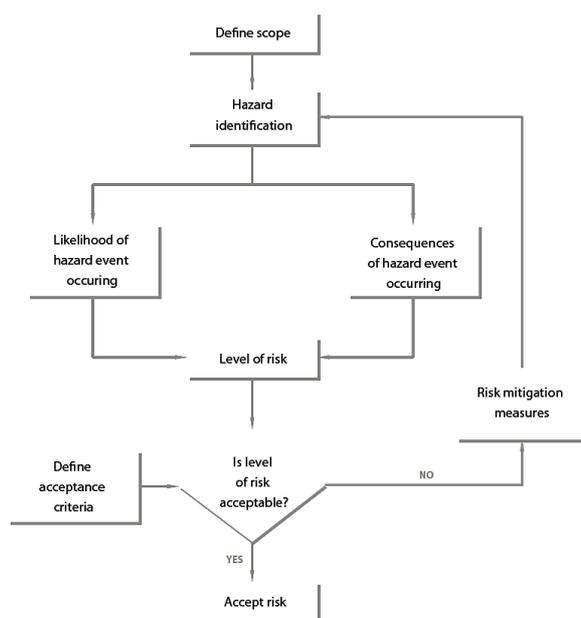


Figura 50. Valutazione del rischio



## 7 Conclusioni

La robustezza strutturale e la mitigazione del collasso progressivo è una analisi di sicurezza specifica che è considerata nei codici e nei documenti normativi moderni, compresi gli Eurocodici, e che richiede un'attenzione particolare da parte di tutti i professionisti coinvolti nel settore delle costruzioni, inclusi architetti, progettisti, costruttori, funzionari di controllo, e gestori assicurativi. Tuttavia, approfondendo quanto previsto dell'Eurocodice relativamente a questo tema, si osserva come vengano fornite solo raccomandazioni progettuali generali, queste ultime talvolta poco chiare, incomplete e troppo generiche per tener conto delle specificità delle diverse tipologie strutturali. La mancanza di linee guida di progettazione chiare su come soddisfare la richiesta di robustezza crea difficoltà ai professionisti.

Il progetto FAILNOMORE, finanziato dal Research Fund for Coal and Steel della Commissione Europea, mira a colmare questa lacuna per le strutture di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo raccogliendo i più recenti risultati della ricerca in questo campo e trasformandoli in raccomandazioni pratiche e linee guida. Il presente manuale di progettazione costituisce il risultato principale di questo progetto che riflette le diverse strategie di progettazione orientate alla pratica e di facile utilizzo per la robustezza che sono state comunemente concordate a livello europeo come riassunte di seguito.

Per assistere il professionista, nel paragrafo 2.1 è proposto un diagramma di flusso generale per la progettazione nei confronti della robustezza. Questo schema guida il progettista attraverso il processo decisionale e facilita il giudizio sull'adozione di una strategia di progettazione adeguata per qualsiasi tipo di scenario eccezionale, nel pieno rispetto dei requisiti e delle raccomandazioni degli Eurocodici.

La selezione delle strategie progettuali da adottare si fonda sul concetto di classi di conseguenze introdotto nel capitolo 3.

Quindi, nel capitolo 4 viene presentata una prima serie di metodi di progettazione per la robustezza strutturale per azioni eccezionali identificate, inclusi urti, esplosione, incendio e terremoto considerati come eventi eccezionali. Gli approcci proposti vanno dalle misure protettive, volte a prevenire il verificarsi dell'evento eccezionale, al progetto esplicito contro un'azione specifica. Vengono presentati in dettaglio vari metodi di progettazione con diversi livelli di complessità e accuratezza. Il professionista può optare per uno qualsiasi di questi approcci in base alla complessità del layout strutturale e all'accuratezza ricercata nella progettazione.

Poiché non è fattibile un esame realistico di tutte le situazioni eccezionali che potrebbero portare all'attivazione del collasso, nel capitolo 5 è riportata una seconda serie di metodi di progettazione indipendenti dall'azione eccezionale. Questi metodi mirano a migliorare la robustezza di una struttura per limitare la propagazione di un danno all'interno della stessa. In primo luogo, viene fornita una guida preziosa sull'identificazione del danno localizzato da considerare nella progettazione. Vengono quindi presentati approcci con diversi livelli di complessità che utilizzano strumenti analitici semplificati e numerici completi, con particolare enfasi data alla duttilità e alla capacità di rotazione richieste a livello degli elementi strutturali e/o dei giunti.

Infine, il capitolo 6 fornisce una breve introduzione alla valutazione e all'analisi del rischio che talvolta è richiesta per strutture specifiche incluse nella classe delle conseguenze più gravi.

In conclusione, nel presente Manuale di progetto, i professionisti troveranno preziose informazioni e metodi, con diversi livelli di sofisticazione, per soddisfare la richiesta di robustezza per strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo nella loro pratica quotidiana, utilizzando tutte le potenzialità

dei materiali ed elementi costitutivi. L'applicabilità dei metodi di progettazione proposti è mostrata nella seconda parte di questo Manuale di progetto attraverso esempi di calcolo.

## Parte 2 – Esempi applicativi

### 8 Introduzione

#### 8.1 Generalità

Questo capitolo illustra e dimostra l'applicabilità delle linee guida proposte per la progettazione/verifica della robustezza di edifici intelaiati in acciaio e composti acciaio-calcestruzzo. A tal fine sono state selezionate quattro configurazioni strutturali, vedere Tabella 8. Due strutture sono inizialmente progettate per la situazione di progetto persistente (zona non sismica) e due per situazioni di progettazione persistente e sismica (zona sismica) secondo la versione attuale degli Eurocodici.

Tabella 8. Tipi di strutture

Nome di riferimento	Tipo di struttura
SS/NS	Struttura di acciaio in zona non sismica
CS/NS*	Struttura mista acciaio-calcestruzzo in zona non sismica
SS/S	Struttura di acciaio in zona sismica
CS/S	Struttura mista acciaio-calcestruzzo in zona sismica

\* La struttura è considerata in due varianti – una con colonne di acciaio e l'altra con colonne composte. In entrambi i casi le travi del solaio e la soletta sono progettati come composti.

Negli esempi, le strutture sono state inizialmente progettate per lo stato limite ultimo (SLU) e lo stato limite di esercizio (SLS) (con requisiti aggiuntivi per lo stato limite di danno (DL) per le strutture in zona sismica, ad esempio SS/S e CS/S), e i risultati sono presentati dal paragrafo 8.3 al paragrafo 8.6.

Il progetto nei confronti della robustezza è considerato nel paragrafo 8.7 (per azioni eccezionali identificate) e nel paragrafo 8.8 (per azioni eccezionali non identificate), rispettivamente. Gli esempi illustrano l'applicazione della maggior parte dei metodi presentati nelle sezioni precedenti.

Il progetto per la robustezza richiede innanzitutto la classificazione della struttura in termini di conseguenze associate alle azioni eccezionali (vedi capitolo 3). Tutte le strutture studiate sono considerate appartenenti alla Classe di conseguenze 2b (classe di conseguenze medie, gruppo di rischio più alto).

Il progetto per le azioni identificate (paragrafo 8.7) include verifiche nei confronti di cinque azioni eccezionali, come riportato nella Tabella 9 utilizzando le raccomandazioni del capitolo 4. Come mostrato nella Tabella 9, le strutture studiate non sono state verificate nei confronti di tutte le azioni eccezionali considerate; l'obiettivo di questo parte del lavoro è quello applicare i diversi metodi presentati nel capitolo 4 su almeno un esempio. A seconda del tipo di azioni eccezionali, gli esempi sono etichettati da I.1 a I.5 per azioni eccezionali identificate (urto, esplosione, incendio e terremoto) e da II.1 a II.4 per azioni non identificate (vedi Tabella 9 e Tabella 10).

Per l'impatto e l'esplosione da gas (vedere rispettivamente il paragrafo 4.2 e il paragrafo 4.3.1.1), verranno applicati per completezza metodi caratterizzati da diversi livelli di sofisticazione (Tabella 9), anche se le raccomandazioni per le strutture di Classe 2b (vedere EN 1991-1-7, le caselle verdi in Tabella 9) limitano l'analisi a modelli semplificati di azioni statiche equivalenti. Per le esplosioni esterne, che non sono esplicitamente contemplate dagli Eurocodici (vedi paragrafo 4.3.1.1), verrà illustrata l'applicazione di regole semplificate e analisi dinamiche avanzate sulla struttura SS/S. Verrà illustrata l'applicazione delle regole semplificate e dell'analisi numerica termica per la struttura CS/NS

in caso di incendio (vedi paragrafo 4.4). Per le azioni sismiche (vedi paragrafo 4.5) verranno considerate due situazioni progettuali:

- Applicazione di raccomandazioni prescrittive sulla struttura SS/NS, che si è ipotizzato sia costruita ad Aquisgrana, cioè in una regione in cui l'azione sismica non deve essere esplicitamente considerata nel processo di progettazione ma che comunque potrebbe verificarsi;
- Applicazione di analisi numeriche avanzate considerando scenari multirischio sulla struttura SS/S.

Per la progettazione per azioni eccezionali non identificate (paragrafo 8.8), sono proposte diverse alternative per le strutture di Classe 2b (vedere paragrafo 2.1.4).

La prima è l'utilizzo di un metodo prescrittivo per garantire la possibilità di attivare incatenamenti orizzontali e verticali in caso di azioni eccezionali (vedi paragrafo 5.3.1). Questo metodo è il più semplice da applicare e la sua applicazione è illustrata per tutti gli esempi come evidenziato nella Tabella 10 (colonna verde).

La seconda strategia è la rimozione fittizia degli elementi portanti, considerati rimossi uno alla volta in ogni piano dell'edificio. L'applicazione di questa seconda alternativa può essere contemplata utilizzando approcci con diversi livelli di sofisticazione:

- Utilizzo di un metodo analitico (vedi paragrafo 5.3.2) – l'applicazione di questo metodo è esemplificato per la struttura SS/NS;
- Utilizzo di un approccio numerico semplificato (cfr. paragrafo 5.3.3) – questo approccio è applicato alla struttura SS/S;
- Utilizzo di un approccio numerico avanzato (vedi paragrafo 5.3.4) – questo approccio è applicato a tutti gli esempi.

Una terza alternativa è l'uso del metodo degli elementi chiave come proposto nella EN 1991-1-7 (vedi paragrafo 5.4). Questo metodo sarà considerato per la struttura CS/NS.

Infine, l'ultima alternativa è l'uso della segmentazione che verrà brevemente affrontato per la struttura SS/NS.

Tabella 9. Tipi di approcci per le azioni identificate e loro applicazione.

	Azioni identificate									
	Urto			Esplosione esterna		Esplosione interna		Incendio localizzato	Sisma	
Struttura	Approccio statico equivalente	Approccio dinamico semplificato	Approccio completamente dinamico	Approccio SDOF equivalente	Approccio completamente dinamico	Approccio statico equivalente	Approccio dinamico (metodo TNT equivalente)	Modello di incendio localizzato	Metodo prescrittivo	Metodo numerico avanzato (multi-evento)
SS/S				I.2.2/ SS/S	I.2.3/ SS/S	I.3.1/ SS/S	I.3.2/ SS/S			I.5.2/ SS/S
CS/S	I.1.1/ CS/S	I.1.2/ CS/S	I.1.3/ CS/S							
SS/NS									I.5.1/ SS/NS	
CS/NS	I.1.4/ CS/NS			I.2.1/ CS/NS				I.4.1/ CS/NS		

Tabella 10. Tipi di approcci per le azioni non identificate e loro applicazione

Azioni non identificate						
	Metodo del percorso alternativo dei carichi (ALPM)				Elementi chiave	Segmentazione
Struttura	Approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)	Approccio analitico	Predizione semplificata della risposta dinamica	Approccio totalmente numerico	Approccio normativo	Bordi di segmento deboli / Bordi di segmento forti
SS/S	II.1.1/ SS/S		II.4.2/ SS/S	II.4.3/ SS/S		
CS/S	II.1.2/ CS/S			II.4.4/ CS/S		
SS/NS	II.1.3/ SS/NS	II.4.1/ SS/NS		II.4.5/ SS/NS		II.3.1/ SS/NS
CS/NS	II.1.4/ CS/NS			II.4.6/ CS/NS	II.2.1/ CS/NS	

In questo documento viene proposta solo una sintesi delle analisi condotte sugli esempi sviluppati. Maggiori dettagli sono disponibili nel documento D2-2 del progetto FAILNOMORE, che è disponibile gratuitamente (in inglese) sul sito ufficiale del progetto (<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/>).

## 8.2 Geometria e sistema strutturale proposto per le analisi

La geometria delle strutture è mostrata in Figura 51, e consiste di:

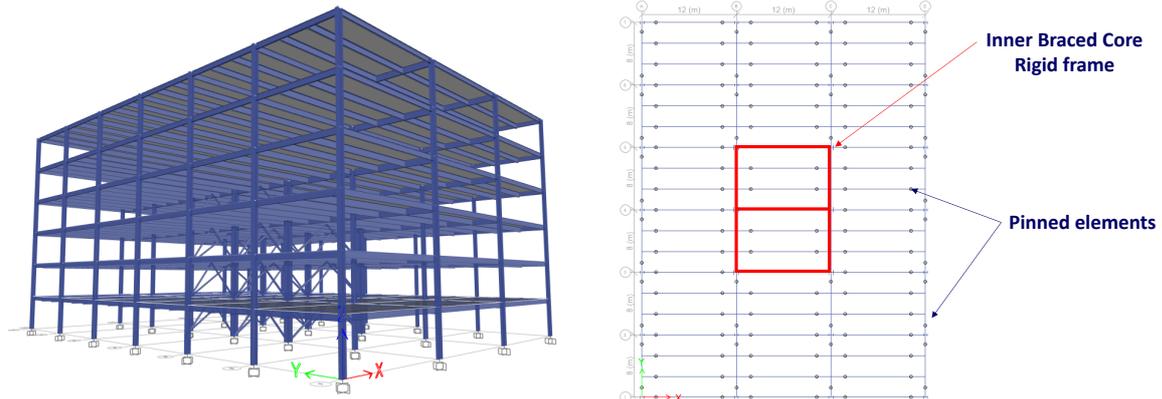
- Zona non sismica:
  1. 6 piani di altezza 4.0 m ciascuno;
  2. 6 campate di dimensione di 8.0 m nella direzione Y;
  3. 3 campate di dimensione di 12.0 m nella direzione X.
- Zona sismica:
  1. 6 piani di altezza 4.0 m ciascuno;
  2. 6 campate di dimensione di 8.0 m nella direzione longitudinale;
  3. 3 campate di dimensione di 12.0 m nella direzione trasversale – all'interno;
  4. 6 campate di dimensione di 6.0 m nella direzione trasversale – sul perimetro.

Il sistema strutturale principale consiste di:

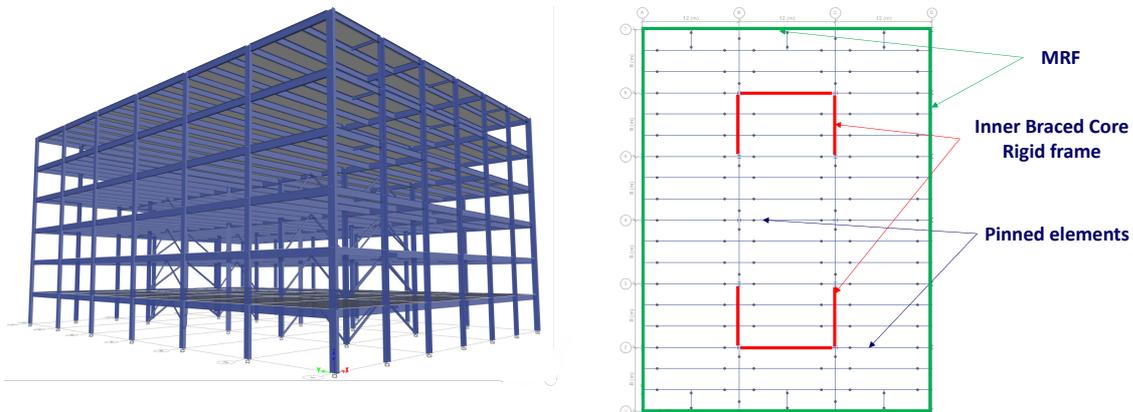
- Zona non sismica (Figura 51a):
  1. Un nucleo interno controventato con controventi a V per resistere alle azioni laterali dovute al vento;
  2. Un sistema di travi composto da travi principali e travi secondarie per resistere ai carichi gravitazionali.
- Zona sismica (Figura 51b):
  1. Un sistema duale composto da un nucleo interno controventato con controventi a V e telai perimetrali momento resistenti (MRFs) per resistere alle azioni orizzontali dovute a vento e sisma;

- Un sistema di travi composto da travi principali e travi secondarie per resistere ai carichi gravitazionali.

Nella fase iniziale il progetto ha considerato un acciaio S355 e un calcestruzzo di classe C30/37. Successivamente, per le strutture in zona sismica, è stato usato un acciaio S460 per le travi non-dissipative dei telai controventati. Per gli elementi di acciaio sono state utilizzati profili a H e sezioni cave circolari. I giunti sono stati progettati in accordo alle prescrizioni della EN 1993-1-8, con requisiti aggiuntivi in termini di minima capacità per i sistemi resistenti sismici (vedere EN 1998-2). Ulteriori dettagli riguardo ai sistemi strutturali sono forniti nel paragrafo successivo.



a)



b)

Figura 51. Presentazione dei sistemi strutturali: a) strutture non sismiche; b) strutture sismiche

### 8.3 Azioni e combinazione delle azioni

Le azioni utilizzate nella progettazione di ciascuna tipologia strutturale sono presentate nella Tabella 11. Le combinazioni di azioni per SLU e SLS sono state assunte in accordo con la EN 1990. Inoltre, in accordo alla EN 1998, per i casi SS/S e CS/S è stato considerato lo stato limite di limitazione del danno (DL).

Tabella 11. Azioni considerate nella fase di progetto

Carichi	Strutture		
	SS/S & CS/S	CS/NS	SS/NS
	Posizione		
	Timișoara, RO	Lussemburgo	Acquisgrana (D)
Carichi permanenti	- Solai: $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$ - Facciata (sostenuta dalle travi perimetrali): $g_k = 4 \text{ kN/m}$		
<b>Carichi variabili</b>	- Carico variabile per uffici: $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ - carico di costruzione $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ (generale per solai e copertura).		
<b>Vento</b>			
Velocità del vento	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Pressione statica equivalente	$q_b = 0.4 \text{ kN/m}^2$	$q_b = 0.36 \text{ kN/m}^2$	$q_p = 0.9 \text{ kN/m}^2$ *
Categoria di terreno	III	III	"Binnenland"*
<b>Carico da neve</b>	$s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ **
<b>Carico sismico</b>			
Spettro elastico di risposta	Tipo 1		
Categoria di sottosuolo	B		
Accelerazione di progetto, $a_g$	0.25 g		
Fattore di struttura, $q$	$q = 4.8$ (Sistema duale CBF+MRF)		

\* Pressione del vento semplificata in accordo a DIN EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3, utilizzata normalmente in Germania. Questo sostituisce il concetto di categoria di terreno. "Binnenland" può essere tradotto come "regione dell'entroterra" o "regione interna" ed è usato per distinguere dalle isole e dalle regioni di costa.  
\*\* Neve: zona 2 secondo DIN EN 1991-1-3/NA

#### 8.4 Requisiti progettuali e risultato

L'analisi strutturale è stata svolta usando modelli 3D e analisi elastiche lineari.

Per i casi SS/NS, i calcoli sono stati fatti utilizzando i seguenti software:

- Dlubal RSTAB 8.22 per le analisi agli elementi finiti incluso il modulo STEEL EC3 per la verifica delle sezioni trasversali degli elementi;
- COP 2.1.3 Premium per la verifica delle connessioni.

Per i casi CS/NS, il progetto dell'edificio è stato fatto per mezzo del software SCIA (versione 2019), mentre le connessioni sono state progettate usando un foglio di calcolo.

Per le strutture progettate in zona sismica (SS/S e CS/S), sono stati usati i software Etabs v.19 e SAP2000 v23. Il progetto delle connessioni è stato effettuato usando il software STEELCON. Per il progetto sismico, è stata condotta una analisi modale. Inoltre, utilizzando il metodo N2 è stata analizzato il meccanismo plastico e la risposta sismica mediante una procedura di analisi statica non lineare (analisi push-over).

Le verifiche effettuate su tutte le strutture hanno incluso:

- verifiche SLU per le quali i risultati sono riportati mediante fattori di utilizzazione (UFs).
- verifiche SLS, svolte utilizzando i seguenti criteri di ammissibilità:
  1. Massima freccia delle travi secondarie:  $L/250$ ;
  2. Massima freccia delle travi principali:  $L/350$ ;
  3. Massimo spostamento trasversale in cima all'edificio per l'azione da vento:  $H/500$ ;

dove  $L$  è la lunghezza delle travi e  $H$  è l'altezza della struttura.

In aggiunta per le strutture resistenti al sisma, sono state fatte le seguenti verifiche:

1. Spostamento di interpiano massimo limitato a  $0.75\% H_{st}$  per rispettare il requisito di limitazione del danno (edifici duttili con elementi non-strutturali);
2. Effetti del secondo ordine:  $\theta \leq 0.2$  ;
3. Verifica degli elementi dissipativi e delle connessioni per CBF e MRF;
4. Verifica degli elementi non dissipativi e delle connessioni per CBFs e MRFs;

dove  $H_{st}$  è l'altezza di piano e  $\theta$  è il coefficiente di sensibilità allo spostamento di interpiano.

Il risultato del progetto è mostrato nelle tabelle da Tabella 12. Sezioni e fattori di utilizzazione per le travi . La Tabella 12 mostra le sezioni trasversali per le differenti categorie di travi e i fattori di utilizzazione per le resistenze (includendo la resistenza per instabilità quando pertinente) e la rigidità. La Tabella 13 presenta le sezioni trasversali per le diverse categorie di colonne e i fattori di utilizzazione per la resistenza (includendo l'instabilità). Per le strutture progettate in zona sismica, i fattori di utilizzazione per le colonne del sistema resistente alle azioni orizzontali (LLRS) hanno considerato le massime sollecitazioni tra le combinazioni con vento e sisma.

La verifica agli SLS per tutte le strutture soggette all'azione del vento è presentata in Tabella 16. Tutte le strutture hanno la stessa altezza  $H$  (24 m), il rapporto tra lo spostamento laterale superiore e il limite accettabile ha un valore massimo di circa 0,5.

Per quanto riguarda le verifiche specifiche per le strutture in zona sismica, la Tabella 17 presenta la verifica sullo spostamento di interpiano allo stato di limitazione del danno. Come si può osservare, le strutture soddisfano con successo la limitazione allo 0,75%, avendo uno spostamento massimo tra i piani dello 0,24%. Anche le strutture SS/S e CS/S sono state verificate agli SLE in termini di limitazione dello spostamento di interpiano utilizzando la seguente equazione:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (46)$$

dove  $c$  è il fattore di amplificazione (assunto pari a 1 poichè  $T_1 \geq T_C$ ),  $q$  è il fattore di struttura, e  $d_{re}$  è lo spostamento relativo ottenuto mediante una analisi statica.

Il limite accettabile per questa verifica è  $2.5\% H_{st}$ . Come mostrato in Tabella 18, tutti i valori sono al di sotto di questo limite, considerato che il maggiore è pari a 0.49%.

Tabella 12. Sezioni e fattori di utilizzazione per le travi

Caso	Elemento	Direzione <sup>4</sup>	Piano	Sezione	Fattore di utilizzazione (UF)	
					Strength	Deflection <sup>1</sup>
SS/S	Travi perimetrali	X	1-6	IPE550	0.278	0.023
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.153
	Travi interne	X	1-6	IPE550	0.546	0.85
		Y	1-6	IPE550	0.909	0.928
	<sup>5</sup> Travi del nucleo interno	X	1-3	<sup>6</sup> H800*	0.936	-
			4-5	HEM800	0.953	-
			6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-
		4-6	HEB500	0.878	-	
CS/S	Travi interne <sup>2</sup>	X	1-6	IPE550	0.278	0.178
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.157
	Travi interne <sup>2</sup>	X	1-6	IPE400	0.627	0.971
		Y	1-6	IPE450	0.874	0.94
	<sup>5</sup> Travi del nucleo interno	X	1-3	<sup>6</sup> H800*	0.936	-
			4-5	HEM800	0.953	-
			6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-
		4-5	HEB500	0.878	-	
SS/NS	Travi perimetrali	X	1-6	IPE500	0.51	0.89
		Y	1-6	IPE500	0.75	0.83
	Travi interne	X	1-6	IPE550	0.62	0.93
		Y	1-6	IPE600	0.87	0.89
	Travi del nucleo interno	X, Y	1-6	HEA300	0.9	0.19
CS/NS	Travi perimetrali <sup>3</sup>	X, Y	1-6	IPE 450	0.93	0.8
	Travi interne <sup>3</sup>	X	1-6	IPE360	0.95	0.98
		Y	1-6	IPE500	0.96	0.86
	Travi del nucleo interno	X, Y	1-6	IPE500	0.45	-

<sup>1</sup>Criterio per verifiche di deformabilità: L/250 per travi secondarie, L/350 per travi principali  
<sup>2</sup>Pioli Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – travi di acciaio completamente connesse a una soletta piena di 12 cm  
<sup>3</sup> Pioli Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – travi di acciaio completamente connesse a una soletta composta di 13 cm con una lamiera grecata Cofraplus 60 (0.88 mm)  
<sup>4</sup>Vedere Figura 51. per l'orientazione degli assi  
<sup>5</sup>Acciaio S460 utilizzato per le travi del nucleo interno.  
<sup>6</sup>H800\* è una sezione composta che ha la stessa altezza di un profilo HEM800, con b = 380mm, t<sub>f</sub> = 50 mm, e t<sub>w</sub> = 30 mm.

Tabella 13. Sezioni e fattori di utilizzazione per le colonne

Caso	Elemento		Sezione	UF
SS/S	Colonne d'angolo		HE550B	0.49
	Colonne perimetrali		HE500B	0.71
	Colonne del nucleo interno		HD400X463	0.95
CS/S	Colonne d'angolo		HE550B	0.48
	Colonne perimetrali		HE500B	0.71
	Colonne del nucleo interno		HD400X463	0.95
SS/NS	Colonne perimetrali	X	HEB 360	0.97
		Y	HEB 340	0.94
	Colonne del nucleo interno		HEM300	0.95
CS/NS	Colonne perimetrali		HD360X162	0.61
	Colonne interne		HD400X216	0.78

Inoltre, i risultati per la verifica del secondo ordine sono forniti nella Tabella 19. Come si può osservare, il valore più grande di  $\theta$  è 0,096. Di conseguenza, come menzionato nell'Eurocodice 8, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati, poiché  $\theta$  è minore di 0,1.

Il carico sismico per la progettazione degli elementi non dissipativi tiene conto del fattore di utilizzazione (UF) dei controventi. Di conseguenza, essendo  $UF=0,46$  per il controvento più sollecitato, si è ottenuto un fattore di sovra-resistenza di  $1/0,46 = 2,16$ . Considerando anche l'effetto di incrudimento, il fattore di sovra-resistenza totale considerato per la progettazione degli elementi non dissipativi è stato  $\Omega_T = 3.0$ .

Infine, è stato verificato il contributo dei MRFs perimetrali. In accordo a (RFCS, 2017), la dualità dovrebbe essere controllata verificando che gli MRFs portino almeno il 25% della forza sismica. Considerando l'equilibrio di un telaio semplice e lo sviluppo di cerniere plastiche alle estremità delle travi, la portata di un MRF è il doppio della capacità plastica della trave divisa per l'altezza del piano. La resistenza alla flessione necessaria della trave può essere determinata utilizzando la seguente espressione:

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H_{st}}{n} \quad (47)$$

dove  $F_y^{MRF}$  è la capacità del telaio,  $H_{st}$  è l'altezza di piano, e  $n$  è il numero di travi.

Nella formula precedente, la capacità del telaio è assunta pari a 0.25 della forza sismica di piano e  $n$  pari a 12 considerato che ci sono 6 travi per telaio e 2 telai resistenti all'azione sismica per direzione.

Come presentato nella Tabella 20, la capacità flessionale necessaria è inferiore a quella resistente in entrambe le direzioni; quindi, la condizione di dualità è verificata.

Tabella 14. Sezioni e fattori di utilizzazione per i controventi

Caso	Elemento	Direzione	Piano	Sezione	UF	
SS/S	Controvento	Y	1-3	HEA320	0.41	
			4	HEA260	0.43	
			5	HEA220	0.46	
			6	HEA200	0.39	
		X	1-3	HEB340	0.41	
			4-5	HEA320	0.27	
6			HEA260	0.26		
CS/S		Controvento	Y	1-3	HEA320	0.41
				4	HEA260	0.43
				5	HEA220	0.46
				6	HEA200	0.40
			X	1-3	HEB340	0.41
	4-5			HEA320	0.39	
6	HEA260			0.26		
SS/NS	Controvento		X, Y	1-6	CHS 219.1x6.3	0.90
CS/NS			X, Y	1-6	CHS 219.1x5	0.71

Si può osservare che, per le strutture SS/S e CS/S, la condizione di omogeneità (differenza massima del 25% tra il fattore UF degli elementi in elevazione) è soddisfatta per la maggior parte degli elementi. La differenza tra i controventi più sollecitati e quelli meno sollecitati è del 16% nella direzione Y. Tuttavia, sulla direzione X, la condizione non è stata soddisfatta sugli ultimi due piani a causa della richiesta di utilizzare sezioni trasversali di Classe 1 per la classe di alta duttilità.

La Tabella 15 presenta i risultati della verifica sulla snellezza per le aste diagonali in accordo al progetto sismico. Si può osservare come tutti i controventi soddisfano la condizione sul valore massimo della snellezza adimensionale pari a 2: il valore massimo della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  è infatti pari a 0,76.

Tabella 15. Verifica di snellezza

Caso	Direzione	Piano	Sezione	A (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (MPa)	I (mm <sup>4</sup> )	L <sub>cr</sub> (mm)	N <sub>cr</sub> (kN)	$\bar{\lambda}$ (-)
SS/S e CS/S	X	6	HEA260	8680	275	36680000	3605500	5848.1	0.639
		5-4	HEA320	12400	275	36950000	3605500	5891.2	0.761
		1-3	HEB340	17090	275	96900000	3605500	15449.4	0.551
	Y	6	HEA200	2570	275	13360000	2828500	3461.1	0.654
		5	HEA220	3030	275	19950000	2828500	5168.3	0.585
		4	HEA260	3310	275	36680000	2828500	9502.5	0.501
		1-3	HEA320	3710	275	69850000	2828500	18095.6	0.434101

Tabella 16. Verifica agli SLS per LLRS nei confronti delle azioni dovute al vento

Caso	Direzione	Spostamento di sommità (mm)	Massimo spostamento permesso (mm)
SS/S	X	4.62	48
	Y	3.2	
CS/S	X	4.61	
	Y	3.16	
SS/NS	X	12.4	
	Y	7.3	
CS/NS	X	8.6	
	Y	5.6	

Tabella 17. Spostamenti relativi di interpiano per strutture in zona sismica – DL

Caso	Piano	Direzione	Spostamento laterale (%)	Caso	Piano	Direzione	Spostamento laterale (%)
SS/S	6	X	0.171	CS/S	6	X	0.172
	5		0.209		5		0.210
	4		0.244		4		0.243
	3		0.222		3		0.220
	2		0.224		2		0.222
	1		0.183		1		0.182
	6	Y	0.190		6	Y	0.190
	5		0.241		5		0.241
	4		0.238		4		0.238
	3		0.203		3		0.203
	2		0.193		2		0.192
	1		0.148		1		0.148

Tabella 18. Spostamento relative di interpiano per strutture in zona sismica – SLU

Caso	Piano	Direzione	Spostamento laterale (%)	Caso	Piano	Direzione	Spostamento laterale (%)
SS/S	6	X	0.343	CS/S	6	X	0.343
	5		0.419		5		0.419
	4		0.486		4		0.486
	3		0.440		3		0.440
	2		0.445		2		0.444
	1		0.364		1		0.364
	6	Y	0.380		6	Y	0.381
	5		0.482		5		0.482
	4		0.476		4		0.476
	3		0.406		3		0.406
	2		0.385		2		0.385
	1		0.297		1		0.296

Tabella 19. Effetti del second'ordine per strutture in zona sismica

Caso	Piano	h (mm)	P <sub>x</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	d <sub>x</sub> (mm)	θ <sub>x</sub> (rad)	Caso	Piano	h (mm)	P <sub>y</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	d <sub>y</sub> (mm)	θ <sub>y</sub> (rad)
SS/S	6	4000	10867	1753	60.77	0.094	SS/S	6	4000	10867	1881	59.12	0.085
	5	4000	21734	2983	52.77	0.096		5	4000	21734	3176	50.10	0.086
	4	4000	32602	3912	42.80	0.089		4	4000	32602	4094	38.57	0.077
	3	4000	43469	4628	31.02	0.073		3	4000	43469	4810	27.01	0.061
	2	4000	54336	5193	20.18	0.053		2	4000	54336	5376	17.01	0.043
	1	4000	65203	5524	9.09	0.027		1	4000	65203	5707	7.42	0.021
CS/S	6	4000	10867	1753	60.73	0.094	CS/S	6	4000	10867	1883	59.11	0.085
	5	4000	21734	2985	52.73	0.096		5	4000	21734	3178	50.08	0.086
	4	4000	32602	3914	42.76	0.089		4	4000	32602	4097	38.54	0.077
	3	4000	43469	4630	30.99	0.073		3	4000	43469	4813	26.98	0.061
	2	4000	54336	5195	20.16	0.053		2	4000	54336	5379	16.98	0.043
	1	4000	65203	5526	9.10	0.027		1	4000	65203	5710	7.40	0.021

Tabella 20. Contributo dei telai MRF per il LLRS – SS/S e CS/S

Caso	Identificativo di Piano	Direzione	V <sub>i</sub> (kN)	0.25V <sub>i</sub> (kN)	n	M <sub>Rd,nec</sub> (kNm)	W <sub>nec</sub> (mm <sup>3</sup> )	Sezione	W <sub>eff</sub> (mm <sup>3</sup> )	M <sub>RD,eff</sub> (kNm)
SS/S	6	X	1752.5	438.1	12	73.0	205695.6	IPE550	2787000	989.4
	5		2983.3	745.8	12	124.3	350149.8	IPE550	2787000	989.4
	4		3911.9	978.0	12	163.0	459139.5	IPE550	2787000	989.4
	3		4628.3	1157.1	12	192.8	543229.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5192.7	1298.2	12	216.4	609469.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5523.6	1380.9	12	230.2	648313.6	IPE550	2787000	989.4
	6	X	1881.3	470.3	12	78.4	220813.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3176.0	794.0	12	132.3	372765.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4094.4	1023.6	12	170.6	480560.5	IPE600	35112000	12464.8
	3		4810.2	1202.5	12	200.4	564574.4	IPE600	35112000	12464.8
	2		5376.1	1344.0	12	224.0	630999.7	IPE600	35112000	12464.8
	1		5707.5	1426.9	12	237.8	669894.1	IPE600	35112000	12464.8
CS/S	6	X	1753.4	438.3	12	73.1	205796.4	IPE550	2787000	989.4
	5		2984.7	746.2	12	124.4	350314.6	IPE550	2787000	989.4
	4		3913.5	978.4	12	163.1	459332.4	IPE550	2787000	989.4
	3		4630.1	1157.5	12	192.9	543444.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5194.7	1298.7	12	216.4	609711.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5526.1	1381.5	12	230.3	648600.5	IPE550	2787000	989.4
	6	X	1882.8	470.7	12	78.4	220980.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3178.0	794.5	12	132.4	373009.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4096.9	1024.2	12	170.7	480855.4	IPE600	35112000	12464.8
	3		4813.0	1203.2	12	200.5	564905.2	IPE600	35112000	12464.8
	2		5378.9	1344.7	12	224.1	631327.2	IPE600	35112000	12464.8
	1		5710.0	1427.5	12	237.9	670185.7	IPE600	35112000	12464.8

## 8.5 Giunti

### 8.5.1 SS/NS

I giunti trave-trave e trave-colonna sono giunti incernierati con piastra d'anima di estremità. I giunti di controvento e i giunti di base della colonna non sono descritti in dettaglio in questa sede. Le giunzioni delle colonne sono giunti con piastra d'estremità resistenti a momento. La posizione delle giunzioni delle colonne è assunta approssimativamente a metà altezza dell'edificio. Il progetto delle giunzioni delle colonne è costruttivo (solo forze di compressione e momenti flettenti trascurabili).

La nomenclatura dei giunti negli esempi sviluppati si basa sugli identificativi delle aste riportati in Figura 52. Gli identificativi dei giunti, le forze di taglio SLU e le resistenze sono riassunte nella Tabella 21.

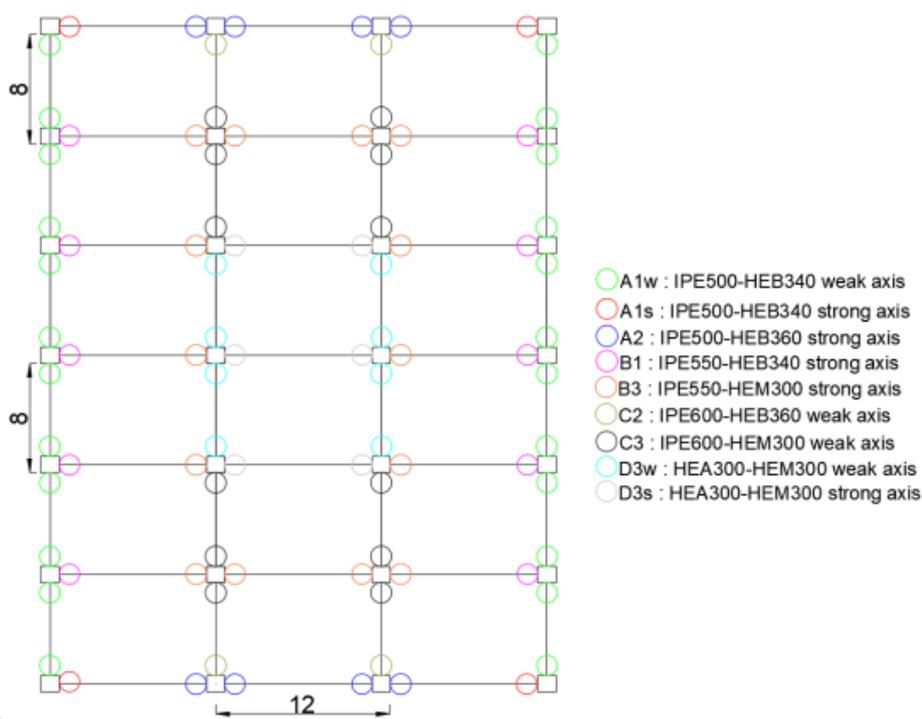


Figura 52. Posizione dei giunti

Il progetto dei giunti è stato fatto utilizzando il software COP. E' utile osservare che la progettazione di questi giunti non è direttamente coperta dall'attuale versione dell'Eurocodice; la verifica svolta si è basata sul documento dell'ECCS (ECCS, 2009). Le verifiche hanno considerato anche i requisiti di duttilità da rispettare per garantire l'ipotesi di giunti incernierati. Tutte le modalità di collasso sono risultate duttili (piastra d'anima di estremità o anima della trave).

### 8.5.2 CS/NS

Sono state calcolate due diverse tipologie di connessioni:

- Piastra d'estremità tipo Header plate;
- Piastra d'anima.

È stato eseguito un confronto tra le tipologie di connessione per i giunti delle travi perimetrali (IPE450) e delle travi interne (IPE360) alle colonne (HD360x162).

La sintesi dei risultati per i giunti può essere trovata nella Tabella 22.

Tabella 21. Verifiche dei giunti agli SLU, SS/NS

Posizione s = asse forte w = asse debole	Tipo di connessione	Resistenza a taglio (kN)	Resistenza flessionale (kNm)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2	Piastra d'anima	196	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.66
A1w	Piastra d'anima	255	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.94
B1 / B3	Piastra d'anima	196	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.92
C2w / C3w	Piastra d'anima	443	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.97
D3s	Piastra d'anima	102	-	Rifollamento dell'anima della trave	0.59
D3w	Piastra d'anima	102	-	Rifollamento dell'anima della trave	0.88
BA / BC	Piastra d'anima	196	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.92
BD	Piastra d'anima	185	-	Rifollamento della piastra d'anima	0.97

Tabella 22. Verifiche dei giunti agli SLU, CS/NS

Posizione	Connection type	Resistenza a taglio (kN)	Resistenza flessionale (kNm)	Modalità di collasso	UF
Perimetrali	Header plate	289.38	-	Resistenza a taglio del Gruppo di bulloni	0.73
	Piastra d'anima	297.96	-	Resistenza a taglio del Gruppo di bulloni	0.71
Interne	Header plate	289.38	-	Resistenza a taglio del Gruppo di bulloni	0.64
	Piastra d'anima	265.89	-	Rifollamento dell'anima della trave	0.70

### 8.5.3 SS/S e CS/S

Pei i telai resistenti a momento MRF delle strutture SS/S e CS/S sono stati adottati giunti prequalificati resistenti al momento sismico. Tra le tipologie disponibili dal progetto europeo RFCS EqualJoints è stata preferita la configurazione del giunto con piastra di estremità estesa oltre la flangia. Sono stati scelti giunti di uguale resistenza per i MRF e i giunti adottati per la struttura SS/S sono stati utilizzati anche per la struttura CS/S poiché non sono state apportate modifiche alla sezione trasversale degli elementi dei MRF. Inoltre, poiché la soletta è considerata totalmente sconnessa dal telaio di acciaio in una zona circolare attorno ad una colonna (vedi EN 1998-2), nel calcolo dei giunti il carattere composto travi-soletta è stato trascurato.

Per gli altri elementi (trave-trave e trave-colonna, eccetto i MRF e il nucleo controventato) sono stati utilizzati giunti a cerniera. In entrambi i casi (SS/S e CS/S), sono state utilizzate squadrette con piccole modifiche da un caso all'altro.

La sintesi dei risultati per i giunti momento-resistenti è fornita nella Tabella 23, mentre la Tabella 24 fornisce la verifica dei giunti incernierati.

Tabella 23. Verifica dei giunti momento-resistenti agli SLU, SS/S e CS/S

Posizione	Tipo di connessione	Momento resistente (kNm)	Taglio resistente (kN)	Modalità di collasso in flessione	UF*	$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,b}}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Piastra di estremità estesa	1173	1516	Piastra di estremità in flessione	0.29	0.94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Piastra di estremità estesa	1169	1387	Piastra di estremità in flessione	0.26	0.94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Piastra di estremità estesa	957	1409	Piastra di estremità in flessione	0.15	0.97

Nota:  
\* Il fattore di utilizzazione è definito per gli SLU, con riferimento alla sola situazione di progetto persistente

Tabella 24. Verifiche dei giunti incernierati agli SLU, strutture SS/S e CS/S

Caso	Posizione	Piano	Tipo di connessione	Taglio resistente (kN)	Modalità di collasso	UF*
SS/S	A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Squadrette d'anima	196	Bulloni della trave secondaria a taglio	0.72
	B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Squadrette d'anima	196	Bulloni della trave secondaria a taglio	0.72
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Squadrette d'anima	196	Crisi per taglio nella zona	0.67
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Squadrette d'anima	196	Bulloni della trave secondaria a taglio	0.65
CS/S	A/1-7, D/1-7 IPE400-IPE600	1-6	Squadrette d'anima	196	Rifollamento della trave secondaria	0.90
	B/1-7, C/1-7 IPE400-IPE450	1-6	Squadrette d'anima	196	Rifollamento della trave secondaria	0.97
	B/2, B/5, C/2, C/5- IPE550-HEM500	1-3	Squadrette	196	Crisi per taglio nella zona	0.74
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Squadrette d'anima	196	Crisi per taglio nella zona	0.84

Nota:  
\* Il fattore di utilizzazione è definito per gli SLU, nella sola situazione di progetto persistente

## 8.6 Commenti sulla selezione finale delle strutture degli esempi

### 8.6.1 Sismico vs. non-sismico

Le configurazioni strutturali sono state principalmente progettate per rispondere alle esigenze sia di aree sismiche che non sismiche, ma mantenendo schemi strutturali principali simili per consentire alcuni confronti diretti nella progettazione per le azioni eccezionali. Pertanto, sono state adottate le stesse campate delle travi e altezze dei piani. Tuttavia, sono stati necessari alcuni adeguamenti per le strutture sismo resistenti, ovvero:

- La posizione delle campate controventate in prossimità del centro delle rigidità (Figura 51a) rende la struttura sensibile agli effetti torsionali (Figura 53a). Per la progettazione sismica, questa è una caratteristica da evitare, poiché potrebbe causare crolli o gravi danni durante i terremoti. Di conseguenza, le campate controventate sono state spostate verso l'esterno (Figura 51b) e inoltre sono stati aggiunti telai MRF sul perimetro su tutti i lati. Ciò ha determinato una risposta migliore con le prime due forme modali traslazionali (Figura 53b).
- Un sistema antisismico a doppia struttura in acciaio richiede un contributo minimo del 25% dei telai MRF alla capacità totale (vedi EN 1998-2). Per soddisfare questo requisito, è stato necessario aumentare le sezioni trasversali delle travi e dei pilastri dei MRF e, inoltre, sono stati introdotti pilastri intermedi sui lati corti (X) del perimetro. Le campate sono rimaste invariate all'interno.

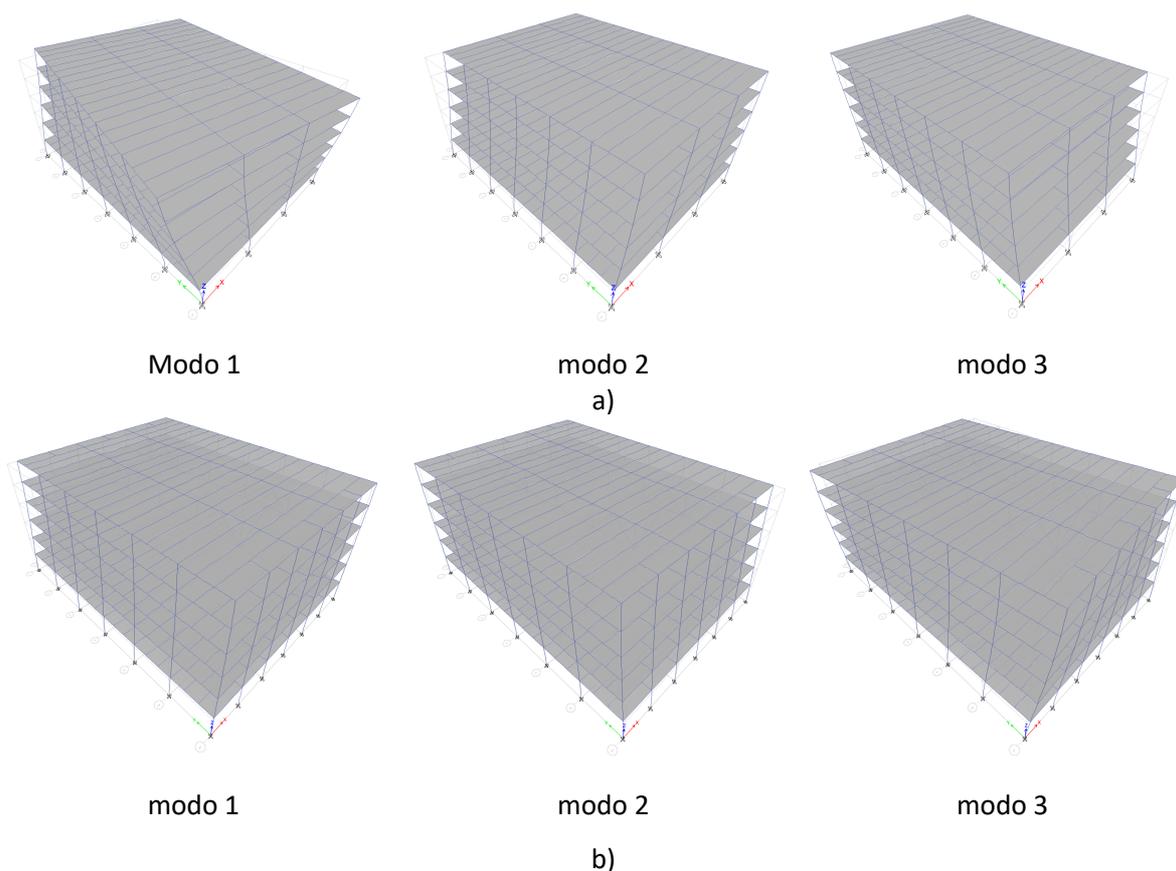


Figura 53. Forme modali dei sistemi resistenti al sisma: a) iniziale, con 1° modo torsionale; b) dopo la riconfigurazione, con 1° e 2° modo traslazionali

La condizione secondo cui la massa modale efficace dei modi considerati deve essere per lo meno pari al 90% della massa effettiva totale è soddisfatta e i valori sono forniti nella Tabella 25 per la struttura

SS/S. Il primo modo è traslazione nella direzione X, il secondo è traslazione in direzione Y e il terzo è torsionale attorno all'asse Z, come illustrato nella Figura 53b. Il comportamento della struttura CS/S (forme modali) è molto simile e i risultati non vengono presentati.

Tabella 25. Parametri modali per la struttura SS/S

Caso	Modo	Periodo [s]	SommaUX	SommaUY	SommaRZ
Modo	1	0.769	0.7972	0	0
Modo	2	0.729	0.7972	0.7672	0
Modo	3	0.709	0.7972	0.7672	0.8153
Modo	4	0.271	0.9343	0.7672	0.8153
Modo	5	0.256	0.9343	0.9289	0.8153
Modo	6	0.25	0.9343	0.9289	0.9356
Modo	7	0.159	0.9692	0.9289	0.9356
Modo	8	0.147	0.9692	0.9289	0.9701
Modo	9	0.145	0.9692	0.9675	0.9701
Modo	10	0.113	0.9888	0.9675	0.9701
Modo	11	0.105	0.9888	0.9862	0.9701
Modo	12	0.105	0.9888	0.9862	0.9891

### 8.6.2 Acciaio vs. composte

Il vantaggio dell'utilizzo di travi composte consiste nella riduzione delle sezioni trasversali per il sistema resistente ai carichi gravitazionali. Per il sistema resistente alle azioni laterali (LLRS) delle strutture in zona sismica non sono state apportate modifiche alle sezioni. Pertanto, sono state ottenute le stesse sezioni e UF per le travi, le colonne e le travi perimetrali non dissipative per il MRF per il CS/S come nel caso della struttura SS/S. Inoltre, poiché il carico rimane lo stesso (vedi Tabella 19), gli effetti del secondo ordine per entrambe le strutture sono quasi identici.

I sistemi composti sono stati semplicemente derivati dai telai di solo acciaio, considerando l'azione mista delle travi (per strutture sismo resistenti) e l'azione mista di travi e solai (strutture non sismiche). Per la seconda categoria è stata progettata anche una struttura completamente composta sostituendo le colonne in acciaio con colonne equivalenti miste acciaio-calcestruzzo. L'interesse per questa scelta strutturale è dovuto principalmente allo scenario di urto e del carico eccezionale dovuto a una esplosione come verrà evidenziato in seguito.

## 8.7 Azioni eccezionali identificate

### 8.7.1 Urto

#### 8.7.1.1 Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico equivalente (CS/S)

	Titolo	Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico			1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021
	Esempi applicativi	Documento ref.	I.1.1 / CS/S		
<p><b>Esempio: Progetto per l'urto sulle colonne perimetrali del primo piano in una struttura composta in zona sismica utilizzando l'approccio statico equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di un'azione di urto dovuto ad una collisione accidentale di un veicolo.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono state considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11) per la struttura CS/S);</li> <li>Azione dovuta all'urto <math>A_{Ed}</math> (vedere paragrafo seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione degli scenari da urti</u></p> <p>Lo scenario di urto include le colonne perimetrali lungo la via di traffico. In questo esempio, sia le facciate lunghe (lungo la via di traffico verticale– vedere Figura 54) e corte (lungo la via di traffico orizzontale – vedere Figura 54) sono esposte.</p> <p>L'urto dà luogo ad una forza di collisione che ha componenti parallele e perpendicolari alla direzione di viaggio. Nel processo progettuale, le due componenti possono essere considerate indipendenti, cioè, le due componenti non devono essere applicate contemporaneamente.</p> <p>Ipotesi sull'urto:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Colonne esposte: primo piano (C1-C5 – vedere Figura 54 e Figura 55)</li> <li>Altezza del punto di urto: 1.5m</li> <li>Forze di urto (vedere Tabella 26)</li> </ul> <p>I carichi dovuti all'urto possono essere calcolati utilizzando i dati di Table 4.1 della (EN 1991-1-7 2006), considerando il caso: autostrade e strade a scorrimento veloce</p> <p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>E' stata condotta una <b>analisi elastica lineare</b> su un modello 3D completo utilizzando il software SAP2000. Le sezioni degli elementi sono quelle risultanti dal progetto iniziale (situazioni progettuali persistenti e sismiche). I criteri di accettazione sono forniti in termini di fattori di utilizzo (UF) solo per combinazioni eccezionali.</p>					<p>Manuale di progetto § 4.2.2.1</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> <p>EN 1991-1-7 2006</p>

Tabella 26. Forze associate all'urto per analisi statica lineare– CS/S

Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
C1	1000	500
	500	1000
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500

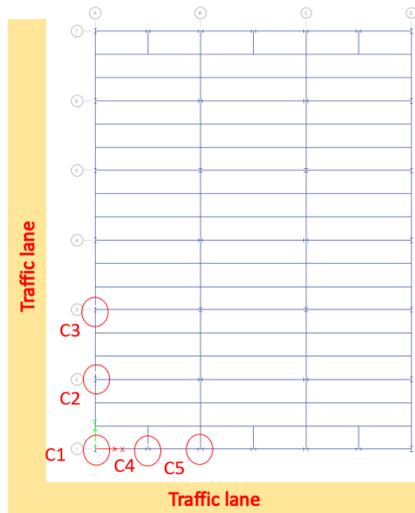


Figura 54. Layout della strada

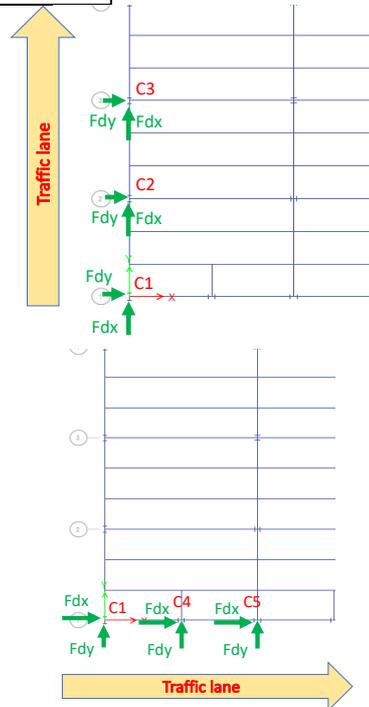


Figura 55. Pianta con direzione dell'urto per ciascuna corsia

**Risultati**

Tabella 27. Risultati dell'analisi statica lineare

Caso	Sezione	Forza d'urto (kN)	Asse	Vincolo alla base	N (kN)	M (kNm)	UF (-)	Forza d'urto critica ** (kN)	
C1	HEB550	1000	Maggiore	Incastro	1048	670	0.48	2700	
		500	Minore	Incastro	1053	230	0.66	800	
		500	Maggiore	Incastro	*				
		1000	Minore	Incastro	1074	625	1.31	-	
C2	HEB500	1000	Maggiore	Incastro	2218	677	0.90	1250	
		500	Minore	Incastro	2216	342	1.04	-	
C3	HEB500	1000	Maggiore	Incastro	2229	681	0.9	1250	
		500	Minore	Incastro	2238	342	1.05	-	
C4	HEB500	1000	Maggiore	Incastro	591	755	0.63	1300	
		500	Minore	Incastro	647	339	0.74	700	
C5	HEB500	1000	Maggiore	Incastro	1687	787	0.86	1800	
		500	Minore	Incastro	1696	340	0.95	550	

Esempi applicativi I.1.1 / CS/S	Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico equivalente – CS/S	3 di 3 pagine
<p>* Lo scenario è meno impegnativo in quanto la colonna è stata già verificata per lo stesso carico d'urto applicato secondo l'asse debole della sezione.</p> <p>** Forza d'urto che causa il collasso della colonna (UF=1)</p> <p><u>Conclusioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sei dei nove scenari di urto soddisfano il criterio sul fattore di utilizzazione (UF), con conseguente progetto adeguato.</li> <li>• Tre dei nove scenari di urto comportano un superamento della capacità. Tuttavia, i risultati possono essere considerati a favore di sicurezza, in quanto ottenuti utilizzando un'analisi statica semplificata. Pertanto, per le verifiche che non vengono soddisfatte utilizzando questo approccio, può essere utilizzata invece una valutazione della capacità con approcci più sofisticati (vedere esempio (W.E.) I.1.2 / CS/S).</li> <li>• Per mitigare l'urto, il rischio può essere prevenuto o eliminato (vedere paragrafo 4.2.1).</li> <li>• Al fine di migliorare il progetto e la risposta ai carichi dovuti all'urto, possono essere implementate altre misure: <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Utilizzare acciai di grado superiore per le colonne;</li> <li>○ Orientare le colonne (in accordo all'asse forte della sezione) per massimizzare la resistenza all'urto.</li> </ul> </li> </ul>		<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.4 → Fine del progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5 → Box B.II ○ Box B.6</p>

8.7.1.2 Progetto per l'urto utilizzando un approccio dinamico semplificato (CS/S)

 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per l'urto utilizzando un approccio dinamico semplificato		1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	I.1.2 / CS/S		Data: 06/2021
<p><b><i>Esempio: Progetto per l'urto sulle colonne perimetrali del primo piano in una struttura composta in zona sismica utilizzando un'analisi dinamica semplificata</i></b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di un'azione di urto dovuto ad una collisione accidentale di un veicolo.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono state considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>• Carichi variabili LL (vedere Tabella 11) per la struttura CS/S);</li> <li>• Azione dovuta all'urto <math>A_{Ed}</math> (vedere paragrafo seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione degli scenari dovuto all'urto</u></p> <p>Lo scenario di urto include le colonne perimetrali lungo le vie di traffico, come precedentemente definito in W.E. I.1.1 / CS/S. In questo esempio, comunque, è dettagliato un solo scenario, cioè, colonna C1 (UF = 1.31), urto sull'asse minore, che, sulla base dell'approccio statico equivalente, ha il maggiore UF, vedere Tabella 26, W.E. I.1.1 / CS/S per le forze considerate.</p> <p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>E' stata svolta <b>analisi non lineare dinamica</b> su una singola colonna (isolata rispetto alla struttura) usando il software SAP2000.</p> <p>La direzione di impatto è lungo l'asse debole, simile all'applicazione della forza <math>F_{dx}</math>, considerando un veicolo con velocità e massa di <math>v_r = 90</math> km/h e <math>m = 3.5</math> tons, rispettivamente.</p> <p>La colonna è una HEB500, acciaio S355, alta 4.0 m. La colonna è analizzata isolata ed ha le seguenti condizioni al contorno:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La base della colonna è incastrata;</li> <li>• La testa della colonna ha tutti i gradi di libertà bloccati eccetto lo spostamento verticale che è non vincolato.</li> </ul> <p>L'analisi è sviluppata in due fasi:</p>				Manuale di progetto § 0  Manuale di progetto § 8.2.  EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b  W.E. I.1.1 / CS/S

**1° fase:** carico verticale nodale corrispondente alla testa della colonna ottenuto dall'analisi statica per la combinazione accidentale ( $DL + 0.5 \times LL$ ) applicato staticamente come forza assiale di compressione.

**2° fase:** la forza dovuta all'urto è applicata trasversalmente lungo la direzione dell'asse debole utilizzando un'analisi dinamica non-lineare e un approccio di urto forte come segue:

Computo

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

EN1991-1-7, formula C.1

dove  $v_r$  è la velocità dell'urto,  $m$  è la massa dell'urto, e  $k$  è la rigidità dell'oggetto che urta.

I parametri sono calcolati considerando lo stesso tipo di strada (*Austostrade e strade a scorrimento veloce*):

$$K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$$

EN1991-1-7

$$v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$$

Ipotesi

$$m = 3500 \text{ kg}$$

Ipotesi

Questo porta a:

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 25 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 810000 = 810 \text{ kN}$$

**Nota:** Se la forza d'urto viene amplificata dal fattore di amplificazione dinamica del carico DLF (valore raccomandato  $DLF = 1.4$ ), per un veicolo avente velocità di 90km/h (vedere tabella C1 della EN1991-1-7) la forza d'urto dinamica equivalente,  $F_{equiv}$ , è simile a quella applicata nell'analisi statica (vedere W.E I.1.1 / CS/S):

Formula (4.1.5) da (Vrouwenvelder et al., 2005)

$$F_{equiv} = 1.4 \cdot 25 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 1134.1 \text{ kN}$$

Nell'analisi dinamica, la forza è applicata usando una funzione rampa con salita istantanea e durata di:

$$\Delta t = \sqrt{k/m} = \sqrt{300000/3500} = 0.108 \text{ s}$$

EN1991-1-7

La durata totale dell'analisi dinamica è pari ad un secondo (maggiore della durata della funzione rampa di durata  $\Delta t$ ), per verificare se la colonna rimane stabile dopo il termine della funzione rampa.

SAP2000

Il comportamento non lineare è modellato usando cerniere plastiche agli estremi della colonna e nel punto di impatto tenendo conto dell'interazione P-M2-M3. Le cerniere plastiche sono modellate usando un approccio a fibre.

Gli effetti del carico di impatto rapido (effetto della velocità di deformazione) sono considerati utilizzando un fattore di incremento dinamico (DIF) applicato alla resistenza del materiale.

La formulazione DIF per acciai laminati a caldo con carico di snervamento fino a 420 N/mm<sup>2</sup> può essere espressa utilizzando il metodo (CEB 1988).

La velocità di deformazione ( $\dot{\epsilon}$ ) è ottenuta attraverso una procedura iterativa. Nella prima iterazione, il rapporto tra la deformazione specifica e il tempo fino al punto di

snervamento viene calcolato in base ai risultati dell'analisi svolta senza considerare un DIF. Successivamente, l'analisi viene eseguita nuovamente con le proprietà del materiale modificate utilizzando un DIF, a seguito dal ricalcolo del DIF. Se i nuovi valori del DIF sono confrontabili con quelli del passaggio precedente (convergenza), non sono necessarie ulteriori iterazioni.

$$DIF = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

$$DIF = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

Al termine del processo iterativo, si è ottenuto  $DIF(f_y) = 1.118$ .

**Risultati**

La colonna può sostenere i carichi dovuti all'urto, ma con un inizio di deformazioni plastiche normali pari a 0.054% al punto di impatto, 0.073% all'estremo inferiore e 0.036% all'estremo superiore della colonna.

La seguente figura mostra la time history dello spostamento laterale della colonna nel punto di impatto. Lo spostamento orizzontale di picco è pari a 29.12 mm, con uno spostamento residuo di 16.47 mm.

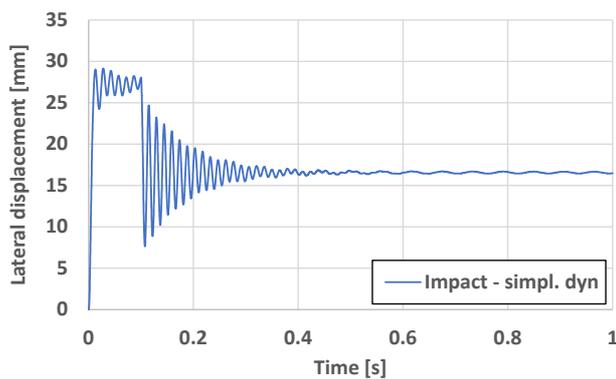


Figura 56. Time history dello spostamento laterale nel punto di impatto– CS S Posizione dei giunti

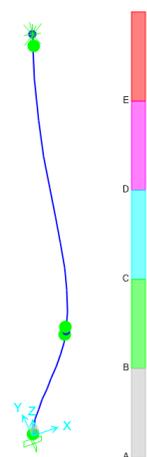


Figura 57. Cerniere plastiche– CS S

**Conclusioni**

L'applicazione di un approccio statico equivalente (W.E. I.1.1 / CS/S) indica che il fattore di utilizzazione eccede l'unità → è necessario riprogettare. Comunque, se si permette che si sviluppino deformazioni plastiche nella colonna, il progetto risulta **accettabile** applicando un *approccio dinamico semplificato* → termine del progetto.

Diagramma di flusso  
Figura 3 – Box B.6 →  
Termine del progetto

### 8.7.1.3 Progetto per urto utilizzando un approccio totalmente dinamico (CS/S)

	Titolo		Progetto per l'urto utilizzando un approccio totalmente dinamico		1 di 4 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021
	Esempi applicativi	Documento ref. I.1.3 / CS/S			
<p><b>Esempio: Progetto per l'urto sulle colonne perimetrali del primo piano di una struttura composta in zona sismica utilizzando un approccio totalmente dinamico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di un'azione di urto dovuto ad una collisione accidentale di un veicolo.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono state considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11) per la struttura CS/S);</li> <li>Azione dovuta all'urto <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione degli scenari da urti</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per la definizione degli scenari, vedere l'esempio W.E. I.1.1 / CS/S, con specifici dettagli riportati in W.E. I.1.2 / CS/S.</li> <li>Parametri dell'urto sono calcolati considerando lo stesso tipo di strada (<i>Austostrade e strade a scorrimento veloce</i>):</li> </ul> <p><math>K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}</math> – rigidità dell'oggetto d'impatto;  <math>v_i = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}</math> – velocità dell'urto;  <math>m = 3500 \text{ kg}</math> – massa impattante.</p> <p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>Per analizzare un comportamento strutturale complesso, come una collisione di oggetti seguita da separazione di elementi e possibile collasso, è stato modellato esplicitamente l'impatto con un veicolo. È stata condotta un'analisi dinamica non lineare su un modello 3D completo utilizzando il software ELS.</p> <p>ELS utilizza un solutore non lineare che utilizza la tecnica AEM (Tagel-Din and Meguro, 2000) attraverso la quale è possibile il rilevamento e il calcolo automatico di snervamento, incrudimento, rottura dei materiali, separazione degli elementi, contatto all'impatto, instabilità/post-instabilità, propagazione di fessure, azione membranale ed effetto P-Δ. Nella tecnica di modellazione AEM gli elementi strutturali sono modellati come elementi solidi di piccole dimensioni (la discretizzazione viene effettuata sia lungo la lunghezza dell'elemento e sulla sezione trasversale) connessi da molle assiali e a taglio che seguono la legge costitutiva del corrispondente materiale</p>					<p>Manuale di progetto § 4.2.2.3</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> <p>W.E. I.1.1 / CS/S e W.E. I.1.2 / CS/S</p> <p>EN 1991-1-7</p>

(includendo comportamento plastico, separazione, contatto). Dopo aver raggiunto la deformazione per la quale si ha separazione, le molle vengono rimosse. Quindi, se gli elementi separati entrano in contatto, si generano molle sulla superficie degli elementi che vengono forzati l'uno verso l'altro (Applied Science International, 2021).

Le colonne e le travi sono state definite come oggetti solidi con una sezione trasversale di forma I/H costante. Gli oggetti sono stati discretizzati in elementi solidi di piccole dimensioni, generando 25 serie di molle su ogni superficie. Elementi link sono stati utilizzati per modellare controventi verticali e tiranti orizzontali (ancorati alle colonne perimetrali). Le proprietà del giunto trave-colonna sono state modellate con oggetti a 8-nodi per le piastre terminali e singole molle per ciascun bullone. I giunti tipo cerniera sono stati definiti collegando le travi secondarie con le travi principali utilizzando solo le molle che rappresentano i bulloni. Le basi delle colonne sono state considerate incastrate. Le solette in cemento armato (RC) sono state modellate come elementi solidi in calcestruzzo con molle di acciaio a livello dell'armatura. Elementi molla hanno anche simulato i connettori che collegano le travi alla soletta in ca.

Per tenere conto degli effetti inerziali, i carichi permanenti e variabili sono stati assegnati ai piani utilizzando masse concentrate, che simulano in modo migliore gli effetti di inerzia rispetto all'assegnazione del carico.

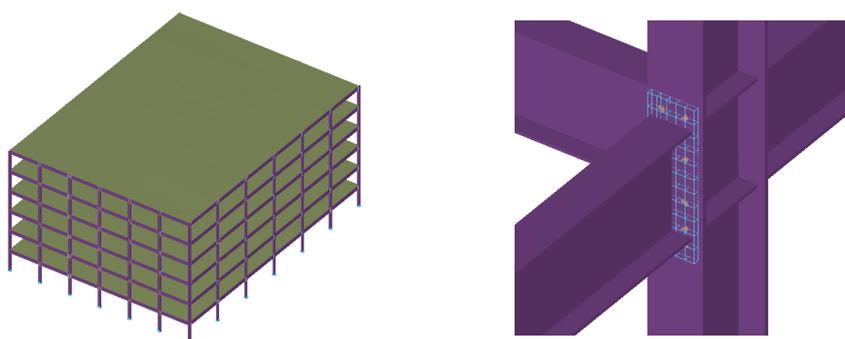
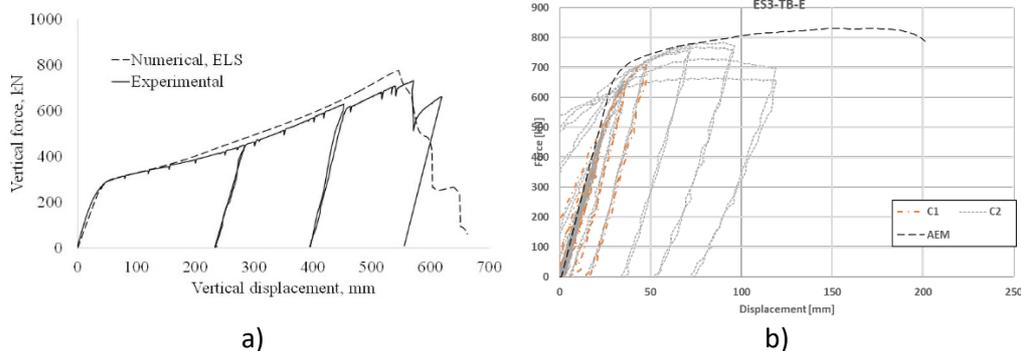


Figura 58. Modello strutturale per il caso CS/S (visione di insieme e dettaglio della connessione)

Per migliorare l'accuratezza del modello AEM, è stata utilizzata una mesh più fine per gli elementi strutturali ed i giunti che contribuiscono alla capacità di redistribuzione dei carichi. La calibrazione è stata fatta nei confronti di dati sperimentali relativi a prove su sottosistemi e giunti (vedi Figura 59). La Figura 59. Calibrazione del modello del sistema basato sulle prove CODEC e calibrazione sulle connessioni basato sulle prove Equaljoints: a) curva carico-spostamento in uno scenario di collasso di una colonna (Dinu et al., 2016); Curve isteretiche e di involuppo relative a un giunto trave-colonna (Landolfo et al., 2018) a mostra le curve forza-spostamento di uno scenario relativo alla perdita di una colonna derivate da una prova sperimentale e la corrispondente previsione numerica ottenuta con il programma ELS, mentre la Figura 59. Calibrazione del modello del sistema basato sulle prove CODEC e calibrazione sulle connessioni basato sulle prove Equaljoints: a) curva carico-spostamento in uno scenario di collasso di una colonna (Dinu et al., 2016); Curve isteretiche e di involuppo relative a un giunto trave-colonna (Landolfo et al., 2018) b mostra le curve isteretiche e di involuppo da prove su giunti trave-colonna. Sulla base di questi due confronti, si è considerata adeguata l'accuratezza del modello numerico nel riprodurre la risposta strutturale.



a)

b)

Figura 59. Calibrazione del modello del sistema basato sulle prove CODEC e calibrazione sulle connessioni basato sulle prove Equaljoints: a) curva carico-spostamento in uno scenario di collasso di una colonna (Dinu et al., 2016); Curve isteretiche e di involucro relative a un giunto trave-colonna (Landolfo et al., 2018)

L'analisi si è svolta in due fasi.

**1<sup>st</sup> fase:** I carichi permanenti e variabili sono applicati alla struttura mediante una analisi statica non lineare

**2<sup>nd</sup> step:** l'oggetto impattante collide con la colonna C2 mediante una analisi dinamica non-lineare.

#### Ipotesi di modello per l'urto

Il corpo impattante (cioè il veicolo) può scorrere solo sul piano orizzontale, ad un'altezza di 1,5 m, e ha una massa di 3,5 ton. La velocità iniziale dell'oggetto è di 25 m/s. Il corpo che urta è composto da una piastra di contatto e una piastra con massa assegnata collegate tra loro da molle assiali. L'altezza della zona di contatto tra autocarro e colonna è considerata pari a 0,6 m. La rigidezza di 300 kN/m è modellata tramite molle elastiche.

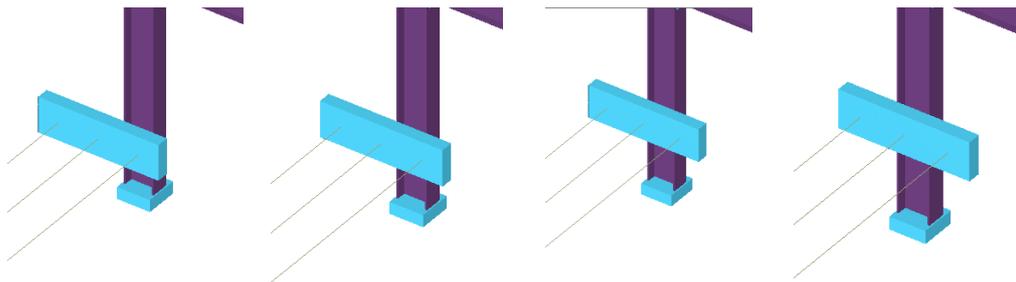


Figura 60. Oggetto che collide che si muove verso la colonna

**Risultati**

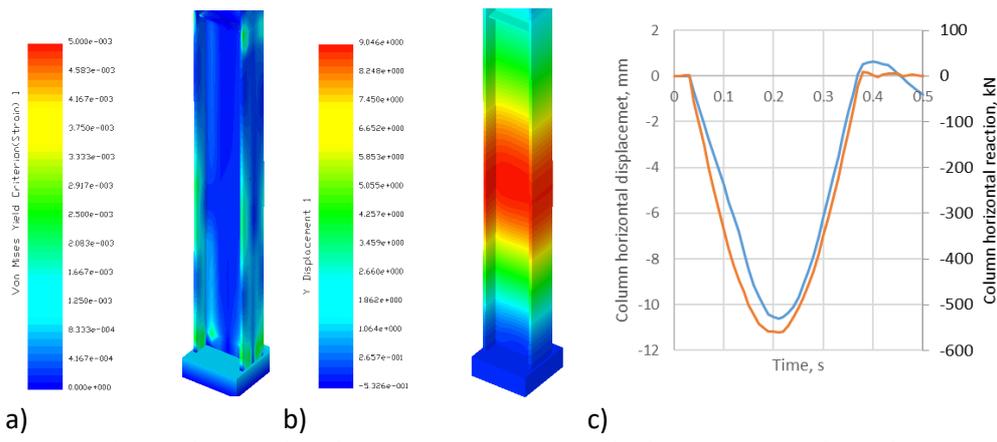


Figura 61. Risultati per la colonna urtata: a) tensioni; b) deformazioni; c) forza di reazione orizzontale alla base (curva arancio) e spostamento orizzontale nel punto di impatto (curva blu)

I risultati mostrano limitate deformazioni plastiche nella colonna urtata, con un massimo spostamento laterale di 10.6 mm.

**Conclusioni**

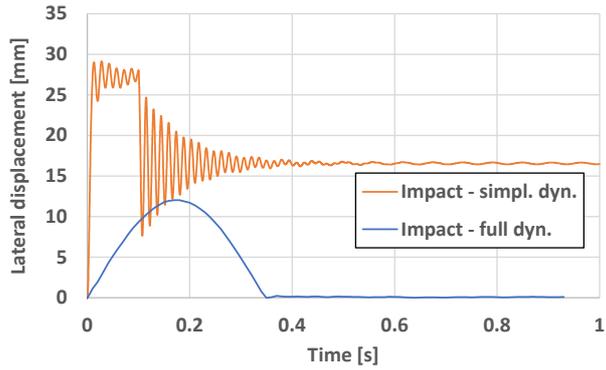


Figura 62. Evoluzione dello spostamento laterale nel tempo – confronto tra gli approcci dinamici

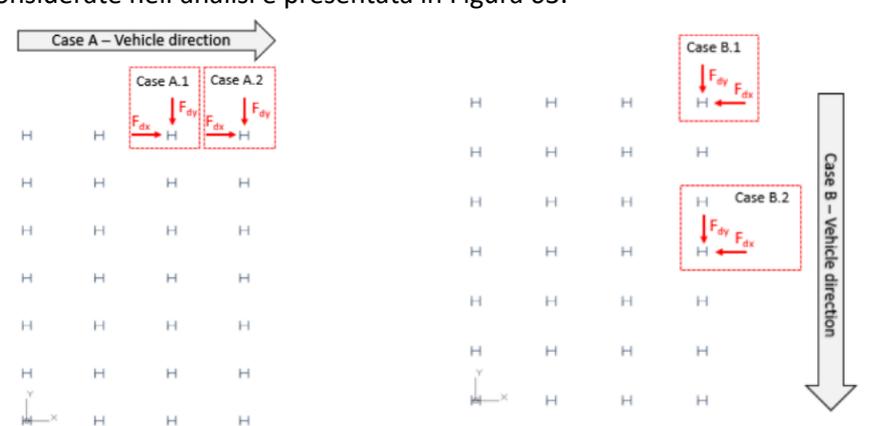
Rispetto al caso W.E. I.1.2 / CS/S, l’approccio totalmente dinamico rileva minori deformazioni (come mostrato in Figura 62), poiché è stato considerato il vincolo prodotto dalla struttura adiacente (specialmente il vincolo verticale), e la “reale” funzione che modella l’evoluzione della forza d’impatto è meno ripida di quella utilizzata per l’approccio dinamico semplificato.

Si noti che la considerazione esplicita dell’interazione dell’*impatto oggetto-struttura* può comportare richieste di tempi di analisi molto più elevate rispetto a quanto generalmente considerato nell’analisi dinamica semplificata (Dubina et al., 2019).

Diagramma di flusso Figura 3. Diagramma di flusso che descrive il processo progettuale per la verifica di robustezza

– Box B.6 → Fine del progetto

8.7.1.4 Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico equivalente (CS/NS)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico equivalente		1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM
	Documento ref.	I.1.4 / CS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per l'urto sulle colonne perimetrali del primo piano in una struttura composta in zona non sismica utilizzando un approccio statico equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di un'azione di urto dovuta ad una collisione accidentale di un veicolo.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono state considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/NS);</li> <li>Azione dovuta all'urto <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione degli scenari di urto</u></p> <p>Gli scenari di urto includono le colonne perimetrali lungo due vie di traffico (vedere Figura 63). In questo esempio, sia la facciata lunga sia la facciata corta sono esposte.</p> <p>L'urto dà luogo a forze di collisione che hanno componenti parallele e perpendicolari alla direzione di viaggio.</p> <p>Ciascuna direzione di urto (lato corto – caso A, lato lungo – caso B) risulta in due situazioni di carico (in accordo al flusso di traffico) per le colonne del piano terra dell'edificio, cioè, una lungo la corsia e una perpendicolare alla corsia. La posizione delle colonne considerate nell'analisi è presentata in Figura 63.</p>				<p>Manuale progetto § 4.2.2.1</p> <p>Manuale progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 63. Pianta della disposizione delle colonne, vie di traffico e posizione delle colonne oggetto di urto</p>				

I carichi dovuti all'urto sono calcolati usando la Tabella 4.1 della EN 1991-1-7, EN 1991-1-7, 2006 considerando il caso di *Strada di campagna in area rurale*.

Tabella 28. Forze dovute all'urto per l'analisi statica lineare per la struttura CS/NS

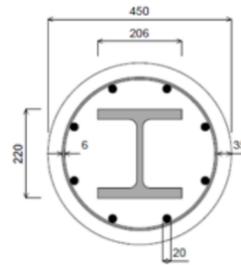
Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
A.1	750	375
A.2	750	375
B.1	375	750
B.2	375	750

### Analisi strutturale

E' stata eseguita una **analisi elastica lineare** su un modello 3D completo utilizzando il software SCIA®. In una prima fase, le sezioni delle aste sono quelle risultanti dal progetto iniziale (situazione di progetto persistente). In una seconda fase si considera l'utilizzo di colonne composte al posto di quelle in acciaio; le colonne composte sono progettate utilizzando il software A3C® (vedere di seguito la sezione considerata). I criteri di accettazione qui riportati sono forniti in termini di fattori di utilizzo (UF) solo per combinazioni eccezionali.

Dettagli delle colonne composte:

- Sezione di acciaio - HE200M
- Classe di calcestruzzo – C30/37
- Barre di armature (A500) –  $\phi 20$  mm /  $\phi 6$  mm



### Risultati

Tabella 29. Risultati dell'analisi statica lineare per il caso di urto su colonne di acciaio

Caso	Sezione	Carico		Vincolo alla base	UF (-)	
		$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)		S355	S460
A.1	HD 360x162	750	375	Incastro	1.30	0.91
				Cerniera	1.50	1.05
A.2	HD 360x162	750	375	Incastro	1.08	0.78
				Cerniera	1.23	0.92
B.1	HD 360x162	375	750	Incastro	1.29	0.98
				Cerniera	1.54	1.17
B.2	HD 360x162	375	750	Incastro	1.45	1.10
				Cerniera	1.72	1.30

Tabella 30. Risultati dell'analisi statica lineare per il caso di urto su colonne composte

Caso	Carico		Vincoli alle estremità	UF (-) S355
	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)		
A.1	750	375	Cerniera	2.63
A.2	750	375	Cerniera	2.04
B.1	375	750	Cerniera	2.25
B.2	375	750	Cerniera	2.34

Esempi applicativi I.1.4 / CS/NS	Progetto per l'urto utilizzando un approccio statico equivalente – CS/NS	3 di 3 pagine
-------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------	---------------

<p><u>Conclusioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Colonne di acciaio standard</li> </ul> <p>I risultati per le colonne di acciaio S355 mostrano un superamento della tensione di snervamento sia per le condizioni di cerniera e di incastro con valori di UF fino a 1.72.</p> <p>Quando si utilizza un acciaio S460, si ottiene un notevole miglioramento in termini di fattori di utilizzo.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Colonne composte acciaio-calcestruzzo</li> </ul> <p>Per quanto riguarda le colonne composte, i fattori di utilizzo sono sostanzialmente più elevati. Ciò è principalmente correlato alla progettazione preliminare delle sezioni e alle condizioni di estremità. Le colonne sono state pre-progettate considerando la stessa portata delle colonne in acciaio ed entrambi gli estremi incernierati (le sezioni in acciaio utilizzate per gli elementi composti sono in molto più piccole). Quando viene applicato un carico d'urto (considerando un approccio statico equivalente), l'elemento sarà soggetto a flessione che sarà assorbita per la maggior parte dal profilo in acciaio quando si tratta della sezione composta (dal 65% al 70% circa). Per questo motivo, le colonne composte mostrano un fattore di utilizzo più elevato per l'analisi associata all'urto.</p> <p>Si conclude che, per le colonne in acciaio non composte, se il progetto standard è realizzato considerando un utilizzo compreso tra il 60% e il 65%, le colonne possono ancora essere in grado di sostenere il carico dovuto all'urto (approccio statico), assumendo che l'estremo inferiore rimanga incastrato. Per le sezioni che seguendo questo approccio collassano, deve essere fatta una valutazione della capacità con approcci più sofisticati.</p> <p>Si ricorda che questo esempio considerava condizioni stradali meno impegnative per l'urto rispetto al caso W.E. I.1.1 / CS / S.</p> <p>Come mostrato in precedenza, il miglioramento più significativo si può ottenere aumentando la resistenza dell'acciaio ed utilizzando un acciaio S460; così facendo le colonne hanno un comportamento migliore nella maggior parte dei casi. Per migliorare la risposta al carico dovuto all'urto possono essere utilizzate anche altre misure:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Orientare le colonne (in accordo all'asse forte della sezione trasversale) per massimizzare la resistenza all'urto;</li> <li>• Incrementare la dimensione delle sezioni;</li> <li>• Progettare le connessioni agli estremi delle colonne incrementando rigidità e resistenza (cioè, base delle colonne incastrate (rigide));</li> <li>• Usare colonne composte, per ottenere una soluzione ottimale in termini di dimensione, tipo di acciaio e calcestruzzo utilizzato.</li> </ul>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5 → Box B.II ○ Box B.6</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5 → Box B.II ○ Box B.6</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## 8.7.2 Progetto per esplosione

### 8.7.2.1 Esplosione esterna

#### 8.7.2.1.1 Progettazione per esplosione esterna utilizzando un approccio equivalente a un solo grado di libertà (CS/NS)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per esplosione esterna usando un approccio SDOF equivalente		1 di 6 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM
	Documento ref.	I.2.1 / CS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per l'esplosione esterna di pilastri perimetrali di una struttura composta in zona non sismica utilizzando l'approccio SDOF equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione contro le esplosioni dovute a esplosioni esterne accidentali.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2 per la soluzione con colonne di acciaio e W.E. I.1.4 / CS/NS per la soluzione con colonne composte.</li> </ul> <p><u>Azioni per la situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>È considerata la seguente azione:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Azione dovuta all'esplosione <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione successiva).</li> </ul> <p><b>Nota:</b> Nessun altro carico è considerato agire sulla colonna.</p> <p><u>Definizione dello scenario dovuto all'esplosione</u></p> <p>La colonna considerata nell'analisi è una colonna perimetrale posta al centro della facciata più lunga dell'edificio - vedi Figura 64.</p> <p>Lo scenario dell'esplosione ipotizza che un'auto sia posta a una distanza di sicurezza di 20 m dalla colonna e trasporti una carica esplosiva pari a 100 kg di TNT (o equivalente).</p> <p>Lo scoppio è definito come uno scoppio in aria libera con altezza libera dal suolo di 1m.</p>				<p>Manuale di progetto, § 4.3.2.2</p> <p>Manuale di progetto, § 8.2.</p>
				
<p>Figura 64. Pianta delle colonne in caso di carico da esplosione– CS/NS</p>				

Esempi applicativi I.2.1 / CS/NS	Progetto per esplosione esterna usando un approccio equivalente SDOF – CS/NS	2 di 6 pagine
<p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>È effettuata una analisi lineare elastica fatta usando un approccio dinamico semplificato come descritto nel paragrafo 4.3.2.2.</p> <p><u>Calcoli</u></p> <p>Carichi strutturali dovuti all'esplosione</p> <p>Il primo passo consiste nel definire la pressione dinamica di picco calcolando la distanza scalata (<math>Z</math>), la distanza dalla sorgente dell'esplosione (<math>R_h</math>) e l'angolo di incidenza (<math>\alpha_i</math>) in accordo allo scenario precedentemente definito.</p> <p>Massa di TNT equivalente alla carica esplosiva <math>W = 100 \text{ kg}</math></p> <p>Distanza di 'stand-off' <math>R = 20 \text{ m}</math></p> <p>Altezza dell'esplosione <math>H_c = 1 \text{ m}</math></p> <p>Distanza scalata <math>Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}</math></p> <p>Distanza dalla sorgente dell'esplosione <math>R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025 \text{ m}</math></p> <p>Angolo di incidenza <math>\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^\circ</math></p> <p>Utilizzando i valori precedenti, vengono calcolati i dati necessari per definire le pressioni e i parametri aggiuntivi secondo (Kingery and Bulmash 1984). Potrebbero essere utilizzati anche molti altri strumenti (ad esempio, (UN SaferGuard n.d.)) come il grafico fornito nella Figura 15 del paragrafo 4.3.2.1</p> <p>Pressione incidente <math>P_{so} = 56.44 \text{ kPa}</math></p> <p>Impulso incidente <math>I_s = 313.71 \text{ kPa.ms}</math></p> <p>Pressione riflessa <math>P_r = 137.37 \text{ kPa}</math></p> <p>Impulso riflesso <math>I_r = 688.09 \text{ kPa.ms}</math></p> <p>Tempo di arrivo <math>t_a = 30.29 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 140.59 \text{ ms}</math></p> <p>Durata della fase positiva <math>t_0 = 16.49 \text{ ms}</math></p> <p>Lunghezza d'onda dell'esplosione <math>L_w = 0.4 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}</math></p> <p>Velocità frontale della onda di pressione <math>U = 413.93 \frac{\text{m}}{\text{s}}</math></p>		
		Manuale di progetto, § 4.3.2.1, Figura 15.

<p><b>Nota:</b> La differenza tra l'uso del sito web UN Saferguard e la Figura 15. del paragrafo 4.3.2.1 è nei criteri adottati per scalare i parametri. Usando il sito web UN SaferGuard, i valori sono già scalati (<math>W^{1/3}</math>). Solo la lunghezza d'onda è stata ottenuta dalla Figura 15 e questa deve essere scalata. Quando si usa la Figura 15. , solamente i valori per gli intervalli di tempo, impulsi, e lunghezza d'onda devono essere scalati (cioè, moltiplicati per <math>W^{1/3}</math>).</p>		<p>Manuale di progetto, § 4.3.2.1, Figura 16 e Figura 17</p>
<p>Considerando la pressione incidente definita precedentemente (<math>P_{so}</math>), mediante i grafici di Figura 16 e Figura 17 del paragrafo 4.3.2.1 è possibile ottenere la velocità del suono (<math>C_r</math>) e la pressione dinamica di picco (<math>q</math>):</p>		
Velocità del suono	$C_r = 0.38 \frac{m}{ms}$	
Pressione dinamica di picco	$q = 8.5 kPa$	
<p>Successivamente, devono essere calcolati gli intervalli di tempo fittizi ridotti. Questo processo è necessario poiché l'onda d'urto e la formulazione sono state inizialmente definite per una superficie riflettente infinita.</p>		
Durata fittizia della fase positiva	$t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12 ms$	
Durata fittizia per l'onda riflessa	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02 ms$	
Altezza dell'elemento	$h_s = 4 m$	Altezza della colonna
Larghezza della parete	$w_s = 4 m$	Ipotesi
Coefficiente di trascinamento	$C_D = 1$	
Dimensione minima (altezza vs larghezza)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 m$	
Dimensione massima (altezza vs larghezza)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 m$	
Rapporto (minimo / massimo)	$r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$	
'Clearing time'	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5) \times 0.38} = 14.04 ms$	
Pressione di picco agente sul muro	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94 kPa$	
<p><b>Approccio a singolo grado di libertà (SDOF)</b></p>		
<p>Il primo passo per l'applicazione del metodo SDOF consiste nel calcolo del carico uniformemente distribuito (<math>F_d</math>) e nella forza concentrata (<math>F_p</math>) causati dall'esplosione sulla colonna.</p>		
Pressione riflessa	$P_r = 137.37 kPa$	

Esempi applicativi I.2.1 / CS/NS	Progetto per esplosione esterna usando un approccio equivalente SDOF – CS/NS	4 di 6 pagine
Altezza della colonna	$h_c = 4 \text{ m}$	
Larghezza della parete davanti alla colonna	$w_p = 5 \text{ m}$	
Fittizia durata dell'onda riflessa	$t_{rf} = 10.02 \text{ ms}$	
Peso proprio della colonna (Acciaio; Composta)	$G_c = (1.834 ; 4.721) \frac{kN}{m}$	
Carico distribuito dell'esplosione sulla colonna	$F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{kN}{m}$	
Carico puntuale dell'esplosione sulla colonna	$F_p = F_d h_c = 686.85 \times 4 = 2747.4 \text{ kN}$	
Si assume una prima proposta di $t_d/T = 2/3$ (relazione tra durata dell'onda riflessa e periodo) tale che possa essere determinato un fattore di carico dinamico (DLF) utilizzando la Figura 152 dell'Allegato A.6.2		Figura 152 § A.6.2
Fattore di carico dinamico	$DLF = 1.45$	
Può essere calcolato il momento massimo corrispondente al carico considerando il DLF, unitamente alle diverse proprietà delle sezioni (vedi Tabella 67 dell'Allegato A.6.1).		Tabella 67 §A.6.1
Fattore di carico	$K_L = 0.64$	
Fattore di massa	$K_M = 0.50$	
<b>Per la colonna di acciaio:</b>		
Modulo plastico della sezione	$W_{pl,c} = 3162 \text{ cm}^3$	
Momento di inerzia	$I_c = 51890 \text{ cm}^4$	
<b>Per la colonna composta:</b>		
Rigidezza	$E \cdot I_{eff} = 44350.87 \text{ kNm}^2$	
Massimo momento resistente	$M_{Rd,cp} = 632.85 \text{ kNm}$	
Fattore di incremento dinamico	$DIF = 1.2$	
Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_y = 355 \text{ MPa}$	

Modulo elastico  
dell'acciaio

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Rigidizza della colonna (Acciaio; Composta)

$$K_c = \left( \frac{384E.I_c}{5h_c^3}; \frac{384E.I_{\text{eff}}}{5h_c^3} \right) = \left( \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 51890 \times 10^{-8}}{5 \times 4^3}; \frac{384 \times 44350.87}{5 \times 4^3} \right)$$

$$K_c = (130762.8 ; 53221.04) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Massimo momento resistente (Acciaio; Composta)

$$M_{Rd} = (W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF ; M_{Rd.cp} \cdot DIF) \\ = (3162 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \times 1.2 ; 632.85 \times 1.2)$$

$$M_{Rd} = (1347.01 ; 759.42) \text{ kNm}$$

Massimo momento  
agente

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times 1.45 = 1991.87 \text{ kN.m}$$

Massa efficace (Acciaio; Composta)

$$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{(1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.50}{9.81} = (374.03 ; 962.82) \text{ kg}$$

Rigidizza efficace (Acciaio; Composta)

$$K_e = K_c K_L = (130762.8 ; 53221.04) \times 0.64 = (83688.19 ; 34061.47) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Periodo naturale di vibrazione (Acciaio; Composta)

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{(374.03; 962.82)}{(83688.19; 34061.47)}} = (0.01; 0.03) \text{ s}$$

Rapporto  
(Acciaio; Composta)

$$\frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10.02}{(13.28; 33.41)} = (0.75 ; 0.30)$$

Il nuovo rapporto calcolato permette una seconda e più precisa iterazione.

Seconda iterazione  
(Acciaio; Composta)

$$DLF = (1.30 ; 1.80)$$

Massimo momento agente (Acciaio; Composta)

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times (1.30 ; 1.80) = (1785.81 ; 2472.66) \text{ kNm}$$

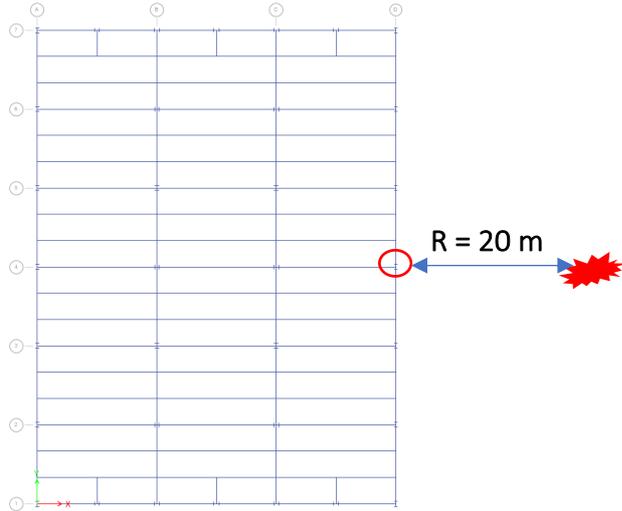
Forza resistente (Acciaio; Composta)

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347.01 ; 759.42)}{4} = (5388.05 ; 3037.7) \text{ kN}$$

Reazione dinamica (Acciaio; Composta)

Esempi applicativi I.2.1 / CS/NS	Progetto per esplosione esterna usando un approccio equivalente SDOF – CS/NS	6 di 6 pagine
$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$ $V_m = 0.39 \times (5388.05 ; 3037.7) + 0.11 \times 2747.4 + (1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.5$ $V_m = (2407.22 ; 1496.36) \text{ kN}$ <p>Rapporto (Acciaio; Composta) <math>\frac{R_m}{F_p} = \frac{(5388.05; 3037.68)}{2747.4} = (1.96 ; 1.11)</math></p>		
<p>Il rapporto tra la massima resistenza e il carico concentrato è utilizzato per determinare la richiesta di duttilità mediante la Figura 148 dall'Allegato A.6.2.</p>		<p>Figura 148 da § A.6.2.</p>
<p><u>Risultati</u></p>		
<p>Rapporti (Acciaio; Composta)</p>	$\mu_1 = (0.80 ; 0.95)$ $\mu_2 = (0.55 ; 1.2)$	<p>(<math>\chi_M/\chi_E</math>) (<math>t_m/T</math>)</p>
<p>Spostamento allo snervamento (Acciaio; Composta)</p>	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{(5388.05 ; 3037.7)}{(83688.19 ; 34061.47)}$ $= (64.38 ; 89.18) \text{ mm}$	
<p>Massimo spostamento (Acciaio; Composta)</p>	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = (0.80 ; 0.95) \times (64.38 ; 89.18)$ $= (51.51 ; 84.72) \text{ mm}$	
<p>Tempo di risposta massimo (Acciaio; Composta)</p>	$t_m = \mu_2 \times T_c = (0.55 ; 1.2) \times (13.28 ; 33.41)$ $= (7.331 ; 40.09) \text{ ms}$	
<p>I limiti di risposta della Tabella 5. Esempio di limiti di risposta per acciaio strutturale laminato a caldo * (CSA, 2012) paragrafo 4.3.2.3 vengono utilizzati per valutare le prestazioni di un sistema/componente strutturale.</p>		<p>Manuale di progetto, § 4.3.2.3, Tabella 5</p>
<p><math>\mu_{max} = 1</math>      Flessione -&gt; Trave- colonna con sezione compatta -&gt; B1</p>		<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5</p>
<p>Verifica (Acciaio; Composta)</p>	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0.80 ; 0.95) \text{ OK}$	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.6 ➔ Termine del progetto</p>
<p><u>Conclusioni</u></p>		
<p>Secondo i risultati, le colonne in acciaio e composte non superano i limiti massimi di risposta ed entrambi gli elementi sono in grado di resistere al carico di esplosione. La verifica per danno superficiale (class B1) è stata soddisfatta.</p>		

8.7.2.1.2 Progettazione per esplosione esterna utilizzando un approccio equivalente a un solo grado di libertà (SS/S)

 Esempi applicativi	Titolo		Progetto per esplosione esterna usando un approccio equivalente SDOF		1 di 4 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	I.2.2 / SS/S			
<p><b>Esempio: Progetto per esplosione esterna di un pilastro perimetrale di una struttura di acciaio in zona sismica utilizzando l'approccio a un singolo grado di libertà (SDOF) equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione contro le esplosioni dovute a esplosioni esterne accidentali.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per la situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>È considerate la seguente azione:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Azione dovuta all'esplosione <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione successiva).</li> </ul> <p><b>Nota:</b> Nessun altro carico è considerato agire sulla colonna.</p> <p><u>Definizione dello scenario da esplosione</u></p> <p>La colonna considerata nell'analisi è una colonna perimetrale posizionata al centro della facciata lunga dell'edificio. Lo scenario da esplosione ipotizza che una autovettura sia posta ad una distanza di 'stand-off' di 20 m dalla colonna e porti una carica esplosiva pari a 100 kg di TNT (o equivalente). Lo scoppio è definito come uno scoppio in aria libera con un'altezza libera dal suolo di 1 m.</p>					Manuale di progetto § 4.3.2.2  Manuale di progetto § 8.2.
					
<p>Figura 65. Pianta della colonna soggetta al carico dovuto all'esplosione– SS S</p>					
<p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>È effettuata una analisi lineare elastica usando un approccio dinamico semplificato seguendo la procedura di seguito riportata.</p>					

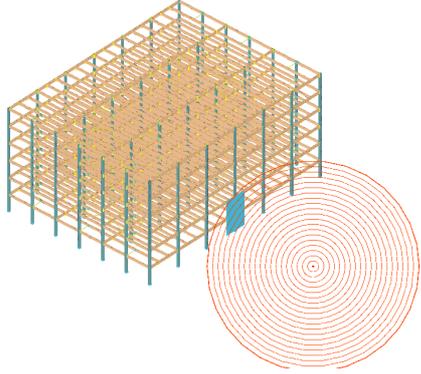
<p><u>Calcoli</u></p> <p>I parametri di carico associati all'esplosione (pressione incidente, impulso incidente, pressione riflessa, impulso riflesso, tempo di arrivo, durata della fase positiva, lunghezza d'onda dell'esplosione, velocità del fronte d'urto) sono identici a quanto visto in W.E. I.2.1/ CS/S.</p> <p>Inoltre, i parametri che seguono (velocità del suono, pressione dinamica di picco, durate fittizie, 'clearing time' assumo gli stessi valori.</p> <p><b>Approccio a singolo grado di libertà (SDOF)</b></p> <p>La prima fase dell'applicazione del metodo SDOF consiste nel calcolo del carico uniformemente distribuito (<math>F_d</math>) e del carico puntuale (<math>F_p</math>) causati dall'esplosione sulla colonna.</p> <p>Pressione riflessa <math>P_r = 137.37 \text{ kPa}</math></p> <p>Altezza della colonna <math>h_c = 3.5 \text{ m}</math></p> <p><i>Nota: Se è conteggiata la zona rigida formata dalla connessione, l'altezza della colonna può assunta minore di 4 m come altezza efficace.</i></p> <p>Larghezza del parete davanti alla colonna <math>w_p = 5 \text{ m}</math></p> <p>Peso proprio della colonna <math>G_c = 1.834 \frac{\text{kN}}{\text{m}}</math></p> <p>Carico distribuito dell'esplosione sulla colonna <math>F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}</math></p> <p>Carico puntuale dell'esplosione sulla colonna <math>F_p = F_d h_c = 686.85 \times 3.5 = 2404 \text{ kN}</math></p> <p>Fattore di carico dinamico <math>DLF = 1.4</math></p> <p>Fattore di carico <math>K_L = 0.64</math></p> <p>Fattore di massa <math>K_M = 0.50</math></p> <p>Modulo plastico della sezione <math>W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3</math></p> <p>Momento di inerzia <math>I_c = 12620 \text{ cm}^4</math></p> <p>Fattore di incremento dinamico <math>DIF = 1.2</math></p> <p><i>La tensione di snervamento è affetta da un fattore di amplificazione pari a 1.2 per considerare l'influenza della velocità di deformazione.</i></p>	<p>W.E. I.2.1/ CS/S</p> <p>Ipotesi</p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------

Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$	
Modulo elastico dell'acciaio	$E = 210 \text{ GPa}$	
Rigidezza della colonna		
	$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Massimo momento resistente		
	$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$	
Massimo momento agente	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 1472 \text{ kNm}$	
Massa efficace	$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$	
Rigidezza efficace	$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Periodo naturale di vibrazione	$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$	
Rapporto tra la durata fittizia dell'onda riflessa e il periodo proprio	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$	
Il nuovo rapporto determinato permette una <b>seconda</b> , più precisa <b>iterazione</b> .		
Seconda iterazione	$DLF = 1.6$	
Massimo momento agente	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.6 = 1683 \text{ kNm}$	
Forza resistente	$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$	
Fattore dinamico		
	$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$	
	$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 2747.4 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 1248.92 \text{ kN}$	
Rapporto	$\frac{R_m}{F_p} = 1.05$	
Il rapporto tra la massima resistenza e il carico concentrato è usato per determinare la domanda di duttilità $\mu$ mediante la Figura 148 dell'Allegato A.6.2.		
<u>Risultato</u>		

Figura 148 da §A.6.2.

Esempi applicativi I.2.2 / SS/S	Progetto per esplosione esterna usando un approccio equivalente SDOF – SS/S	4 di 4 pagine
Rapporto	$\mu_1 = 1.05 (\chi_M/\chi_E)$ $\mu_2 = 0.82 (t_m/T)$	
Spostamento allo snervamento	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$	
Massimo spostamento	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 1,05 \times 82.82 = 86.96 \text{ mm}$	
Tempo di risposta massimo	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.82 \times 0.0206 = 16.90 \text{ ms}$	
Approccio dinamico semplificato (Relazioni pressione-impulso)		Manuale di progetto, §4.3.2.3, Tabella 5
$\mu_{max} = 1$	Flessione -> Trave- colonna con sezione compatta -> B1 F	Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5
Verifica	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1.05$	Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.6 → Termine del progetto
<u>Conclusioni</u>		
In base ai risultati, la colonna può resistere al carico dovuto all'esplosione (il valore può essere considerato ammissibile), essendo soddisfatto il requisito della classe B1 (danno superficiale).		

8.7.2.1.3 Progetto per esplosione esterna utilizzando un approccio totalmente dinamico (SS/S)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per esplosione esterna utilizzando un approccio totalmente dinamico		1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	I.2.3 / SS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per una esplosione esterna di colonne perimetrali di una struttura di acciaio in zona sismica usando l'approccio completamente dinamico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione contro le esplosioni dovute a esplosioni esterne accidentali.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per la situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>E' considerata la seguente azione:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Azione dovuta all'esplosione <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione successiva).</li> </ul> <p><u>Definizione dello scenario da esplosione</u></p> <p>La colonna considerata nell'analisi è una colonna perimetrale posizionata al centro della facciata lunga dell'edificio.</p> <p>Parametri di carico</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Distanza di 'stand-off' = 20 m;</li> <li>Carica esplosiva = 100 kg di TNT;</li> <li>Largezza tributaria della colonna: 5 m (2,5 m per ogni lato);</li> <li>La pressione dovuta all'esplosione è considerata agire sulle colonne del 1° e del 2° piano.</li> </ul>				<p>Manuale progetto § 4.3.2.4</p> <p>di</p> <p>Manuale progetto § 8.2.</p> <p>di</p> <p>W.E. I.2.1/ CS/S</p>
				
<p><i>Figura 66. Modello 3D con la posizione della carica</i></p>				
<p>Si noti che, per permettere un confronto, lo scenario dell'esplosione considerato in questo esempio è lo stesso utilizzato in W.E. I.2.1 / CS/S.</p> <p><u>Analisi strutturale</u></p> <p>L'analisi numerica è stata effettuata con il software ELS (Extreme Loading for Structure), usando un modello 3D completo dell'intera struttura.</p>				

Assunzione del modello in AEM – vedere W.E. I.1.3 / CS/S per dettagli.

W.E. I.1.3 / CS/S

Per tenere conto dell'area tributaria caricata dall'esplosione, sono state modellate piastre rigide per trasferire la pressione orizzontalmente alle colonne del 1° e del 2° piano.

I parametri di carico dovuti all'esplosione riportati di seguito sono calcolati automaticamente dal generatore di pressione da esplosione integrato di ELS:

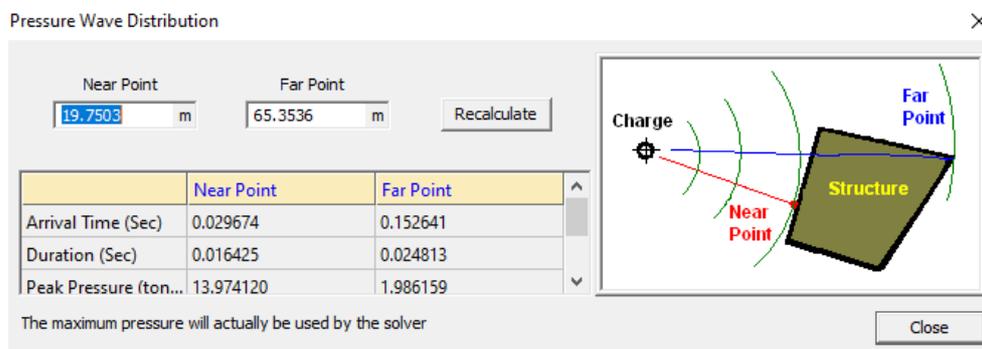


Figura 67. Parametri dell'esplosione calcolati automaticamente con il software ELS

L'analisi è svolta in due fasi:

**1° fase:** i carichi permanenti e variabili sono applicati sulla struttura mediante un'analisi statica non lineare.

**2a fase:** la carica viene fatta esplodere e il carico dell'esplosione viene applicato mediante un'analisi dinamica non lineare. Lo step temporale per questa analisi è  $1E^{-6}$  s.

Viene considerata solo la fase positiva dell'esplosione; nell'analisi non viene considerata alcuna riflessione dal suolo.

Risultati

Lo spostamento orizzontale massimo a metà altezza della colonna è di 24 mm – vedere la Figura 68 (a sinistra). La deformazione plastica massima raggiunta è dell'1%.

Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5

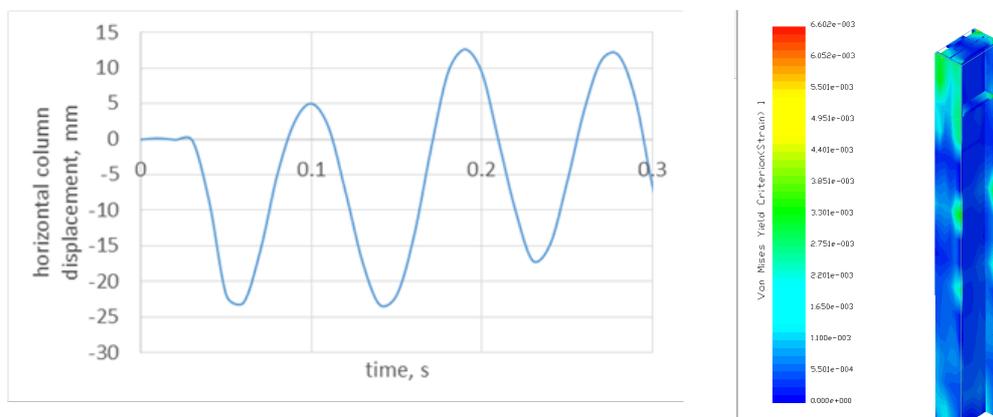
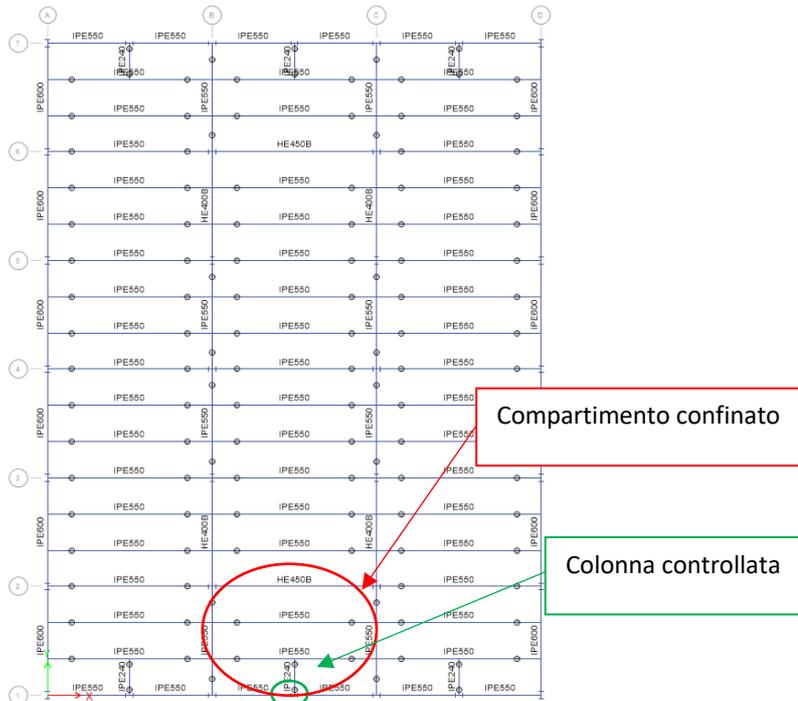


Figura 68. Deformazione orizzontale rispetto al tempo a metà altezza della colonna (sinistra) e Von Mises strains (destra)

<p><u>Conclusioni</u></p> <p>Approccio completamente dinamico rispetto all'approccio SDOF equivalente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lo spostamento nell'analisi dinamica non lineare completa è inferiore al valore ottenuto utilizzando il metodo tabulare (24 mm contro 87 mm, vedere W.E. I.2.2 / SS/S);</li> <li>• L'analisi non lineare può tenere in conto della distribuzione della plasticità nell'elemento;</li> <li>• Il modello 3D completo può tenere conto delle condizioni al contorno reali e delle interazioni tra gli elementi;</li> <li>• L'approccio completamente dinamico e la modellazione 3D possono tenere conto dell'applicazione in sequenza della pressione dell'esplosione sulla superficie (tempi di arrivo diversi lungo la lunghezza della colonna).</li> </ul> <p>Si noti che, in caso di esplosioni in prossimità, gli effetti possono essere amplificati dalla pressione di sollevamento contro i piani adiacenti, situazione che può comportare effetti dinamici più elevati e persino il rischio di crollo progressivo (Dinu et al. 2018).</p>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.6 → Termine del progetto</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------

### 8.7.2.2 Esplosioni interne

#### 8.7.2.2.1 Progetto per esplosioni interne usando un approccio statico equivalente (SS/S)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per esplosioni interne usando un approccio statico equivalente		1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	I.3.1 / SS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per esplosioni interne su colonne della struttura di acciaio in zona sismica usando l'approccio statico equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione nei confronti di esplosioni interne dovute a esplosioni accidentali di gas interne.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per struttura SS/S);</li> <li>Pressione del gas <math>A_{Ed}</math> (vedi sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione di azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione dello scenario da esplosione di gas</u></p>				<p>Manuale di progetto § 4.3.3.2</p> <p>§ 5.4, EN1991-1-7</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 69. Posizione del compartimento confinato e della colonna controllata– SS/S</p>				

Il compartimento è posizionato al piano terra. La superficie di sfiato è considerata sulla parete esterna ed è costituita da vetrate, mentre le altre 3 pareti interne sono realizzate con materiali più resistenti. La colonna considerata per la verifica è cerchiata in verde in Figura 69.

### Calcoli

Tabella 31. Geometria del compartimento

<i>L</i>	12	m	lunghezza
<i>B</i>	8	m	larghezza
<i>H</i>	4	m	altezza
<i>A<sub>v</sub></i>	48	m <sup>2</sup>	area di sfiato
<i>V</i>	384	m <sup>3</sup>	volume del compartimento

L'area di sfiato e il volume dell'involucro sono stati calcolati considerando che la parete vetrata è posta sull'involucro dell'edificio e sull'intera altezza del piano. Dopo aver verificato con successo che il modello di pressione della EN 1991-1-7 può essere applicato per l'esempio in analisi (funzione dei limiti dell'area di sfiato e del volume dell'ambiente) è stata ottenuta la seguente pressione statica equivalente per l'esplosione di gas interna:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

o

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

Il valore minore tra i due.

E' stato assunto che sia  $p_{stat} = 3 \text{ kN/m}^2$ , la pressione statica uniformemente distribuita a cui il componente di sfiato collassa.

Conseguentemente, la pressione di progetto in caso di situazione eccezionale è:

$$p_d = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

La pressione è stata applicata come carico lineare agente sull'altezza della colonna considerando una larghezza tributaria di 6 m

### Analisi strutturale

E' stata condotta una **analisi elastica lineare** su un modello 3D completo utilizzando il software SAP2000. Le sezioni degli elementi sono quelle risultanti dal progetto iniziale (situazioni progettuali persistenti e sismiche). I criteri di accettazione sono forniti in termini di fattori di utilizzo (UF) solo per combinazioni eccezionali.

### Risultati

I risultati per l'analisi statica lineare della colonna sono presentati in Tabella 32.

Tabella 32. Risultati dell'analisi statica lineare

Sezione	Asse	Vincolo inferiore	N (kN)	M (kNm)	UF (-)	Spostamento laterale (mm)
HEB500	Minore	Incastrato	612	72	0.279	0.57

Esempi applicativi I.3.1 / SS/S	Progetto per esplosione interna di gas utilizzando un approccio statico equivalente – SS/S	3 di 3 pagine
------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------	---------------

<u>Conclusioni</u>		
La colonna analizzata con questo approccio non supera la sua capacità e non richiede una riprogettazione. Tuttavia, poiché non si verifica alcun danno locale, è possibile utilizzare approcci più sofisticati per quantificare il danno che potrebbe verificarsi.		Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.4 → Termine del progetto

8.7.2.2.2 Progetto per esplosioni interne utilizzando un approccio dinamico – metodo TNT equivalente (SS/S)

 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per esplosioni interne usando un approccio dinamico		1 di 5 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	1.3.2 / SS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per esplosione interna di gas di una struttura di acciaio in zona sismica utilizzando un approccio dinamico – metodo TNT equivalente</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di esplosioni interne di gas.</p> <p>Sotto specifiche condizioni, una esplosione di gas interna può essere approssimata con una esplosione equivalente di TNT (Bjerketvedt et al., 1997b).</p> <p><b>Nota:</b> La procedura proposta per risolvere questo caso è una semplificazione della procedura vera e propria. Il volume del gas viene sostituito nei calcoli con una carica equivalente di TNT. Anche per questo esempio è stata utilizzata la procedura applicata nel caso di esplosione esterna, come descritta in W.E. 1.2.1 / CS/NS e 1.2.2 / SS/S. Si trascurano così gli effetti della frangibilità delle pareti, delle perdite di pressione dal compartimento ecc. Tuttavia, una procedura molto complessa basata sulle raccomandazioni di (DoD, 2008) è mostrata nel Deliverable D2-2 del progetto FAILNOMORE disponibile sul seguente sito web: <a href="https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/">https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/</a>.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per la situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>È considerate la seguente azione:</p> <p>Azione dovuta all'esplosione <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione successiva).</p> <p>Nota: nessun altro carico è considerato agire sulla colonna.</p> <p><u>Definizione dello scenario dell'esplosione di gas</u></p> <p>Per lo scenario dell'esplosione interna di gas, è stato considerato un compartimento di <math>48 \text{ m}^3</math> e una concentrazione del 6% di metano nell'aria.</p> <p><u>Calcoli</u></p> <p>Massa equivalente di TNT</p> <p>In accordo al paragrafo 4.3.3.3, può essere utilizzata la seguente definizione di carica di TNT equivalente:</p> $W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$				Manuale progetto § 4.3.3.3  (Bjerketvedt et al., 1997b), (DoD, 2008)  Manuale progetto § 8.2.  (DoD, 2008)  §4.3.3.3 Relazioni (15) e (16)

dove:			
$\eta$	0.2	[-]	fattore di resa dell'esplosione
$E_c$	55	MJ/kg	calore di combustione del metano
$W_g$	1.91	kg	perdita totale di carburante
$E_{TNT}$	4.2	MJ/kg	energia di detonazione del TNT
La perdita totale di carburante ( $W_g$ ) è stata calcolata mediante la seguente formula:			
$W_g = V_{enclosure} \cdot \gamma_{methane} \cdot 6/100$			
Per computare la massa del gas, in accordo allo scenario, è stato considerato il volume dell'ambiente pari a 48 m <sup>3</sup> , e il peso specifico del metano pari a 0.668 kg/m <sup>3</sup> . Conseguentemente, si è ottenuta una massa di metano pari a 1.91 kg, che è stata sostituita da una massa equivalente di TNT pari a $W_{TNT} = 5.0 \text{ kg}$			
<u>Analisi strutturale</u>			
Un'analisi elastica lineare viene eseguita utilizzando l'approccio dinamico semplificato seguendo la procedura descritta precedentemente nel caso W.E. I.1.1 / CS/NS.			
Si suppone che la carica sia posizionata al centro del compartimento tenendo conto di una distanza di 'stand-off' di 4 m in direzione trasversale.			
massa di TNT equivalente alla carica esplosiva	$W = 5 \text{ kg}$		
Distanza di 'stand-off'	$R = 4 \text{ m}$		
Altezza dell'esplosione	$H_c = 1 \text{ m}$		
Distanza scalata	$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{4}{5^{\frac{1}{3}}} = 2.339 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$		
Distanza dalla sorgente dell'esplosione	$R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4.123 \text{ m}$		
Angolo di incidenza	$\alpha_i = \tan^{-1} \left( \frac{H_c}{\frac{R}{W^{\frac{1}{3}}}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1}{\frac{4}{5^{\frac{1}{3}}}} \right) = 30.32^\circ$		
Parametri dell'esplosione			
Pressione incidente	$P_{so} = 198.87 \text{ kPa}$		
Impulso incidente	$I_s = 198.46 \text{ kPa.ms}$		
Pressione riflessa	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$		
Impulso riflesso	$I_r = 514.65 \text{ kPa.ms}$		
Tempo di arrivo	$t_a = 3.87 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.62 \text{ ms}$		
Durata della fase positiva	$t_0 = 3.7 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.33 \text{ ms}$		

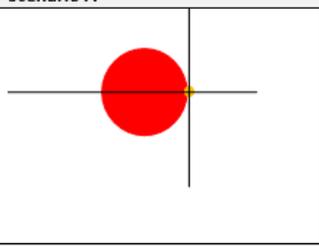
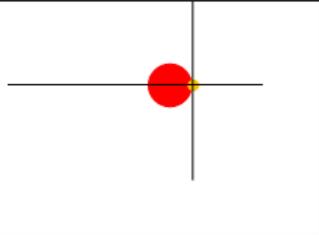
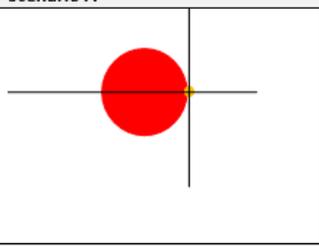
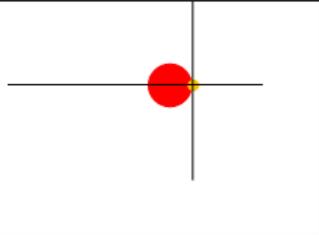
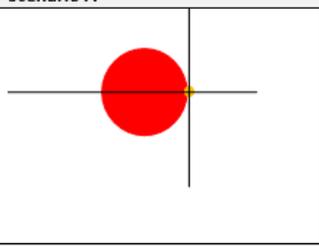
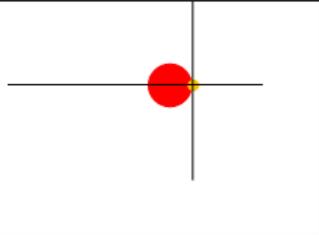
Lunghezza d'onda dell'esplosione	$L_w = 0.85 \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$	
Velocità frontale dell'onda di pressione	$U = 557.06 \frac{m}{s}$	
Velocità del suono	$C_r = 0.47 \frac{m}{ms}$	
Pressione dinamica di picco	$q = 100 \text{ kPa}$	
Durata fittizia della fase positiva	$t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96 \text{ kPa} \cdot ms}{198.87 \text{ kPa}} = 1.996 \text{ ms}$	
Durata fittizia dell'onda riflessa	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3 \text{ kPa} \cdot ms}{663.44 \text{ kPa}} = 1.551 \text{ ms}$	
Altezza dell'elemento	$h_s = 4 \text{ m}$	Colonna in analisi
Larghezza della parete	$w_s = 4 \text{ m}$	Ipotesi
Coefficiente di trascinamento (parete)	$C_D = 1$	
Minore dimensione (altezza vs larghezza)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$	
Maggioredimensione (altezza vs larghezza)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$	
Rapporto (minore/maggiore)	$r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$	
'Clearing time'	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5)0.47} = 11.348 \text{ ms}$	
Pressione di picco agente sulla parete	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87 \text{ kPa}$	
Approccio a singolo grado di libertà (SDOF)		
Pressione riflessa	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$	
Durata fittizia dell'onda riflessa	$t_{rf} = 1.551 \text{ ms}$	
Altezza della colonna	$h_c = 3.5 \text{ m}$	
Larghezza del parete davanti alla colonna	$w_p = 4 \text{ m}$	
Peso proprio della colonna	$G_c = 1.834 \frac{kN}{m}$	

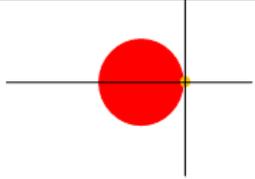
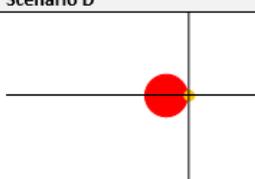
Carico distribuito agente sulla colonna dovuto all'esplosione	$F_d = P_r w_p = 663.44 \times 4 = 2653.76 \frac{kN}{m}$
Carico concentrato agente sulla colonna dovuto all'esplosione	$F_p = F_d h_c = 2653.76 \times 3.5 = 9288.2 kN$
Fattore di carico dinamico	$DLF = 1.4$
Fattore di carico	$K_L = 0.64$
Fattore di massa	$K_M = 0.50$
Modulo plastico	$W_{pl.c} = 1292 cm^3$
Inerzia	$I_c = 12620 cm^4$
Fattore di incremento dinamico	$DIF = 1.2$
<i>La tensione di snervamento dell'acciaio è soggetta ad un fattore di amplificazione di 1.2 a seguito dell'influenza della velocità di deformazione.</i>	
Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_y = 355 \times 1.2 = 426 MPa$
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E = 210 GPa$
Rigidità della colonna	$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{kN}{m}$
Massimo momento resistente	$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 kNm$
Massimo momento agente	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 5689 kNm$
Massa efficace	$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 kg$
Rigidità efficace	$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{kN}{m}$
Periodo proprio di vibrazione	$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$
Rapporto	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$

Seconda iterazione	$DLF = 1.9$	
Massimo momento applicato	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.9 = 7721 \text{ kNm}$	
Forza resistente	$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$	
Reazione dinamica		
	$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$	
	$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 9288.2 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 2006.18 \text{ kN}$	
Rapporto	$\frac{R_m}{F_p} = 0.27$	
<u>Risultati</u>		
Rapporto	$\mu_1 = 0.9$	( $\chi_M/\chi_E$ )
	$\mu_2 = 3.6$	( $t_m/T$ )
Spostamento allo snervamento	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$	
Massimo spostamento	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0.9 \times 82.82 = 74.53 \text{ mm}$	
Tempo massimo di risposta	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 74.24 \text{ ms}$	
Approccio dinamico semplificato (Relazioni pressione-impulso)		
$\mu_{max} = 1$	Flessione -> Trave-colonna con sezione compatta -> B1	
Verifica	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 0.9 \text{ OK}$	Manuale di progetto, §4.3.2.3, Tabella 5 Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5 Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.6 → Termine del progetto
<u>Conclusioni</u>		
Utilizzando il metodo TNT equivalente, è stata eseguita un'analisi più dettagliata. Secondo l'approccio statico equivalente (W.E. I.3.1 / SS/S), alla colonna era associato un UF di 0,28, che significa che non si verificano danni locali.		Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.4 → Termine del progetto
Tuttavia, utilizzando il metodo TNT equivalente, si verifica un danno locale, ma non è critico per la stabilità della struttura.		Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.6 → Termine del progetto
Per mitigare gli effetti di un'esplosione accidentale di gas, possono essere implementate diverse misure – vedere il paragrafo 4.3.1.		

### 8.7.3 Analisi per incendio localizzato

#### 8.7.3.1 Progetto per incendio interno localizzato utilizzando modelli di incendio localizzato (CS/NS)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per incendio localizzato utilizzando modelli di incendio localizzato		1 di 3 pagine																																		
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM																																		
	Documento ref.	I.4.1 / CS/NS		Data: 06/2021																																		
<p><b>Esempio: Progetto per incendio localizzato su pilastri di una struttura composta in zona non sismica utilizzando modelli di incendio localizzato</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione nei confronti dell'incendio considerato come situazione eccezionale.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/NS);</li> <li>Incendio <math>A_{Ed}</math> (vedere sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Definizione dello scenario di incendio localizzato</u></p> <p>In questa analisi vengono definiti quattro scenari, partendo da uno scenario di base che considera valori standard per un edificio per uffici. Gli altri tre scenari assumono "valori esagerati": o per il tasso di cessione di calore (un valore doppio di 500 kW/m<sup>2</sup>) o per la densità di carico di incendio e il tasso di crescita dell'incendio (valori per l'occupazione della "zona commerciale", che sono più gravosi rispetto agli edifici per uffici).</p> <p>Insieme alle ipotesi precedenti, vengono considerati due diametri realistici della base dell'incendio: 1 m e 2 m. Per tutti gli scenari si fa una ipotesi a favore di sicurezza, considerando che l'incendio localizzato sia posto proprio a ridosso della colonna, cioè vi sia una distanza nulla tra l'esterno della base circolare dell'incendio e la colonna.</p>				<p>Manuale di progetto § 0</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>(Brasseur et al. 2018), EN1991-1-2</p>																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Scenario A</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">  </td> <td>Diameter of the fire basis</td> <td>2 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rate of Heat Release density</td> <td>250 kW/m<sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Fire load density</td> <td>511 MJ/m<sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Fire growth rate</td> <td>300 sec (office building EN 1991-1-2)</td> <td></td> </tr> <tr> <th colspan="2">Scenario B</th> <th></th> <th></th> </tr> <tr> <td rowspan="4">  </td> <td>Diameter of the fire basis</td> <td>1 m</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Rate of Heat Release density</td> <td>500 kW/m<sup>2</sup></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Fire load density</td> <td>511 MJ/m<sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Fire growth rate</td> <td>300 sec (office building EN 1991-1-2)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					Scenario A					Diameter of the fire basis	2 m		Rate of Heat Release density	250 kW/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)		Fire load density	511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)		Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)		Scenario B					Diameter of the fire basis	1 m		Rate of Heat Release density	500 kW/m <sup>2</sup>		Fire load density	511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)		Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)	
Scenario A																																						
	Diameter of the fire basis	2 m																																				
	Rate of Heat Release density	250 kW/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)																																				
	Fire load density	511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)																																				
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)																																				
Scenario B																																						
	Diameter of the fire basis	1 m																																				
	Rate of Heat Release density	500 kW/m <sup>2</sup>																																				
	Fire load density	511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2)																																				
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)																																				

Scenario C			
	Diameter of the fire basis	2 m	
	Rate of Heat Release density	250 kW/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2)	
	Fire load density	730 MJ/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2)	
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)	
Scenario D			
	Diameter of the fire basis	1 m	
	Rate of Heat Release density	500 kW/m <sup>2</sup>	
	Fire load density	730 MJ/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2)	
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)	

### Analisi strutturale

Per ogni scenario, viene utilizzato il software OZone® (Cadorin, 2003), applicando il modello LOCAFI (Bresseur et al., 2018) e le equazioni della EN 1991-1-2, per valutare le temperature di una colonna di acciaio nuda realizzata con profilo laminato a caldo non protetto HEB340 (a titolo di esempio).

### Conclusioni

Sono state calcolate e confrontate le temperature massime dell'acciaio lungo l'altezza della colonna per i 4 scenari (vedere Figura 70). Questo confronto evidenzia che, sebbene si siano considerate diverse ipotesi per caratterizzare l'incendio localizzato, si è ottenuto lo stesso andamento e ordine di grandezza. Temperature significative si sviluppano nella parte inferiore delle colonne in acciaio che possono causare deformazioni o cedimenti plastici locali.

Diagramma di flusso Figura 3 – Box B.5

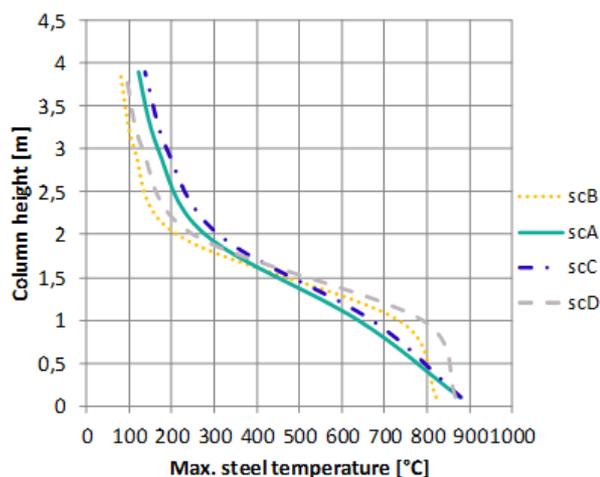


Figura 70. Variazioni della temperatura dell'acciaio lungo l'altezza della colonna

In un altro approccio che utilizza un'analisi numerica completa, è stato effettuato uno studio in cui sono state rimosse colonne specifiche e valutato il comportamento dell'edificio (metodo del percorso alternativo di carico), vedere esempio II.4.6/ CS-NS.

Esempi applicativi I.4.1 / CS/NS	Progetto per incendio localizzato utilizzando modelli di incendio localizzato – CS/NS	3 di 3 pagine
Al fine di evitare danni dovuti all'incendio, è possibile utilizzare la protezione antincendio anziché progettare gli elementi strutturali per una specifica resistenza al fuoco o aumentare le dimensioni della sezione.		

## 8.7.4 Analisi sismica

### 8.7.4.1 Progettazione sismica con il metodo prescrittivo (SS/NS)

 Esempi applicativi	Titolo	Progettazione sismica utilizzando il metodo prescrittivo		1 di 1 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona non sismica	Fatto da	F+W
	Documento ref.	I.5.1 / SS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Raccomandazioni di progetto per strutture di acciaio in zona non sismica (metodo prescrittivo)</b></p> <p>Questo esempio fornisce raccomandazioni sull'applicazione di misure prescrittive per migliorare la risposta delle strutture di acciaio progettate non sismicamente in caso di terremoti eccezionali.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p>La struttura considerata in questo esempio è stata progettata solo per SLU/SLS (situazione di progetto persistente). Non sono stati effettuati calcoli particolari rispetto ad eventuali azioni sismiche accidentali. L'azione sismica è quindi considerata come azione eccezionale.</p> <p>In pratica, possono essere seguite le semplici raccomandazioni proposte nel paragrafo 4.5.2 quando l'azione sismica è meno critica rispetto al progetto basato sull'azione del vento. Questo viene fatto principalmente per gli edifici bassi per ottimizzare i costi di progetto.</p> <p><u>Note</u></p> <p><u>Osservazioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Grazie alla simmetria in pianta e alla regolarità in elevazione, la rigidità della struttura è ben distribuita, offrendo così una risposta favorevole all'azione sismica.</li> <li>Al buon comportamento della struttura in caso di terremoti contribuiscono anche le pari altezze dei solai.</li> <li>Requisiti di duttilità:             <ol style="list-style-type: none"> <li>Per aumentare la duttilità complessiva della struttura, le travi HEA300 possono essere sostituite con HEB300, in quanto i profili HEA300 S355 sono di classe 3 mentre i profili HEB300 S355 sono di classe 1. Tutti gli altri elementi sono già profili di classe 1.</li> <li>Per ottimizzare la risposta della struttura, i giunti progettati originariamente come cerniere potrebbero essere sostituiti da giunti duttili semirigidi come descritto nel paragrafo 8.8.4.1 dove viene applicato il metodo del percorso alternativo di carico (W.E. II.4.1 / SS/NS). Ciò consentirebbe la formazione di cerniere plastiche nei giunti e la dissipazione di parte dell'energia sismica indotta.</li> </ol> </li> </ul>				<p>Manuale progetto § 4.5</p> <p>di</p> <p>Manuale progetto § 8.2.</p> <p>di</p>

8.7.4.2 Progettazione sismica mediante analisi numerica avanzata (scenario multirischio) (SS/S)

 Esempio applicativo	Titolo	Progettazione sismica mediante analisi numerica avanzata (scenario multirischio)		1 di 4 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	1.5.2 / SS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: progettazione di una struttura in acciaio per scenari multirischio mediante analisi numerica avanzata</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sulla progettazione di una struttura di acciaio considerando eventi multirischio, ad es. rottura di una colonna dopo un terremoto.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto sismiche</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/S);</li> <li>Azione sismica <math>A_{Ed}</math> corrispondente agli SU (vedere sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione di azioni per situazione di progetto sismiche</u></p> <p>La combinazione di azioni è:</p> $DL + 0.3 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definizione dello scenario di rischio</u></p> <p>Dopo che la struttura ha subito un terremoto, una colonna può essere persa, rendendo così la struttura vulnerabile a rischi successivi. Di seguito, l'analisi numerica avanzata consente di verificare la capacità della struttura di resistere al collasso progressivo utilizzando l'approccio della perdita di colonna.</p> <p><i>Fase 1: Analisi sismica</i>– La struttura è soggetta al terremoto di progetto</p> <p><i>Fase 2: Scenario della perdita di una colonna:</i> Le colonne collassate sono identificate come A1, A2, A4, B1, B' (Figura 71) – si assume che collassino una alla volta.</p>				Manuale di progetto § 4.5  Manuale di progetto § 8.2.

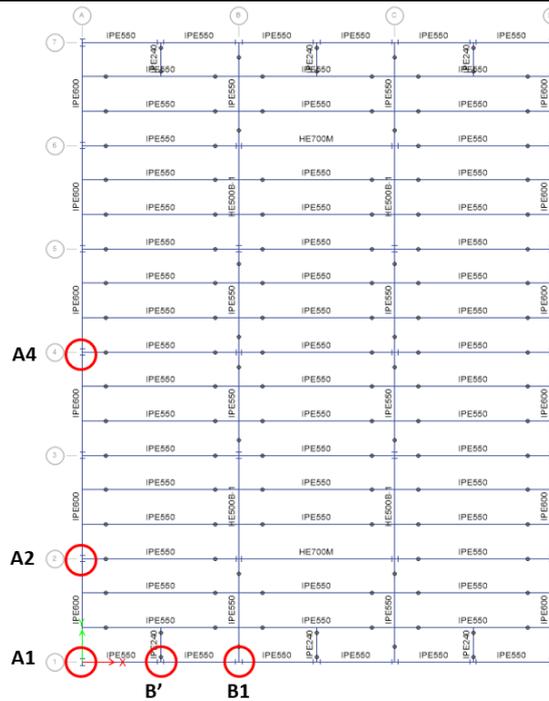


Figura 71. Posizione delle colonne rimosse dopo il terremoto

### Analisi strutturale

L'analisi sismica viene eseguita effettuando un'analisi push-over e la valutazione del danno viene eseguita utilizzando il metodo N2 (EN 1998). Dopo l'applicazione dei carichi gravitazionali, la struttura è soggetta a una distribuzione di forze laterali che si incrementano in modo monotono, che rappresentano le forze inerziali che la struttura sperimenterebbe quando sottoposta a scuotimento dal suolo. Sotto carichi che aumentano incrementalmente, alcuni elementi strutturali possono cedere. Di conseguenza, dopo la formazione di ciascuna cerniera plastica, la struttura subisce una perdita di rigidità e capacità di carico. Per valutare le richieste sismiche agli SLU, la struttura viene spinta fino al suo massimo spostamento  $D_t$ . La Figura 72 mostra le curve di capacità per le direzioni trasversale e longitudinale dei punti obiettivo per SLU e DL. La Figura 73 mostra i meccanismi plastici a rottura per le direzioni trasversale e longitudinale. Nessuna cerniera plastica si sviluppa nei telai momento resistenti perimetrali né in direzione X né in direzione Y agli SLU, ma solo nei telai controventati.

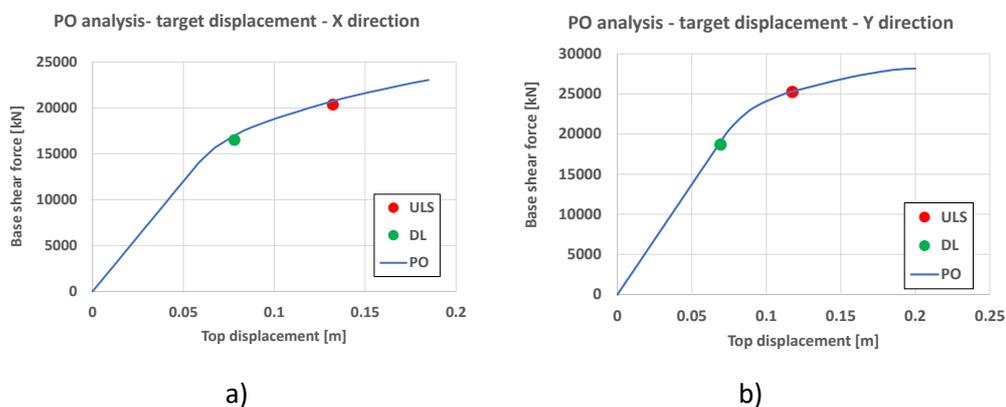


Figura 72. Analisi sismica: a) curva push-over con la posizione del punto target- direzione X; b) curva push-over con la posizione del punto target - direzione Y

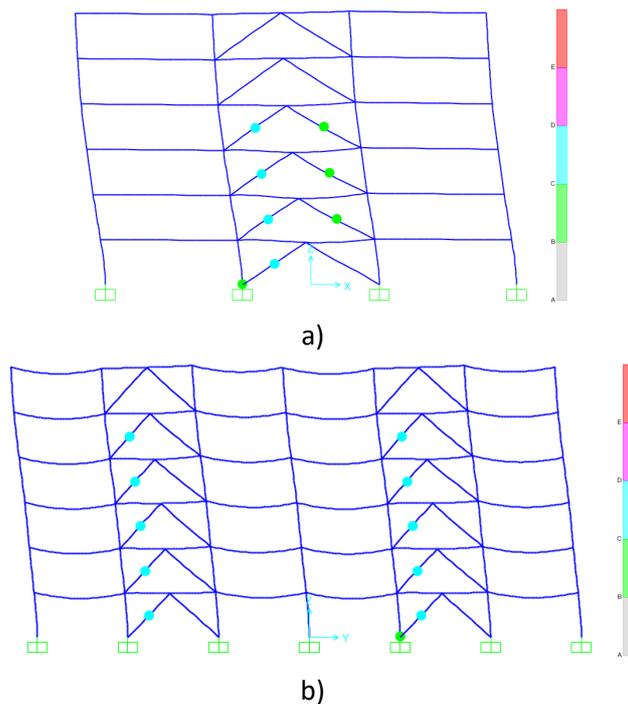


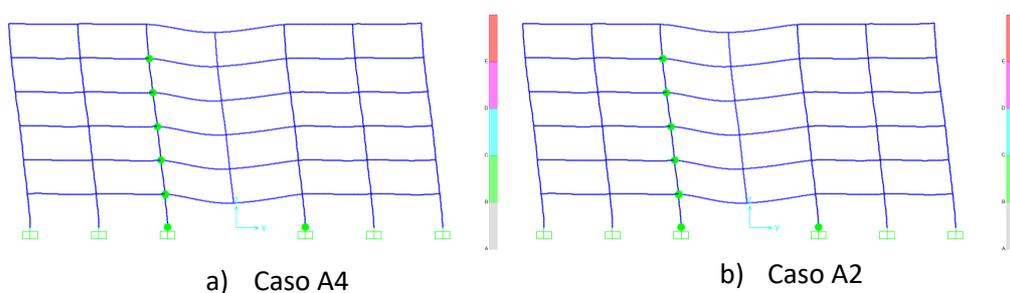
Figura 73. Analisi sismica: a) meccanismo plastico a Dt agli SLU –telaio trasversale allo stato attuale; b) meccanismo plastico a Dt agli SLU –telaio longitudinale allo stato attuale

#### Rimozione colonna a seguito del terremoto

Vengono considerati cinque scenari di rimozione, ovvero pilastri perimetrali, penultimo e d'angolo situati al piano terra. Gli scenari coinvolgono colonne sui lati corti e lunghi della facciata. La valutazione della resistenza al collasso progressivo viene eseguita utilizzando il metodo del percorso alternativo di carico (ALP) e la procedura dinamica non lineare (NDP), in conformità con le linee guida UFC 4-023-03. I carichi gravitazionali vengono applicati nella prima fase; poi, nella seconda fase, l'elemento viene rimosso quasi istantaneamente (durata rimozione di 0,005 secondi).

#### Risultati

Di seguito viene presentata la formazione dei meccanismi plastici che si verificano nei telai perimetrali per gli scenari sopra menzionati. Per ogni caso, vengono presentati i meccanismi plastici (Figura 74a) a e) e la storia dello spostamento verticale sopra la colonna rimossa (Figura 75).



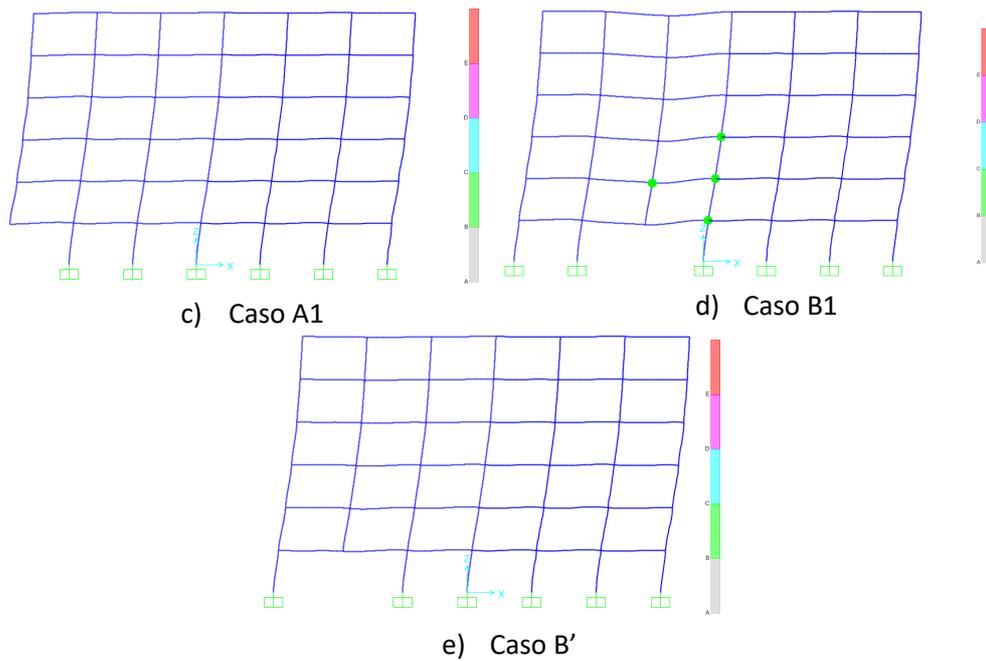


Figura 74. Meccanismo plastico dopo la rimozione di una colonna per gli scenari considerati

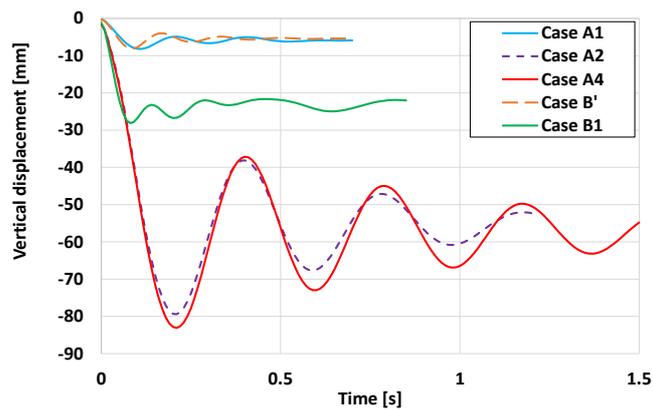


Figura 75. Riposta time history per scenari di rimozione della colonna

**Conclusioni**

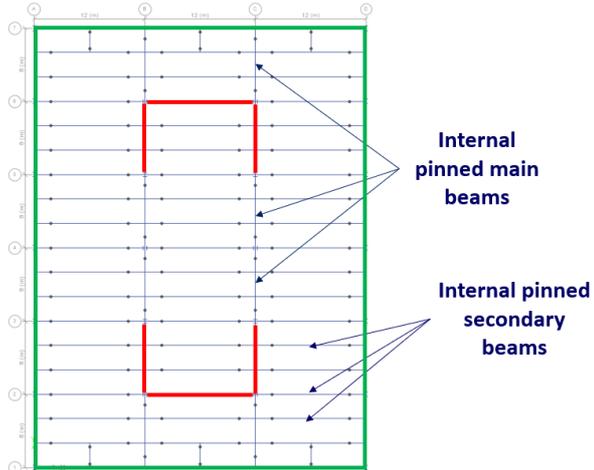
- Si può concludere che la struttura ha la capacità di resistere al crollo progressivo conseguente alla perdita di una colonna successivamente ad un terremoto.
- Il livello di danneggiamento negli elementi (dato dal livello di deformazione plastica nelle cerniere plastiche) è piccolo.
- Possono essere considerati altri obiettivi prestazionali (ad es., prevenzione del collasso) per valutare il comportamento strutturale.

Diagramma di flusso  
 Figura 3 – Box B.5 →  
 Termine del  
 progetto

## 8.8 Eventi eccezionali non identificati

### 8.8.1 Approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)

#### 8.8.1.1 Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo - metodo degli incatenamenti (SS/S)

 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo		1 di 3 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	II.1.1 / SS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: progetto per minacce non identificate di una struttura in acciaio in zona sismica utilizzando un approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)</b></p> <p>Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per le travi e le loro connessioni (incatenamenti orizzontali).</p> <p>Dovrebbero essere controllati anche gli incatenamenti verticali. Nonostante ciò, questa verifica non viene eseguita nell'ambito di questi esempi. Il controllo viene eseguito in W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/S);</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Definizione dei carichi di trazione</u></p>				Manuale progetto § 5.3.1  Manuale progetto § 8.2.  Eq. A1 e A2 da (EN 1991-1-7 2006)
				
<p>Figura 76. Tiranti orizzontali considerati per il metodo prescrittivo– SS/S</p>				
<p><u>Incatenamenti orizzontali</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Incatenamenti interni: <math>T_i = 0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)</math> o 75 kN, il maggiore tra i due valori</li> <li>Incatenamenti perimetrali: <math>T_p = 0.4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)</math> o 75 kN, il maggiore tra i due valori</li> </ul>				

Calcoli

- Travi interne secondarie incernierate (IPE550, nella direzione minore, vedere Figura 77 per la configurazione del giunto)

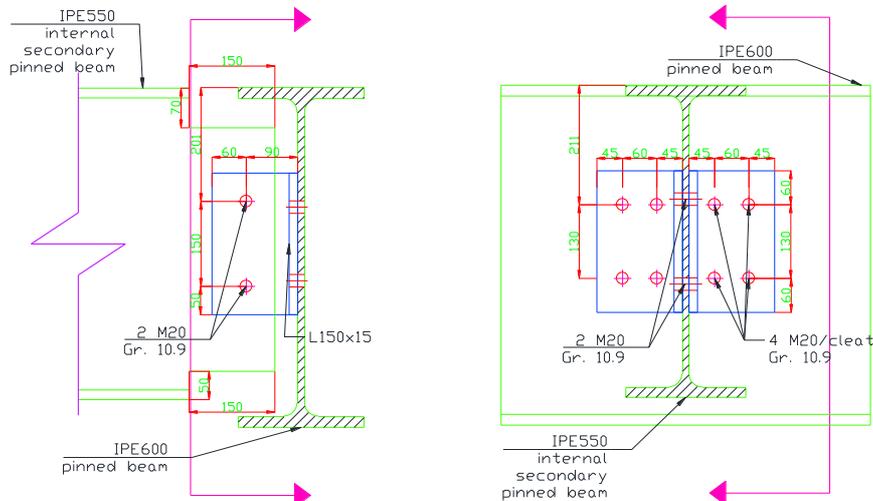


Figura 77. Configurazione del giunto incernierato per una trave secondaria

Spaziatura tra gli incatenamenti (travi secondarie)

$$s = 2.66 \text{ m}$$

Luce degli incatenamenti

$$L = 12 \text{ m}$$

Azione di trazione di progetto per gli incatenamenti interni

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}] = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12; 75 \text{ kN}] = 166 \text{ kN}$$

- Travi principali interne incernierate (IPE550, nella direzione lunga, vedere Figura 78 per la configurazione del giunto)

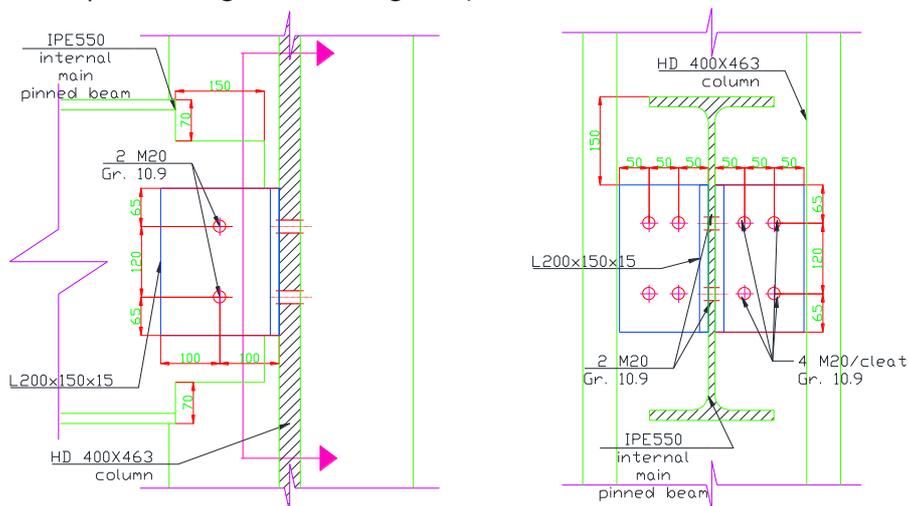


Figura 78. Configurazione del giunto incernierato per una trave principale

Spaziatura tra gli incatenamenti (travi principali)

$$s = 12 \text{ m}$$

Luce degli incatenamenti

$$L = 8 \text{ m}$$

Azione di trazione di progetto per gli incatenamenti interni

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8; 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$

**Risultati**

Le resistenze a taglio e i fattori di utilizzo (UFs) per le connessioni degli incatenamenti interni considerati sono presentati in Tabella 33.

Tabella 33. Verifiche sulle connessioni per le forze di trazione in accordo al metodo prescrittivo

Elemento	Forze di trazione (kN)	Resistenza a taglio (kN)	Modo di collasso	UF (-)
Travi secondarie interne incernierate	166	392	Rifollamento della trave secondaria	0.42
Travi principali interne incernierate	499.2	392	Bulloni della trave principale a taglio	<b>1.27</b>

**Nota:** La portata del collegamento in trazione alle estremità delle travi secondarie è stata verificata senza alcuna verifica alla trave principale. È necessario prestare attenzione poiché l'anima della trave principale può diventare il componente critico.

**Conclusioni**

Per le connessioni delle travi interne secondarie, il fattore di utilizzo (UF) di 0.42 si traduce in un progetto adeguato.

Per le connessioni delle travi interne principali, un UF di 1.27 identifica la necessità di una riprogettazione del giunto.

Di conseguenza, è stata aggiunta un'altra riga di bulloni (3 righe in totale). Questo determina un incremento della resistenza a taglio a **588 kN** a cui corrisponde un di **0.85** per la connessione – vedere Figura 79 per la configurazione finale del giunto.

Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto  
Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → C.2

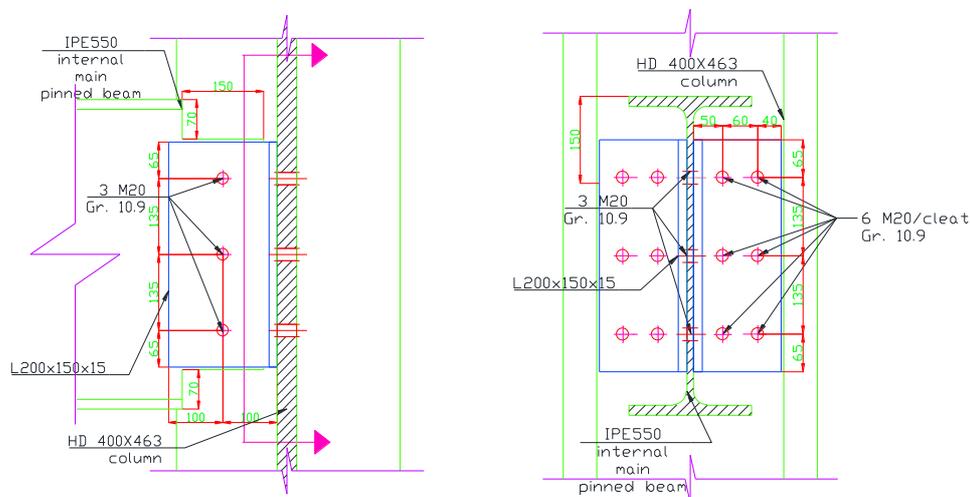


Figura 79. Nuova configurazione dei giunti della trave principale

8.8.1.2 Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo – metodo degli incatenamenti (CS/S)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo		1 di 2 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona sismica	Fatto da	UPT
	Documento ref.	II.1.2 / CS/S		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura composta in zona sismica utilizzando un approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)</b></p> <p>Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per le travi e le loro connessioni (incatenamenti orizzontali).</p> <p>Dovrebbe essere controllati anche gli incatenamenti verticali. Nonostante ciò, questa verifica non viene eseguita nell'ambito di questi esempi. Il controllo viene eseguito in W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/S);</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Definizione dei carichi di trazione</u></p> <p>La verifica è effettuata in modo simile al caso W.E. II.1.1 / SS/S per le travi principali. In aggiunta, è presa in considerazione l'armatura longitudinale nella larghezza efficace delle travi.</p> <p><u>Calcoli</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Travi interne principali incernierate</li> </ul> <p>Spaziatura tra gli incatenamenti (travi principali) <math>s = 12\text{ m}</math></p> <p>Luce degli incatenamenti <math>L = 8\text{ m}</math></p> <p>Forza di trazione di progetto per gli incatenamenti interni</p> $T_i = \max[0.8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L; 75\text{ kN}] = \max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8; 75\text{ kN}]$ $= 499.2\text{ kN}$ <p>La capacità assiale della connessione della trave principale è la somma della forza di trazione trasferita attraverso i bulloni e della forza di trazione trasferita attraverso l'armatura longitudinale nella larghezza efficace della soletta in cemento armato.</p>				<p>Manuale progetto § 5.3.1</p> <p>di</p> <p>Manuale progetto § 8.2.</p> <p>di</p>

Esempi applicativi II.1.1 / SS/S	Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo- metodo degli incatenamenti- CS/S	2 di 2 pagine
-------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------

<p><u>Risultati</u></p> <p><math>N_u = 392 \text{ kN} + 73 \text{ kN} = 465 &lt; T_i = 499.2 \text{ kN} \rightarrow</math> la connessione deve essere riprogettata.</p> <p>Come mostrato in Figura 79 <b>Erro! A origem da referência não foi encontrada.</b> per il precedente esempio di calcolo, adottando 3 bulloni M20 10.9 invece di 2, si ottiene:</p> <p><math>N_u^* = 661 \text{ kN} &gt; T_i = 499.2 \text{ kN}</math>, UF = 0.76</p> <p><u>Conclusioni</u></p> <p>Tutte le travi principali interne incernierate e le loro connessioni soddisfano la verifica per le forze di trazione di incatenamento richieste con modifiche limitate richieste nel progetto.</p> <p>Come già affermato in W.E. II.1.1 / SS/S, si può concludere che il progetto per i carichi gravitazionali può essere insufficiente per soddisfare i requisiti per le forze associate agli incatenamenti (forze di tying) in caso di grandi aree tributarie.</p>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.5 → Nuovo progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

8.8.1.3 *Progettazione per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo - metodo degli incatenamenti (SS/NS)*

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo		1 di 4 pagine																																			
	Struttura	Struttura di acciaio in zona non sismica	Fatto da	F+W																																			
	Documento ref.	Il.1.3 / SS/NS		Data: 06/2021																																			
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura di acciaio in zona non sismica utilizzando un approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)</b></p> <p>Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per le travi e le loro connessioni (Incatenamenti orizzontali e verticali).</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/NS);</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Definizione dei carichi di trazione</u></p> <p>In questo approccio, sono considerati solamente carichi di superficie. I carichi lineari (carichi sulla facciata) sono considerati trasformandoli in carichi di superficie per gli incatenamenti esterni.</p> <p><u>Calcolo</u></p> <p>Le forze relative agli incatenamenti orizzontali e verticali sono dettagliate nelle tabelle seguenti. Si noti che, in questa sede, solo gli elementi lungo i telai sono definiti come incatenamenti, in modo che i giunti trave-trave non siano soggetti a forze associate agli incatenamenti.</p> <p><i>Tabella 34. Forze di incatenamento orizzontali in accordo all'approccio prescrittivo– SS/NS</i></p>				Manuale progetto § 5.3.1	di																																		
				Manuale progetto § 8.2.	di																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">External tie</th> <th colspan="2">Internal tie</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s</td> <td>8 m</td> <td>s</td> <td>8 m</td> </tr> <tr> <td>L</td> <td>12 m</td> <td>L</td> <td>12 m</td> </tr> <tr> <td><math>\psi</math></td> <td>0,5</td> <td><math>\psi</math></td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math></td> <td>5 kN/m<sup>2</sup></td> <td><math>g_k</math></td> <td>5 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>q_k</math></td> <td>3 kN/m<sup>2</sup></td> <td><math>q_k</math></td> <td>3 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math> facade</td> <td>4 kN/m</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math> facade equ.</td> <td>0,5 kN/m<sup>2</sup></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><b><math>T_e</math></b></td> <td><b>268,8 kN</b></td> <td><b><math>T_i</math></b></td> <td><b>499,2 kN</b></td> </tr> </tbody> </table>		External tie		Internal tie		s	8 m	s	8 m	L	12 m	L	12 m	$\psi$	0,5	$\psi$	0,5	$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>	$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>	$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>	$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>	$g_k$ facade	4 kN/m			$g_k$ facade equ.	0,5 kN/m <sup>2</sup>			<b><math>T_e</math></b>	<b>268,8 kN</b>	<b><math>T_i</math></b>	<b>499,2 kN</b>		
External tie		Internal tie																																					
s	8 m	s	8 m																																				
L	12 m	L	12 m																																				
$\psi$	0,5	$\psi$	0,5																																				
$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>	$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>																																				
$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>	$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>																																				
$g_k$ facade	4 kN/m																																						
$g_k$ facade equ.	0,5 kN/m <sup>2</sup>																																						
<b><math>T_e</math></b>	<b>268,8 kN</b>	<b><math>T_i</math></b>	<b>499,2 kN</b>																																				

Tabella 35. Forze di incatenamento verticali in accordo all'approccio prescrittivo – SS/NS

External tie (HEB360)		Internal tie (HEM300)	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
$\psi$	0,5	$\psi$	0,5
$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>	$g_k$	5 kN/m <sup>2</sup>
$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>	$q_k$	3 kN/m <sup>2</sup>
$g_{IPE600}$	1,22 kN/m	$g_{IPE600}$	1,22 kN/m
$g_{IPE500}$	0,907 kN/m	$g_{IPE550}$	1,06 kN/m
$g_{IPE550}$	1,06 kN/m	$g_{HEM300}$	2,38 kN/m
$g_{HEB360}$	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
$g_k$ facade	4 kN/m		
<b><math>T_e</math></b>	<b>400,5 kN</b>	<b><math>T_i</math></b>	<b>694,2 kN</b>

#### Verifica della struttura

- Verifica degli elementi

Gli elementi che fungono da incatenamento devono essere controllati quando sottoposti alle forze di incatenamento che si presume vengano applicate da sole. Di conseguenza, questi elementi sono facilmente verificabili confrontando la loro resistenza assiale plastica  $N_{pl,Rd}$  alle forze di incatenamento  $T_e$  or  $T_i$ . Tutti gli elementi che fungono da incatenamento hanno una resistenza assiale plastica superiore alle forze richieste; i dettagli del calcolo non sono riportati in questa sede.

- Verifica dei giunti

La posizione dei giunti nella struttura è fornita in Figura 53. Le giunzioni delle colonne (Figura 80) sono caratterizzate utilizzando il metodo per componenti. Le verifiche del giunto fin plate (Figura 81) sono eseguite secondo (ECCS, 2009). I risultati sono riportati nella Tabella 36.

Come si può osservare nella Tabella 36, i giunti B1, B3, C2w, D3s, D3w e 3-3 non hanno una resistenza sufficiente per resistere alle forze di incatenamento secondo l'approccio prescrittivo.

Si noti che, per le configurazioni trave-colonna sull'asse debole su due lati il componente "anima di colonna in flessione" è considerato non attivato mentre questo componente viene preso in considerazione quando si caratterizzano le configurazioni trave-colonna ad asse debole su un solo lato.

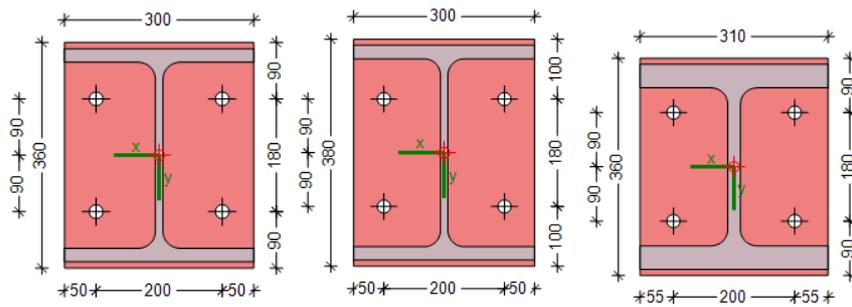


Figura 80. Giunti di continuità della colonna con 4xM20 (sinistra: 1-1, centro: 2-2, destra: 3-3) – 15 mm piastra di estremità di spessore 15 mm acciaio S355– bulloni 10.9– saldatura delle flange di 5 mm e saldatura sull’anima di 4 mm

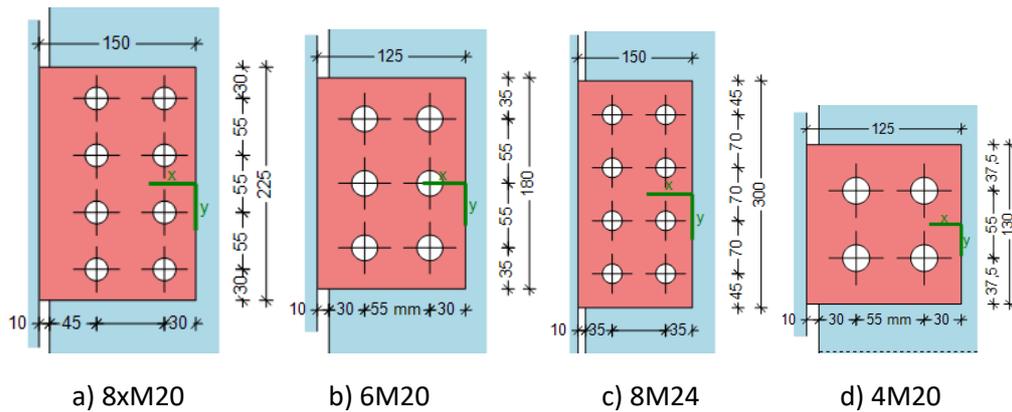


Figura 81. Giunti trave-colonna a piastra d’anima (a): A-1w, b) A1s, A2, B1, B3, c) C-2w, C-3w, d) D-3s, D-3w) – spessore della piastra 10 mm e acciaio S355– bulloni 10.9 – saldature per le piastre d’anima di 6 mm

Tabella 36. Verifica dei giunti for le forze d’incatenamento in accordo all’approccio prescrittivo

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza di incatenamento (kN)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2	268.8	Rifollamento della piastra	0.63
A1w	268.8	Anima della colonna in flessione	0.73
B1 / B3	499.2	Rifollamento della piastra	1.16
C2w	499.2	Anima della colonna in flessione	1.15
C3w	499.2	Rifollamento della piastra	0.67
D3s/D3w	499.2	Rifollamento anima della trave	2.02
D3w	90	Rifollamento anima della trave	0.88
1-1 / 2-2	400.5	Piastra di estremità in flessione	0.88
3-3	694.2	Piastra di estremità in flessione	1.31

Nuovo progetto della struttura

Il nuovo progetto dei giunti B1, B3, C2w, D3s, D3w, e 3-3 consiste in:

- B1/B3:** piccole modifiche della geometria della piastra d’anima;
- C2w :** aggiunta di una piastra saldata sull’anima della colonna;
- D3s/D3w :** aggiunta di 2 bulloni e modifica della geometria della piastra d’anima;

Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.5 → Box C.2

**3-3 :** bulloni M24 (invece di M20) e piastre di estremità da 20 mm invece di 15 mm.

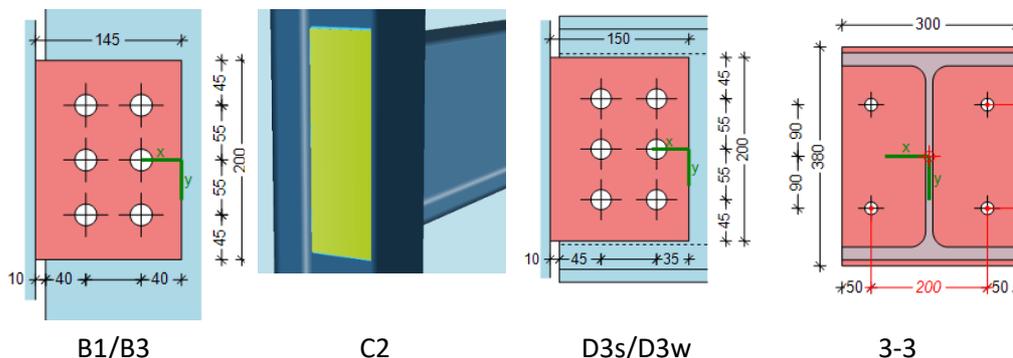


Figura 82. Nuovo progetto dei giunti per soddisfare la verifica delle forze di incatenamento in accordo all'approccio prescrittivo

I fattori di utilizzo aggiornati per questi giunti sono riassunti in Tabella 37.

Tabella 37. Verifica dei nuovi giunti per le forze di incatenamento in accordo all'approccio prescrittivo

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza di tying (kN)	Modalità di collasso	UF
B1 / B3	499.2	Piastra d'anima in trazione (area netta)	0.93
C2w	499.2	Anima della colonna in flessione	0.88
D3s/D3w	499.2	Anima della trave in trazione (area netta)	1.03
3-3	694.2	Piastra di estremità in flessione	0.83

La verifica dei giunti D3s/D3w non è soddisfatta per il 3%. Come di solito avviene nella pratica questo piccolo 'sforamento' è stato accettato. Una soluzione per soddisfare questo controllo potrebbe essere quella di sostituire i profili HEA300 con profili HEB300. Questo potrebbe determinare anche un miglioramento del comportamento post-critico in caso di perdita della colonna poiché i profili HEB300 S355 sono profili di classe 1 mentre i profili HEA300 sono di classe 3.

Diagramma di  
flusso Figura 3 –  
Box C.4 →  
Termine del  
progetto

8.8.1.4 Progetto per minacce non identificate usando l'approccio prescrittivo – metodo degli incatenamenti (CS/NS)

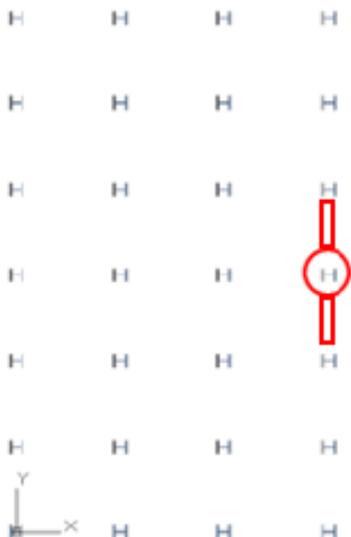
 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando un approccio prescrittivo		1 di 4 pagine	
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM	
	Documento ref.	II.1.4 / CS/NS		Data: 06/2021	
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate in una struttura composta in zona non sismica usando un approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)</b></p> <p>Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per travi e le loro connessioni (incatenamenti orizzontali).</p> <p>Dovrebbero essere controllati anche gli incatenamenti verticali. Nonostante ciò, questa verifica non viene eseguita nell'ambito di questo esempio. Il controllo è effettuato in W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Dati di base del progetto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/NS);</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Definizione del carico di trazione</u></p> <p>In questo esempio i calcoli sono fatti per le travi connesse alla colonna posizionata nel mezzo della facciata più lunga dell'edificio– vedere Figura 83.</p>				Manuale progetto § 5.3.1	di
				Manuale progetto § 8.2.	di
<p><u>Calcoli</u></p>				EN 1991-1-7 2006	

Figura 83. Travi considerate per il metodo prescrittivo – CS/NS

Per strutture intelaiate, le forze di trazione minime alle quali devono resistere gli incatenamenti orizzontali efficaci possono essere stimate utilizzando i seguenti calcoli:

- Incatenamenti orizzontali

Azioni permanenti  $g_k = 5 \frac{kN}{m^2}$

Azioni variabili  $q_k = 3 \frac{kN}{m^2}$

Fattore per carico del solaio adibito ad uffici  $\Psi = 0.5$

Spaziatura tra gli incatenamenti (travi principali)  $s = 12 m$

Luce degli incatenamenti  $L = 8 m$

Forza di trazione di progetto per incatenamenti interni

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 499.2 kN$$

Forza di trazione di progetto per incatenamenti perimetrali

$$T_p = \max[0.4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$$

$$= \max[0.4 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 249.6 kN$$

Area della sezione: travi interne (IP360)  $A_{s,i} = 7270 mm^2$

Area della sezione: travi perimetrali (IP450)  $A_{s,p} = 9880 mm^2$

Resistenza plastica delle travi interne  $N_{pl,i} = A_{s,i} \cdot f_y = 7270 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 2581 kN$

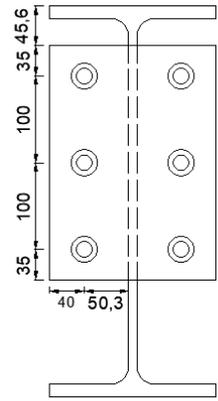
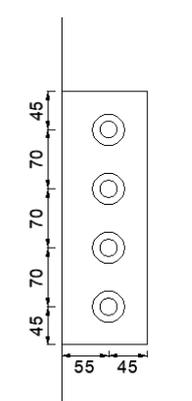
Resistenza plastica delle travi perimetrali  $N_{pl,p} = A_{s,p} \cdot f_y = 9880 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 3507.4 kN$

Verifica sul fattore di utilizzo – Travi interne  $U_i = \frac{T_i}{N_{pl,i}} = \frac{499.2}{2581} = 0.19$

Verifica sul fattore di utilizzo – Travi perimetrali  $U_p = \frac{T_p}{N_{pl,p}} = \frac{249.6}{3507.4} = 0.07$

I calcoli mostrano che le travi sono in grado di sostenere lo sforzo di trazione definito dalle normative.

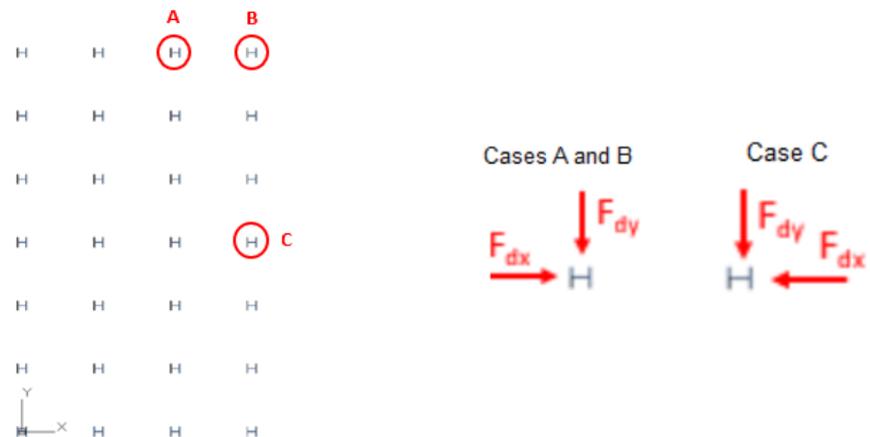
I giunti alle estremità delle travi devono essere in grado di resistere alle forze di trazione calcolate precedentemente. Due differenti soluzioni di giunti sono state considerate per le connessioni trave-colonna: giunti a piastra d'estremità tipo header plate e a piastra d'anima.

Header plate	Tipo di bulloni:	Piastra d'anima	Tipo di bulloni:
	<p>M16 Gr.8.8 (6 bulloni)</p> <p>Piastra:</p> <p>Spessore <math>t_p = 10mm</math>  Altezza <math>h_p = 270mm</math>  Larghezza <math>b_p = 190mm</math></p> <p>Saldatura <math>a_w = 2X6mm</math></p>		<p>M20 Gr.8.8 (4 bulloni)</p> <p>Piastra:</p> <p>Spessore <math>t_p = 10mm</math>  Altezza <math>h_p = 300mm</math>  Larghezza <math>b_p = 100mm</math></p> <p>Saldatura <math>a_w = 2X6mm</math></p>
<p>La verifica delle connessioni appena menzionate è stata fatta in accordo all'allegato A.5.</p>			
Bulloni in trazione	$N_{u1} = 602.88 kN$	Bulloni a taglio	$N_{u1} = 376.32 kN$
Header Plate in flessione	$N_{u2} = 271.17 kN$	Piastra d'anima in flessione	$N_{u2} = 512.73 kN$
Elemento di supporto in trazione	$N_{u3} = 383.08 kN$	Piastra d'anima in trazione: area lorda	$N_{u2} = 1128.00 kN$
Anima della trave in trazione	$N_{u4} = 954.29 kN$	Piastra d'anima in trazione: area netta	$N_{u4} = 717.41 kN$
Resistenza a trazione del giunto	$N_u = 271.17 kN$	Rifollamento dell'anima della trave	$N_{u5} = 481.96 kN$
		Anima della trave in trazione: area lorda	$N_{u6} = 1060.32 kN$
		Anima della trave in trazione: area netta	$N_{u7} = 674.36 N$
		Elemento di supporto in flessione	$N_{u8} = 350.99 N$
		Resistenza a trazione del giunto	$N_u = 350.99 kN$
<b><u>Risultati</u></b>			
Verifica sul fattore di utilizzazione	$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.92$	Verifica sul fattore di utilizzazione	$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.71$

<p><u>Conclusioni</u></p> <p>I calcoli mostrano che le travi sono in grado di sostenere lo sforzo di trazione definito dalle normative.</p> <p>Si può osservare che i giunti sono stati calcolati assumendo connessioni incernierate, ovvero trascurando le possibili azioni composte che si potrebbero sviluppare a livello dei giunti. Questo approccio è considerato sicuro se la duttilità è garantita, come in questo caso. Infatti, le armature a livello dei giunti possono fungere da elementi di collegamento se la disposizione delle armature è continua su tutto il piano dell'edificio e il loro contributo potrebbe essere poi semplicemente aggiunto alla resistenza del giunto.</p> <p><i>Tabella 38. Verifica dei giunti in accordo al metodo degli incatenamenti- CS/NS</i></p> <table border="1" data-bbox="220 734 1220 972"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>ULS UF</th> <th>Incatenamenti UF</th> <th>Osservazioni</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Header Plate</td> <td>0.73</td> <td>0.92</td> <td>Gruppo di bulloni / Header plate in flessione</td> </tr> <tr> <td>Piastra d'anima</td> <td>0.71</td> <td>0.71</td> <td>Gruppo di bulloni / Membratura di supporto in flessione</td> </tr> </tbody> </table> <p>Da quanto esposto in Tabella 38, è possibile concludere come in questo esempio, l'utilizzo di una connessione mirata per un progetto di base con un'utilità del 70%, sia un approccio adeguato quando si esegue la progettazione preliminare in conformità con i requisiti degli incatenamenti.</p>	Tipo	ULS UF	Incatenamenti UF	Osservazioni	Header Plate	0.73	0.92	Gruppo di bulloni / Header plate in flessione	Piastra d'anima	0.71	0.71	Gruppo di bulloni / Membratura di supporto in flessione	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto</p>
Tipo	ULS UF	Incatenamenti UF	Osservazioni										
Header Plate	0.73	0.92	Gruppo di bulloni / Header plate in flessione										
Piastra d'anima	0.71	0.71	Gruppo di bulloni / Membratura di supporto in flessione										

## 8.8.2 Metodo degli elementi chiave

### 8.8.2.1 Progetto per minacce non identificate usando il metodo degli elementi chiave – approccio normativo (CS/NS)

 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando il metodo degli elementi chiave - approccio normativo		1 di 4 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM
	Documento ref.	Il.2.1 / CS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate in una struttura composta in zona non sismica usando il metodo degli elementi chiave – approccio normativo</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate usando il metodo degli elementi chiave.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/NS);</li> <li>Carico eccezionale <math>A_d</math> (vedere sezione seguente).</li> </ul> <p><u>Combinazione dei carichi per situazione di progetto eccezionali</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_d$ <p><u>Definizione di elementi chiave</u></p> <p>In questo esempio, sono identificate come elementi chiave un gruppo di colonne (A, B e C). In accordo a (EN 1991-1-7 2006), il valore delle azioni eccezionali di progetto per verificare gli elementi chiave è pari a <math>34 \text{ kN/m}^2</math> applicati in ogni direzione (individualmente). La Figura 84 presenta le colonne che sono state verificate usando il metodo degli elementi chiave.</p>				Manuale progetto § 5.4  Manuale progetto § 8.2.  EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b  (EN 1991-1-7 2006)
				
<p>Figura 84. Colonne considerate per essere verificate usando il metodo degli elementi chiave – CS/NS</p>				

Calcolo

Azione eccezionale  $A_d = 34 \frac{kN}{m^2}$

Lunghezza della colonna  $l_c = 4 m$

Altezza della sezione della  
colonna (Acciaio;  
Composte)  $h_c = (364; 450) mm$

Larghezza della sezione  
della colonna (Acciaio,  
Composta)  $b_c = (371; 450) mm$

Larghezza della parete di  
fronte alla colonna  $w_p = 5 m$

Carico puntuale (larghezza  
della parete)  $F_p = A_d \cdot w_p \cdot l_c = 34 \times 5 \times 4 = 680 kN$

Carico puntuale (altezza  
della sezione) (Acciaio;  
Composta)  $F_{s,h} = A_d \cdot h_c \cdot l_c = (34 \times 364 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (49.5 ; 61.2) kN$

Carico puntuale (larghezza  
della sezione) (Acciaio;  
Composta)  $F_{s,w} = A_d \cdot w_c \cdot l_c = (34 \times 371 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (50.46 ; 61.2) kN$

Ipotesi poichè  
questo valore non  
è stabilito nella EN  
1991-1-7

Tabella 39. Carichi eccezionali usati per gli elementi chiave– Colonne di acciaio – CS/NS

Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
A.1	50.46	0
B.1	50.46	0
C.1	680	0

Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	49.5

Tabella 40. Carichi eccezionali usati per gli elementi chiave – Colonne composte – CS/NS

Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
A.1	61.2	0
B.1	61.2	0
C.1	680	0

Caso	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	61.2

Analisi strutturale

I carichi puntuali presentati in Tabella 39 sono applicati direttamente come carichi orizzontali nel modello SCIA® (modello colonne in acciaio) a metà altezza di ogni colonna assunta quale elemento chiave (colonne A, B e C) lungo entrambi gli assi singolarmente, considerando la combinazione di carichi eccezionali. Ciò costituisce un approccio a favore di sicurezza; un'alternativa poteva essere quella di tenere maggiormente conto dell'effettiva redistribuzione del carico orizzontale dalla parete alla colonna quando si

ipotizza che  $A_d$  sia applicato alla parete o di considerare  $A_d$  come un carico lineare applicato lungo l'altezza della colonna nell'altra direzione.

Per quanto riguarda le colonne composte, l'approccio è stato simile all'analisi fatte per l'urto (W.E. I.1.4 / CS/NS), utilizzando i carichi precedenti e il software A3C®.

### Risultati

Tabella 41. Fattori di utilizzo (UFs) e spostamento per le colonne di acciaio – elementi chiave – CS/NS

Casi	Sezione	Carichi		Vincolo inferiore	UF (-)		Spostamento laterale* S355 (mm)
		$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)		S355	S460	
A.1	HD 360x162	50.46	0	Incastro	0.39	0.28	0.7
				Cerniera	0.39	0.28	0.8
A.2	HD 360x162	0	680	Incastro	1.03	0.82	-
				Cerniera	1.25	1.00	-
B.1	HD 360x162	50.46	0	Incastro	0.22	0.16	0.7
				Cerniera	0.23	0.17	0.8
B.2	HD 360x162	0	680	Incastro	0.95	0.75	9.1
				Cerniera	1.14	0.92	-
C.1	HD 360x162	680	0	Incastro	0.68	0.54	5.0
				Cerniera	0.83	0.65	8.1
C.2	HD 360x162	0	49.5	Incastro	0.40	0.29	1.4
				Cerniera	0.42	0.31	1.4

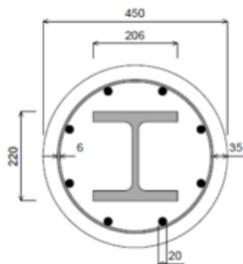
\* Lo spostamento laterale è riportato per completezza di informazioni poiché la verifica sullo spostamento non è richiesta in questa sede.

Tabella 42. Fattori di utilizzo (UFs) per le colonne composte – elementi chiave – CS/NS

Casi	Carichi		Vincoli superiore e inferiore	UF (-) S355
	$F_{dx}$ (kN)	$F_{dy}$ (kN)		
A.1	61.2	0	Cerniera	0.42
A.2	0	680	Cerniera	2.29
B.1	61.2	0	Cerniera	0.24
B.2	0	680	Cerniera	1.84
C.1	680	0	Cerniera	1.34
C.2	0	61.2	Cerniera	0.40

Dettagli delle colonne composte:

- Sezione di acciaio - HE200M
- Classe di calcestruzzo – C30/37
- Barre (A500) –  $\phi 20$  mm /  $\phi 6$  mm



Esempi applicativi II.2.1 / CS/NS	Progetto per minacce non identificate utilizzando il metodo degli elementi chiave – approccio normativo– CS/NS	4 di 4 pagine
--------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------

<p><u>Conclusioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Colonne di acciaio standard</b></li> </ul> <p>I risultati presentati in Tabella 41 mostrano che, per le colonne di acciaio nell'ipotesi di vincoli agli estremi di incastro, la resistenza non supera la tensione di snervamento (il valore di 1.03 può essere considerato ammissibile).</p> <p>Comunque, nell'ipotesi di vincoli di supporto per i casi A.2 e B.2 questo limite è superato.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Colonne composte acciaio-calcestruzzo</b></li> </ul> <p>Per quanto riguarda le colonne composte, come presentato nella Tabella 42, i fattori di utilizzo sono notevolmente più elevati come spiegato in precedenza per l'analisi associata agli urti (W.E. I.1.4 / CS/NS).</p> <p>Nel complesso si conclude che, per colonne in acciaio non composte, il progetto standard è compatibile con i carichi sviluppati, quando il collegamento inferiore della colonna è incastrato. Le colonne composte mostrano tuttavia risultati peggiori poiché il principale contributo alla resistenza viene dall'elemento in acciaio che è sostanzialmente di minori dimensioni rispetto a quello ottenuto con il progetto standard in acciaio.</p> <p>Come mostrato in precedenza, il principale miglioramento che si può ottenere deriva dal cambio del tipo di acciaio scegliendo un acciaio S460; così facendo i fattori di utilizzo delle colonne risultano tutti inferiori o uguali a 1.0 per le sezioni standard in acciaio.</p> <p>Al fine di migliorare la risposta dell'elemento chiave all'azione <math>A_d</math>, potrebbero essere implementate una serie di altre modifiche come:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumentare le dimensioni delle sezioni;</li> <li>• Progettare considerando condizioni al contorno più vantaggiose per i giunti.</li> <li>• Una combinazione delle soluzioni precedenti potrebbe essere contemplata per le colonne composte.</li> </ul>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.2 → Nuovo progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.2 → Nuovo progetto</p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

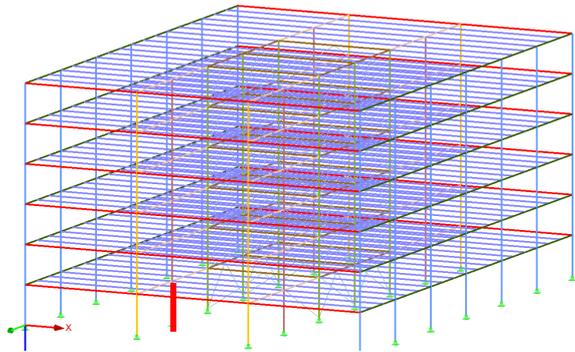
### 8.8.3 Metodo della segmentazione

#### 8.8.3.1 Progetto per minacce non identificate usando il metodo della segmentazione (SS/NS)

 Esempi applicativi	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando il metodo della segmentazione			1 di 1 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona non simica	Fatto da	F+W	Data: 06/2021
	Documento ref.	Il.3.1 / SS/NS			
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura di acciaio in zona non sismica usando la segmentazione</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate usando il metodo della segmentazione.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Osservazioni</u></p> <p>Il metodo della segmentazione (bordi di segmento debole, bordi di segmento forte) può essere utilizzato da solo o in combinazione con altre misure (ad es., rinforzo locale) o altri metodi (es. ALPM). Quando i risultati del metodo ALPM indicano la necessità di una riprogettazione, il metodo della segmentazione può essere utilizzato come soluzione alternativa per limitare l'estensione del danno.</p> <p>Nel caso di edificio basso considerato in questa sede, potrebbe essere scelta una strategia di segmentazione con bordo di segmento debole. Come sarà evidenziato dai risultati di entrambi gli approcci analitici e numerici, i giunti incernierati a piastra d'anima progettati per gli SLU non sono in grado di sopportare le grandi forze di trazione associate agli effetti membranali quando si considera uno scenario di perdita di colonna. In pratica, questi giunti fungono da "fusibili" in caso di collasso di una colonna, e il collasso sarà limitato alla zona direttamente interessata dal collasso della colonna (limitazione orizzontale del danno). Se la risposta dei giunti è duttile, svilupperanno grandi deformazioni prima del collasso, prevenendo così un improvviso cedimento fragile</p>					<p>Manuale di progetto § 5.5</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4</p>

## 8.8.4 Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

### 8.8.4.1 Progetto per minacce non identificate usano il metodo ALPM – approccio analitico (SS/NS)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando ALPM – approccio analitico		1 di 12 pagine
	Struttura	Struttura di acciaio in zona non simica	Fatto da	F+W
	Documento ref.	II.4.1 / SS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate in una struttura di acciaio in zona non sismica usando il metodo del percorso alternativo del carico – approccio analitico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate utilizzando l'approccio analitico del ALPM.</p> <p><u>Dati di base del progetto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto accidentali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/NS).</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> <p>La combinazione delle azioni è:</p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definizione degli scenari di collasso di una colonna</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Scenario 1 – Rimozione della colonna in posizione B2</li> </ul>				<p>Manuale di progetto § 5.3.2</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p><i>Figura 85. Posizione della colonna collassata (colonna B2)</i></p>				
<p><b>Elementi oggetto di investigazione</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Trave B1/B3 – IPE550</li> <li>Trave C2w/C3w – IPE600</li> </ul> <p><b>Assunzioni per i giunti</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Soluzione 1: giunti a cerniera</li> <li>Soluzione 2: giunti a parziale ripristino di resistenza</li> </ul>				

### Calcoli

Il metodo applicato è l'approccio semplificato analitico per strutture con diaframmi orizzontali presentata nel paragrafo 5.3.2.

- **Soluzione 1 – metodo degli incatenamenti per giunti a cerniera (paragrafo 5.3.2.2)**

La procedura consiste nel risolvere un sistema di 4 equazioni come mostrato in Figura 86.

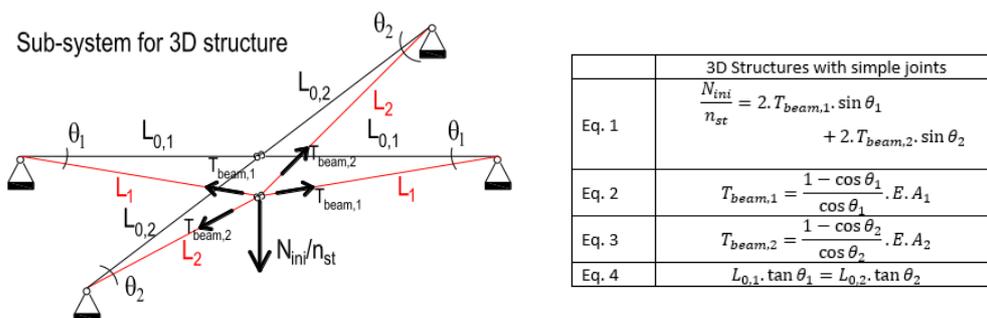


Figura 86. Sistema di equazioni per l'approccio analitico per giunti a cerniera

La trave con indice 1 è una IPE550, mentre la trave con indice 2 è una IPE600. La forza iniziale nella colonna  $N_{ini}$  è ricavata dall'approccio numerico considerando la combinazione di carico eccezionale.

Tabella 43. Parametri di input per l'approccio analitico con giunti a cerniera – SS/NS

$N_{ini}$	$n_{st}$	$E$	$A_1$	$L_{0,1}$	$A_2$	$L_{0,2}$
4078.51 kN	6	210000 MPa	134 cm <sup>2</sup>	12 m	156 cm <sup>2</sup>	8 m

Rielaborando il sistema di equazioni e incorporando i valori della Tabella 43, la prima equazione può essere scritta per  $x = \theta_2$  come segue:

$$17866.67 \tan(x) (1 - \cos(\tan^{-1}(0.67 \tan(x)))) + 31200 \tan(x) (1 - \cos(x)) - 3.24 = 0$$

La soluzione di questa equazione è  $x = \theta_2 = 0.05485$  rad. I risultati per queste quattro incognite sono sintetizzati in Tabella 44.

Tabella 44. Soluzione del sistema di equazioni per l'approccio analitico per lo scenario 1 – SS/NS

$\theta_1$	$\theta_2$	$T_{beam,1}$ - IPE550	$T_{beam,2}$ - IPE600
0.03659 rad	0.05485 rad	1884 kN	4934 kN

### Osservazioni

- Rispetto all'approccio numerico – W.E. II.4.5 SS/NS, i risultati ottenuti sono superiori di circa l'8% (1741 kN per la trave IPE550 e 4565 kN per la trave IPE600). Tuttavia, è noto che l'approccio analitico sovrastima le forze di trazione: l'ordine di grandezza è coerente e convalida le forze di trazione ottenute con l'approccio numerico.

- I risultati indicano che è necessaria una riprogettazione della struttura per la robustezza poiché i giunti non sono in grado di sostenere carichi così significativi (vedi W.E. II.1.3 / SS/NS).
- **Soluzione 2 – approccio alternativo con giunti a parziale ripristino di resistenza**

Come affermato in W.E. II.4.5 / SS/NS, i giunti a parziale ripristino di resistenza possono essere una buona alternativa ai giunti a cerniera per aumentare la robustezza della struttura. Per indagare su questo, i principali giunti trave-colonna saranno sostituiti da giunti a piastra d'estremità di altezza pari a quella della trave (flush end-plate). Tutti questi giunti sono realizzati con bulloni M24 10.9 e piastre terminali aventi spessore 15 mm, come mostrato nella Figura 87.

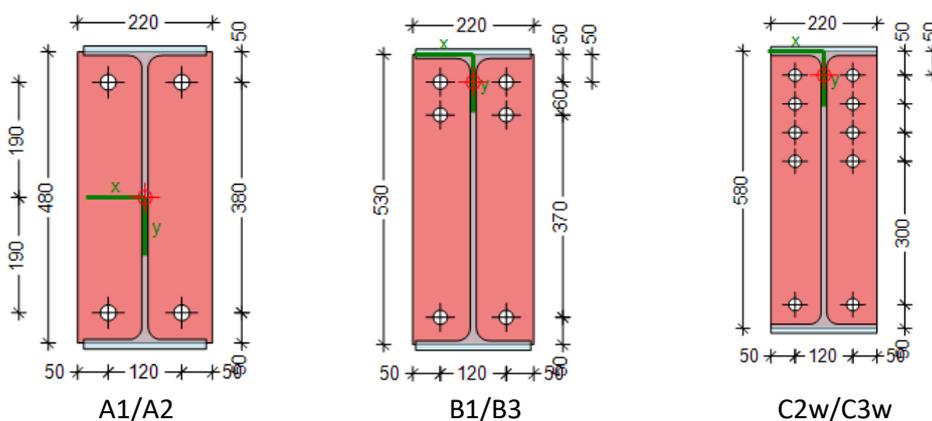


Figura 87. Giunto alternativo a parziale ripristino di resistenza con piastra d'estremità tipo flush end-plate per l'approccio analitico

Questi giunti semi-rigidi sono stati progettati per resistere agli SLU alle forze di taglio e alle possibili interazioni N-V nei bulloni. Si noti che per i giunti trave-colonna bullonati sull'asse debole della colonna (attraverso l'anima della colonna), è necessario inserire una componente saldata per ricostruire un giunto tipo "asse forte", come mostrato in Figura 88.

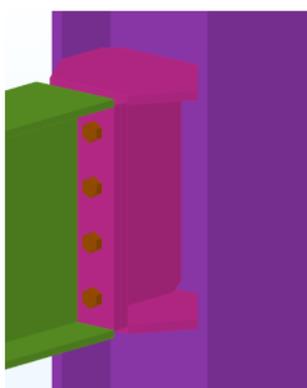


Figura 88. Componente saldata sull'asse debole del giunto tipo flush end-plate (distribuzione dei bulloni non rappresentativa)

Il metodo analitico semplificato per giunti a parziale ripristino di resistenza considera i seguenti effetti (vedere paragrafo 5.3.2.3):

- Contributo del meccanismo plastico delle travi;
- Contributo della soletta;

- Contributo degli effetti ad arco.

Se la somma di questi contributi non è sufficiente, si sviluppano deformazioni maggiori e gli effetti di catenaria nelle travi vengono attivati in modo simile al caso con i giunti semplici. Poiché ciò richiede una maggiore capacità di rotazione nei giunti, il progetto nei confronti della robustezza verrà eseguito alternativamente ottimizzando i tre contributi sopra menzionati in modo che non si verifichino effetti membranali.

- Contributo della soletta

La sezione trasversale e le proprietà della soletta sono sintetizzate in Figura 89 e Tabella 45.

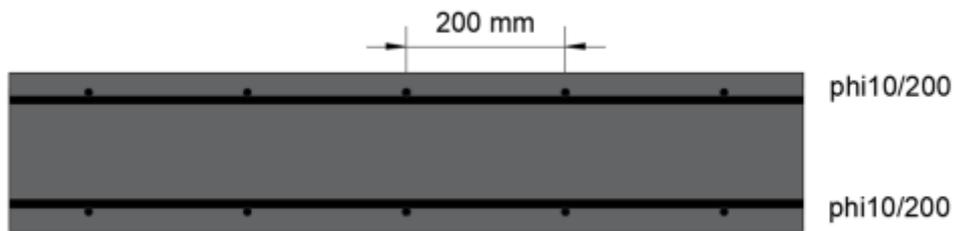


Figura 89. Sezione trasversale della soletta in calcestruzzo

Tabella 45. Proprietà della soletta in calcestruzzo

Classe	t	c	Acciaio	$A_{sx}$ (superiore /inferiore)	$A_{sy}$ (superiore /inferiore)	$M_{Rd}$ (positivo/negativo)	Modalità di collasso
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3.93 cm <sup>2</sup> /m	3.93 cm <sup>2</sup> /m	26.9 kNm	Snervamento dell'armatura

La soletta è progettata per soddisfare i requisiti agli SLS/SLU. L'armatura in acciaio è definita in accordo all'armatura costruttiva minima secondo DIN EN 1992-1 Cap. 9.

Per lo scenario di collasso della colonna considerato, lo schema statico utilizzato per la soletta in calcestruzzo è illustrato in Figura 90. Come si osserva non si tiene in conto di eventuali vincoli provenienti dalle travi interne.

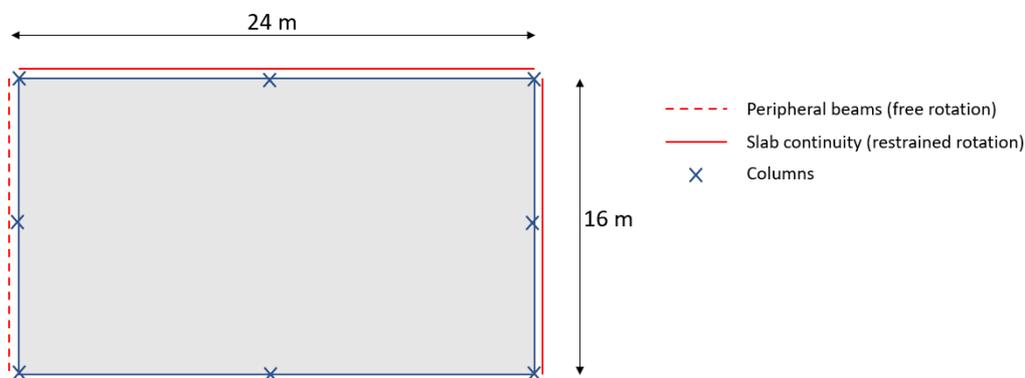


Figura 90. Schema statico per la soletta in calcestruzzo dopo il collasso della colonna

Il carico eccezionale ( $1 \times G + 0.5 \times Q$ ) di  $6.5 \text{ kN/m}^2$  (trascurando i carichi della facciata) determina elevati momenti flettenti per i quali la soletta non è stata progettata, vedere Figura 91.

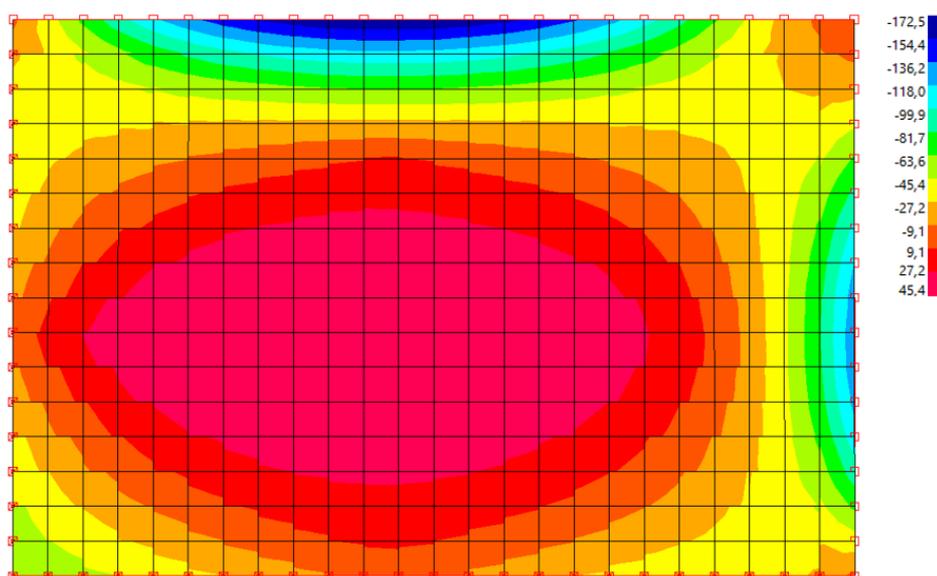


Figura 91. Momenti flettenti nella soletta in calcestruzzo dopo la perdita della colonna ( $M_{Ed} = -172.5 \text{ kNm}$ )

Di conseguenza, la soletta in calcestruzzo non è sufficiente da sola a garantire la robustezza della struttura. Tuttavia, insieme agli altri effetti sopra elencati, la soletta può comunque contribuire alla robustezza. Questo contributo è espresso attraverso la forza nel punto verticale  $P_{slab}$  (in corrispondenza del punto dove la colonna crolla) necessaria per lo sviluppo di un meccanismo plastico. Poiché la modalità di rottura della soletta è duttile (snervamento dell'armatura in acciaio), la soletta sarà in grado di conservare il momento plastico lungo le linee plastiche.

Il meccanismo plastico è ottenuto utilizzando il metodo di Johansen. Sono stati studiati due meccanismi di collasso: uno non circolare e uno circolare. Entrambi sono illustrati nelle figure seguenti.

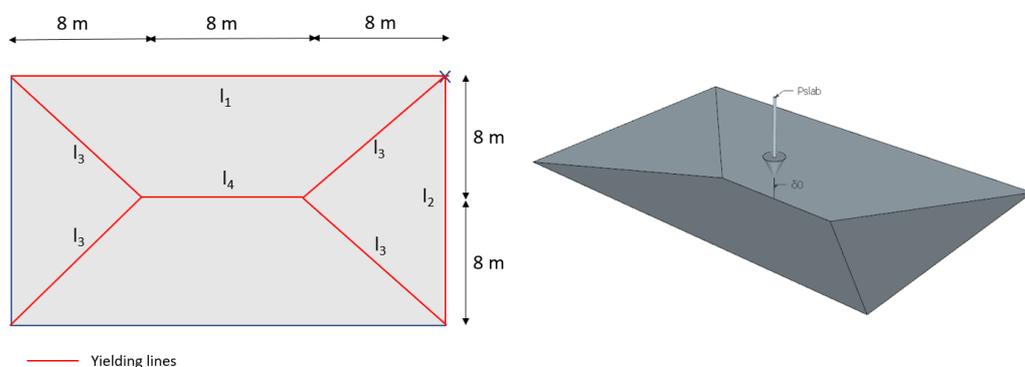


Figura 92. Meccanismo di collasso plastico non circolare

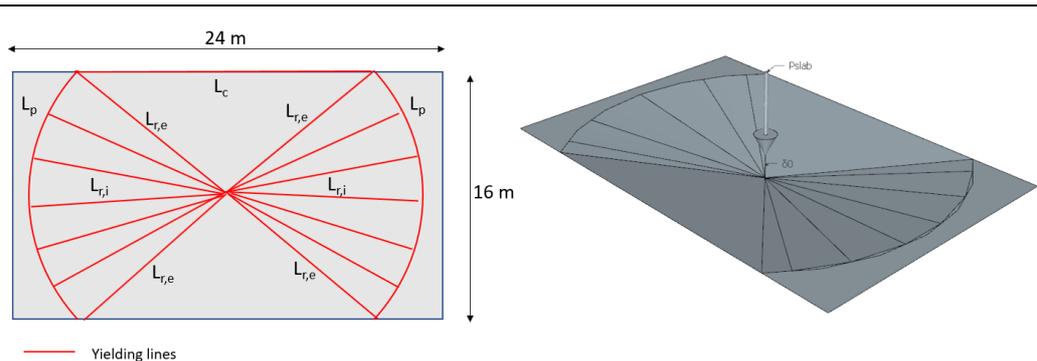


Figura 93. Meccanismo di collasso plastico circolare

Utilizzando il principio dei lavori virtuali, si ottengono le seguenti forze:

- Meccanismo con-circolare: 313.6 kN
- Meccanismo circolare: 330.4 kN

Il valore di  $N_{pl,slab}$  è dato dal minimo dei due valori così ottenuti, cioè 313.6 kN.

Maggiori dettagli riguardo alla derivazione di questi valori dal meccanismo plastico possono essere trovati nei calcoli dettagliati e in (Vermeylen, 2021).

- Contributo dovuto al meccanismo delle travi di acciaio

A causa dell'uso di giunti a parziale ripristino di resistenza, può essere calcolata la forza verticale associata allo sviluppo del meccanismo plastico di trave dovuto allo sviluppo di cerniere plastiche nei giunti.

Poichè i giunti in entrambe le direzioni sono giunti a parziale ripristino di resistenza, questa forza è data dalla seguente equazione (adattata dalla versione 1D), vedere Figura 94 per il meccanismo illustrato.

$$N_{pl} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,1}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,1}^+}{L_{0,1}} + \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,2}^+}{L_{0,2}}$$

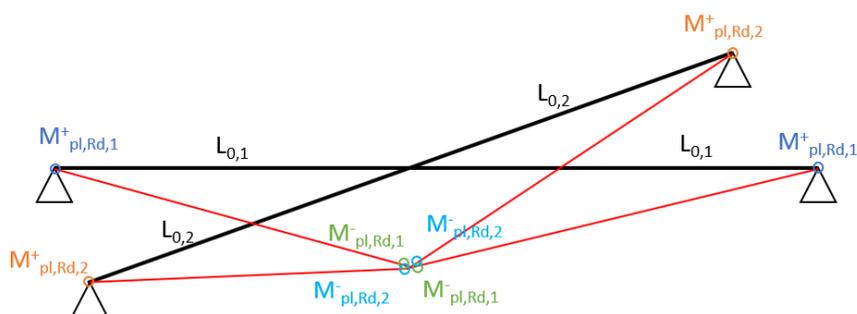


Figura 94. Meccanismo plastico di trave relativo alle travi con giunti a parziale ripristino di resistenza

I momenti resistenti positivi e negativi dei giunti sono riportati in Tabella 46.

Tabella 46. Momenti resistenti dei giunti a parziale ripristino di resistenza

Giunto B1/B3		Giunto C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (positivo)
306.1 kNm	224.7 kNm	416.6 kNm	305.6 kNm

**Note:** il segno del momento flettente è assunto in accordo alle convenzioni di segno tedesche.

Sulla base di questi valori, si ottiene una forza  $N_{pl}$  pari a 269 kN.

- Contributo dell'effetto arco

In analogia alla sezione precedente, è calcolato il carico concentrato verticale  $N_{arch}$  necessario per attivare l'effetto arco.

Gli effetti ad arco si attivano se, una volta che il meccanismo visto precedentemente si è sviluppato, non governa la resistenza a compressione di una componente attivata del sistema, in altre parole se il meccanismo di collasso del sistema di piano non è associato ad una componente in compressione (ad es. giunto e una trave). In queste condizioni, si può attivare l'effetto arco delle travi della parte direttamente interessata non appena si è formato un meccanismo plastico. La seguente tabella riassume i meccanismi di collasso dei giunti interessati.

Tabella 47. Meccanismi di collasso dei giunti a parziale ripristino di resistenza

Giunto	Positivo / negative	Modalità di collasso
B1/B3	negativo (+)	Anima della colonna in compressione
B1/B3	positivo (-)	Anima della colonna in compressione
C2/C3	negativo (+)	Anima della colonna in compressione
C2/C3	positivo (-)	Anima della colonna in compressione

Poiché tutti i giunti collassano in compressione, non può attivarsi l'effetto arco, quindi  $N_{arch} = 0$  kN.

#### Verifica della struttura con giunti a parziale ripristino di resistenza

I contributi della soletta, del meccanismo di trave e l'effetto arco possono essere cumulati poiché la loro attivazione richiede limitate capacità deformative. La resistenza totale è quindi:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN}$$

L'azione verticale applicata quando la colonna viene persa è uguale alla forza assiale verticale nelle colonne interne ed è stata stimata pari a 694,2 kN. Poiché la somma delle resistenze di tutti i suddetti contributi è inferiore alla forza assiale verticale, la struttura non può essere considerata robusta.

Ciò significa che si svilupperanno spostamenti verticali significativi della parte direttamente interessata con la comparsa di forze membranali  $N_{membrane}$  nelle travi.

Queste forze membranali non sono cumulabili con i contributi provenienti dalla soletta e dagli effetti arco poiché questi scompaiono una volta raggiunte grandi deformazioni.

Il contributo  $N_{membrane}$  richiede l'adozione di metodi di progettazione avanzati dovuti all'interazione M-N nei giunti. Questo contributo richiederebbe notevoli capacità deformative a livello dei giunti a parziale ripristino di resistenza. In tale situazione, i livelli di capacità di deformazione richiesti non sono raggiungibili nella maggior parte dei casi, per cui questo contributo non sarà valutato in questa sede.

Come già detto in precedenza, sono necessari giunti duttili (modi di rottura del giunto duttile) per soddisfare l'ipotesi di cerniere plastiche che si formano a livello dei giunti. La modalità di rottura dei giunti è in questo caso l'anima della colonna in compressione a seguito di momenti flettenti. Poiché questo componente non è considerato duttile, questi giunti devono essere riprogettati. Questo sarà valutato con la riprogettazione per la robustezza nella parte successiva.

- Riprogettazione della struttura con giunti a parziale ripristino di resistenza

Prima di eseguire la riprogettazione, va notato che, in modo coerente, l'uso di giunti semirigidi modificherebbe la distribuzione delle forze interne nella struttura. Sono attese agli SLS deformazioni minori e quindi potrebbero essere utilizzate travi con sezioni trasversali minori. Analogamente ci si può attendere momenti flettenti maggiori nelle colonne determinando, per le colonne, l'uso di profili di maggiori dimensioni. Tuttavia, per gli edifici normali, le sezioni trasversali delle colonne non devono essere aggiornate a causa del vincolo aggiuntivo derivante dalle rigidità del giunto trave-colonna. Nell'ambito di questo esempio, la struttura in acciaio è stata mantenuta così come progettata (progettata con forze interne con giunti a cerniera). Modellare giunti semirigidi come cerniere è ancora un presupposto valido e sicuro se questi giunti hanno una sufficiente duttilità e capacità di rotazione.

Ci sono diversi modi per raggiungere i requisiti di robustezza, quali:

- Modificare il progetto della soletta per aumentare il contributo del meccanismo della soletta;
- Rinforzare i giunti in una o entrambe le direzioni per aumentare il contributo del meccanismo trave;
- Rinforzare i componenti di compressione per attivare l'effetto arco.

Al fine di mostrare in pratica il contributo dell'effetto arco, si è scelto di modificare i giunti C2/C3 come mostrato in Figura 95.

I cambi fatti sono i seguenti:

- Irrigidimenti nella colonna (stesso spessore delle flange della trave);
- Irrigidimenti nell'anima;
- Modificata la configurazione dei bulloni;
- Saldature con le ali modificate da 6 a 7 mm

Gli irrigidimenti della colonna e dell'anima sono necessari per attivare l'effetto arco (vedi sotto). Si noti che per prendere in considerazione le piastre d'anima nella verifica del giunto devono essere soddisfatte le regole specifiche della EN 1993-1-8. Poiché i momenti flettenti negativi e positivi giocano un ruolo nel meccanismo della

trave e nell'effetto arco, la configurazione asimmetrica dei bulloni è stata modificata in una simmetrica. Sono stati scelti bulloni M27 (invece di M24) per soddisfare la verifica a taglio agli SLU. Infine, le saldature con le ali sono state aumentate per questioni di duttilità.

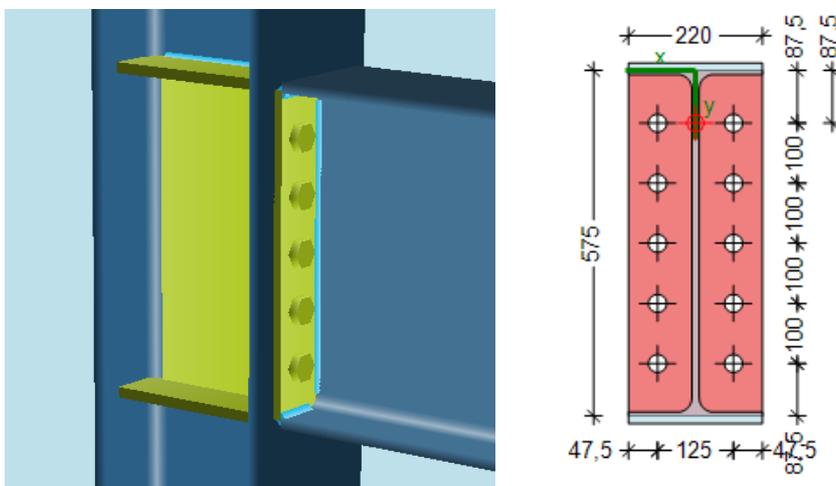


Figura 95. Riprogetto del giunto C2/C3 per soddisfare i requisiti di robustezza

Sono necessarie modifiche al giunto B1/B3 per aumentare il contributo del meccanismo trave e raggiungere i requisiti di robustezza.

I cambi fatti sono i seguenti:

- Irrigidimenti della colonna (stesso spessore delle flange della trave);
- Spessore della piastra di estremità cambiata da 15 a 20 mm;
- Saldatura con le ali portate da 6 a 7 mm.

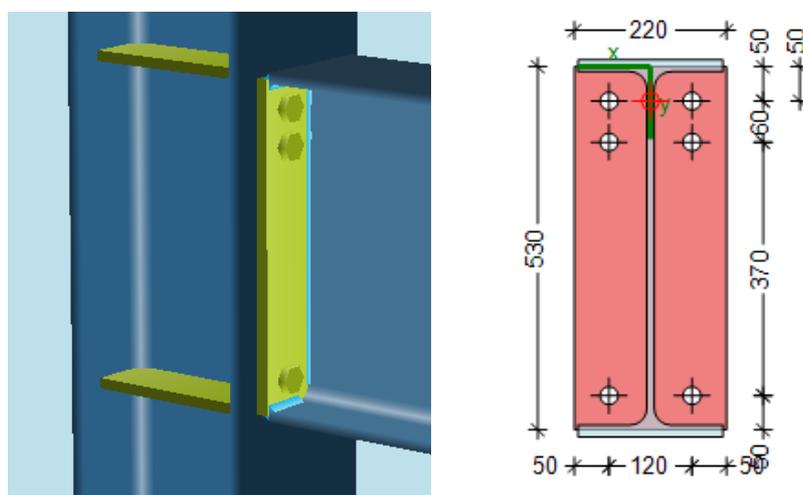


Figura 96. Riprogetto del giunto B1/B3 per soddisfare i requisiti di robustezza

I cambi in questo giunto permettono di incrementare la resistenza flessionale dei giunti e quindi il meccanismo trave. La disposizione dei bulloni è rimasta inalterata.

a) Contributo della soletta

Poiché non sono stati fatti cambi alla soletta, il contributo di questo componente rimane inalterato ( $N_{slab} = 313.6$  kN).

b) Contributo del meccanismo trave

I momenti flettenti resistenti per momento positivo e negativo delle nuove configurazioni di giunto sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 48. Momenti flettenti resistenti dei giunti riprogettati B1/B3 e C2/C3

Giunto B1/B3		Giunto C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (positivo)
368.9 kNm	285.4 kNm	451.3 kNm	451.3 kNm
CWS	CWS	EPB	EPB

Da questi valori, si ottiene un valore di  $N_{pl}$  pari a 334.7 kN.

c) Contributo dall'effetto arco

Nell'ambito di questo esempio, viene preso in considerazione solo l'effetto arco proveniente dal telaio con luci minori (IPE600 con giunti C2/C3), come illustrato in due dimensioni in Figura 97.

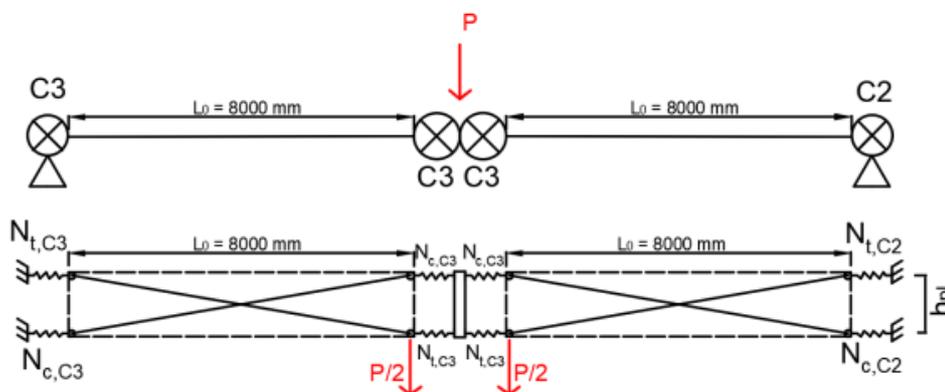


Figura 97. Modello utilizzato per l'effetto arco

Infatti, non vi sarà alcun contributo proveniente dall'altra direzione in quanto la modalità di rottura dei giunti B1/B3 è anima della colonna a taglio. Ciò significa che una volta raggiunta la resistenza flessionale di questi giunti, non c'è modo di aumentare le forze di trazione per contribuire a un effetto arco extra.

Per il giunto C2/C3 riprogettato, la modalità di rottura è la piastra d'estremità in flessione e le proprietà principali del giunto sono elencate nella tabella seguente. Poiché il giunto è ora simmetrico, i valori per momento positivo e negativo sono uguali.

Tabella 49. Proprietà del giunto C2/C3

Momento resistente	$M_{Rd}$	451.3 kNm
Rigidità rotazionale iniziale	$S_{j,ini}$	114000 kNm/rad
Somma delle forze di trazione nelle righe	$F_t$	1369.4 kN
Coefficiente di rigidità di BFC	$k_7$	$+\infty$
Coefficiente di rigidità di CWS	$k_1$	9.461 mm
Coefficiente di rigidità di BFC	$k_2$	$+\infty$
Resistenza a compressione	$F_c$	1783 kN

Si nota che la resistenza a compressione del giunto è governata dalla componente anima della colonna a taglio.

Risultati intermedi associati all'applicazione del metodo sono riassunti nella tabella seguente. Maggiori dettagli riguardo al metodo possono essere trovati nel documento Deliverable D2.2 del progetto FAINOMORE liberamente disponibile sul sito web del progetto. Un simile calcolo può essere anche trovato in (Vermeylen, 2021) relativamente ad altri parametri di input.

Sono state fatte le seguenti assunzioni:

- Poiché la IAP è controventata, il suo spostamento laterale è stato trascurato;
- Essendo i giunti C2 e C3 simili, questi sono stati considerati identici in termini di rigidità e resistenza.

Tabella 50. Parametri del metodo dell'effetto arco

Spostamento verticale della trave	$\Delta_{beam}$	36.9 mm
Spostamento verticale dovuto alla rotazione del giunto	$\Delta_{joints}$	63.3 mm
Spostamento verticale totale dovuto al meccanismo trave	$\Delta_{pl}$	100.3 mm
Somma delle forze di trazione nel giunto quando il meccanismo si forma	$F_t$	1369.4 kN
Rigidità efficace a compressione del giunto	$k_{eff,c}$	9.461 mm
Accorciamento elastico in compressione del giunto	$\delta_{c,el}$	0.689 mm
Lunghezza dell'asta dell'arco quando si forma il meccanismo plastico	$L_D$	8017.0 mm
Resistenza a compressione del giunto	$F_c$	1783 kN
Accorciamento plastico in compressione del giunto a collasso	$\delta_{c,pl}$	0.897 mm
Inclinazione della corda dell'arco a collasso	$\theta$	0.062 rad
Resistenza associata all'instabilità dell'asta dell'arco (approccio lato sicurezza)	$N_{b,Rd}$	231.7 kN

Da questi valori, si ottiene una forza  $N_{arch}$  pari a 51.0 kN.

Questo contributo è cumulabile con quelli provenienti dai meccanismi plastici di trave e soletta in quanto l'attivazione di questo effetto ad arco richiede limitate capacità deformative.

Cumulando tutti i contributi, la resistenza totale è pari a:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3 \text{ kN}$$

La resistenza è adesso superiore rispetto alla forza assiale verticale di 694.2 kN; ne consegue che la struttura riprogettata può essere assunta come robusta.

Come visto in W.E. II.4.5 SS/NS, a seguito della perdita della colonna, le forze assiali nelle colonne adiacenti alla DAP aumentano, ma rimangono inferiori alle forze assiali associate allo SLU. Pertanto, poiché in questo esempio è stata considerata la stessa combinazione di carico eccezionale, è ragionevole presumere che non si verifichi l'instabilità di queste colonne e, conseguentemente, la robustezza della struttura non sia influenzata da questa modalità di collasso.

8.8.4.2 Progetto per minacce non identificate usando ALPM – predizione semplificata della risposta dinamica (SS/S)

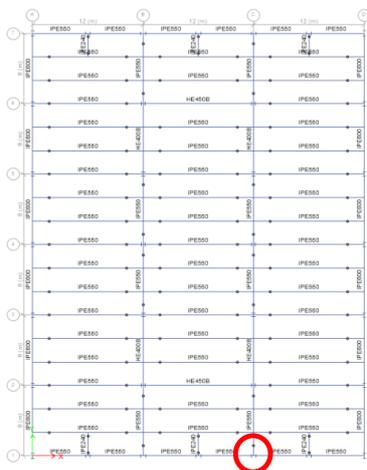
 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo		Progetto per minacce non identificate utilizzando ALPM – predizione semplificata della risposta dinamica		1 di 2 pagine	
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021	
	Documento ref.	11.4.2 / SS/S				
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura di acciaio in zona sismica usando il metodo del percorso alternativo del carico – predizione semplificata della risposta dinamica</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo alle minacce non identificate utilizzando l'approccio semplificato per predire la risposta dinamica a seguito dello scenario di collasso di una colonna.</p> <p><u>Dati di base del progetto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto accidentali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/NS).</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definizione delle ipotesi di calcolo</u></p> <p>Il metodo numerico semplificato adottato per questo esempio consente di stabilire la massima duttilità richiesta e di verificare il rapporto domanda/capacità. Per determinare la risposta della struttura per uno scenario di rimozione di una colonna è stata eseguita un'analisi statica non lineare. Quindi è stata determinata la risposta pseudo-statica considerando il bilancio energetico tra il lavoro svolto dal carico e l'energia interna immagazzinata.</p> <p>Scenario di rimozione della colonna considerato:</p>					Manuale progetto § 5.3.3	di
					Manuale progetto § 8.2.	di
					EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b	

Figura 98. Scenario di rimozione della colonna– ALPM -metodo semplificato – SS/S

In accordo allo scenario presentato in Figura 98, la colonna che si ipotizza di rimuovere è posizionata al piano terra.

### Analisi strutturale

Per questo metodo, è stata eseguita un'analisi numerica statica non lineare su un modello 3D con il software SAP2000. Il carico gravitazionale è stato assegnato in accordo alla combinazione precedentemente menzionata. Il carico è stato applicato solo sulla zona collegata alla colonna, cioè su due telai perimetrali in direzione X e un telaio in direzione Y. Ai fini dell'analisi è stato imposto uno spostamento verso il basso della colonna fino al raggiungimento del collasso.

Nell'analisi sono state considerate le non linearità geometriche e del materiale (cerniere plastiche).

La curva di pushdown per lo scenario C1 è rappresentata dalla curva PD in Figura 99. Sull'asse verticale, la forza è stata normalizzata con il moltiplicatore del carico gravitazionale  $\lambda$  ( $\lambda=1$  per un carico applicato di 1,0 DL + 0,5 LL). L'analisi è stata condotta fino al raggiungimento del collasso.

Dopo aver eseguito il bilancio energetico (Izzuddin et al., 2008) , è stata determinata la curva pseudo-statica, tracciata in modo comparativo con la curva pushdown - curva pseudo-statica in Figura 99.

### Risultati

I risultati mostrano che, per  $\lambda=1$ , nella curva pseudo statica in Figura 99 si osservano deformazioni plastiche limitate.

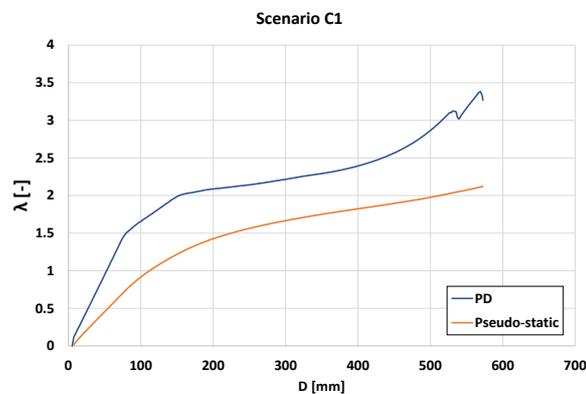


Figura 99. Curve push-down e pseudo-statiche del moltiplicatore della forza normalizzata vs spostamento verticale – ALPM – approccio numerico semplificato – SS/S

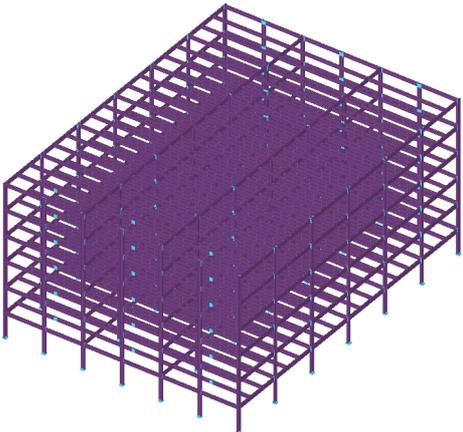
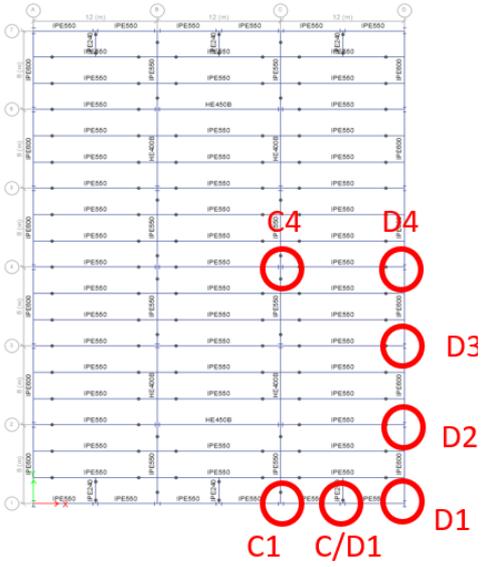
### Conclusioni

- Per lo scenario di rimozione della colonna considerato, la struttura ha capacità in termini di resistenza e duttilità per trovare percorsi di carico alternativi ed evitare il collasso progressivo.
- L'approccio numerico semplificato, a partire da un'analisi statica non lineare, fornisce una valutazione pratica della richiesta di duttilità per la progettazione nei confronti del collasso progressivo. Rispetto all'analisi numerica completa, la procedura è orientata alla pratica ingegneristica e può essere eseguita più velocemente. Anche se l'analisi dinamica non lineare consente risultati più precisi, assumendo implicitamente l'amplificazione dinamica del carico, i risultati forniti utilizzando questo metodo sono comparabili.

Vedere paragrafo §5.3.5

Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto

8.8.4.3 Progetto per minacce non identificate usando ALPM – approccio totalmente numerico (SS/S)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate utilizzando ALPM – approccio totalmente numerico		1 di 7 pagine	
	Struttura	Struttura di acciaio in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	11.4.3 / SS/S			
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura metallica in zona sismica usando il metodo del percorso alternativo del carico – approccio totalmente numerico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate utilizzando il metodo ALPM e una analisi dinamica non lineare.</p> <p><u>Dati di base del progetto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto accidentali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura SS/NS).</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><b>Nota:</b> Questa combinazione è valida solo per analisi dinamiche, perché gli effetti dinamici sono considerati implicitamente per mezzo di un parametro di durata della rimozione.</p> <p><u>Definizione dello scenario di rimozione della colonna</u></p> <p>Gli scenari presi in considerazione sono presentati in Figura 100.</p>				<p>Manuale di progetto §5.3.4</p> <p>Manuale di progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>	
					
<p>Figura 100. Vista isometrica della struttura (sinistra) e posizione delle colonne che si ipotizza di rimuovere per ALPM– approccio totalmente numerico– SS/S</p>					

### Analisi strutturale

L'obiettivo di questa analisi è valutare il comportamento dell'edificio in caso di situazione eccezionale (rimozione della colonna). I calcoli vengono effettuati utilizzando il software ELS (Extreme Loading for Structures) utilizzando un modello 3D completo della struttura.

### Analisi strutturale

I dettagli sul modello numerico sono forniti in W.E. I.1.3 / CS/S. Il modello è stato calibrato rispetto a prove pertinenti. I carichi gravitazionali sono stati calcolati utilizzando la combinazione delle azioni sopra definita e assegnate a tutti i piani.

Analisi:

- **1<sup>st</sup> step:** Tutti i carichi gravitazionali sono assegnati ai solai mediante una analisi statica
- **2<sup>nd</sup> step:** La durata della rimozione della colonna è di 0.001 seconds

### Risultati

La Figura 101 presenta le curve time-history dello spostamento verticale per ogni scenario di rimozione della colonna. Come si può notare, per il caso C4, la rimozione della colonna provoca il progressivo collasso su tutta l'area interessata - vedi Figura 102.

Per i casi C/D1, D1, D2, D3, D4 la struttura ha la capacità di resistere al crollo progressivo. La Figura 103 presenta la deformata associata al caso di scenario di rimozione della colonna D2. Le deformazioni sono piccole e il meccanismo resistente si basa sulla capacità flessionale (vedi Figura 104 e Figura 105), senza l'innesco dell'azione catenaria nelle travi (vedi Figura 106).

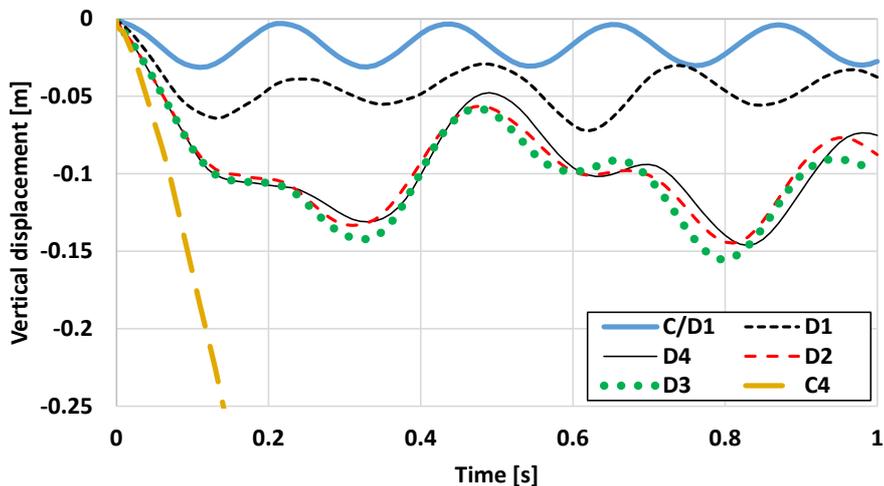


Figura 101. Curve time-history dello spostamento verticale per le colonne rimosse

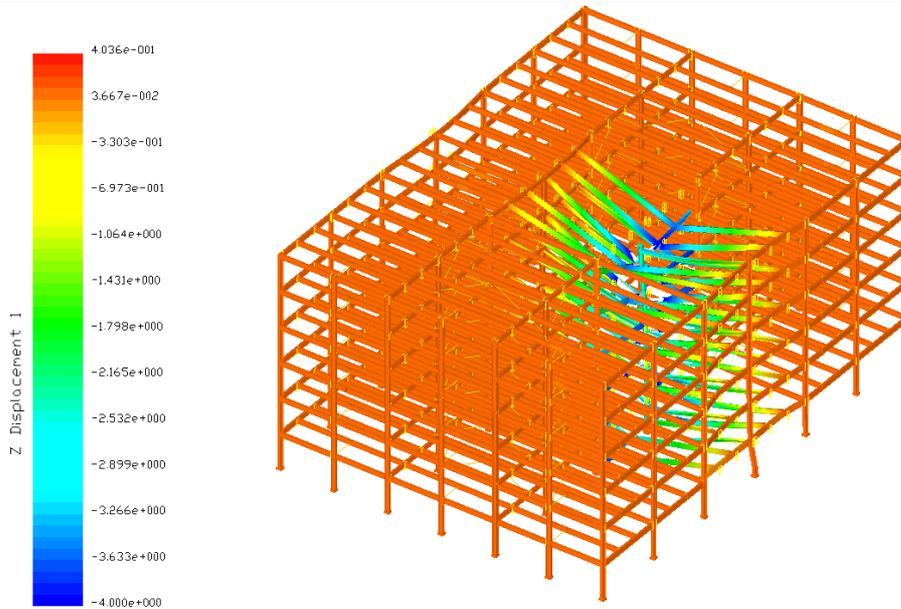


Figura 102. Modalità di collasso dopo la rimozione della colonna C4

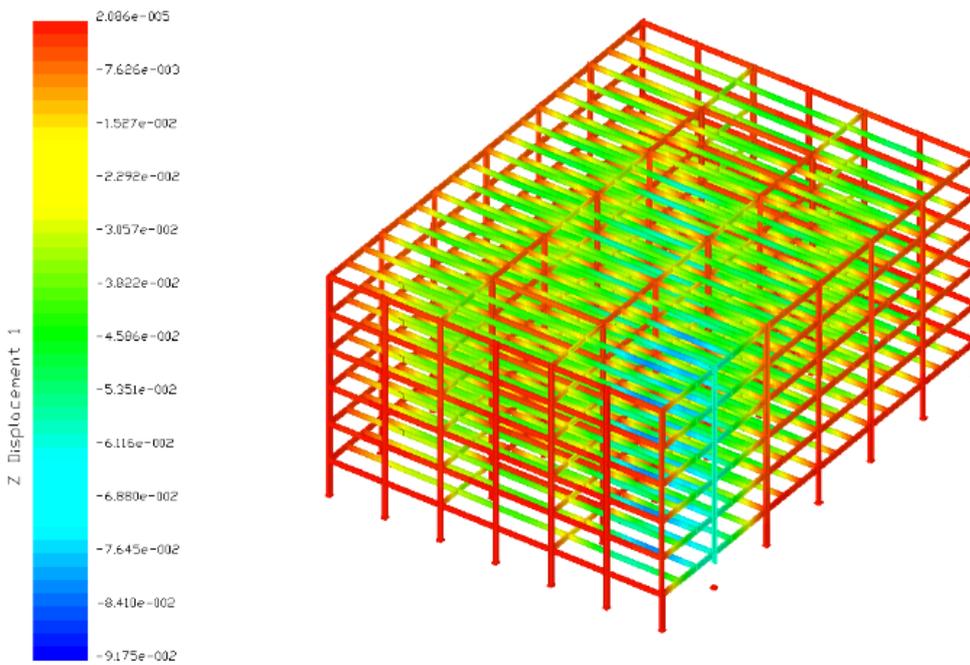


Figura 103. Spostamento verticale nella struttura in caso dello scenario di rimozione della  
colonna D2 [m]

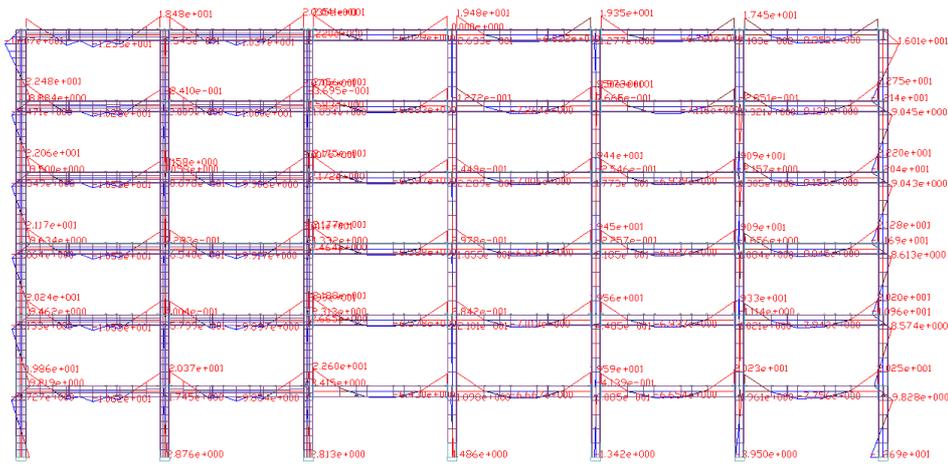


Figura 104. Diagramma dei momenti flettenti prima dello scenario di rimozione della colonna D2 [tf m].

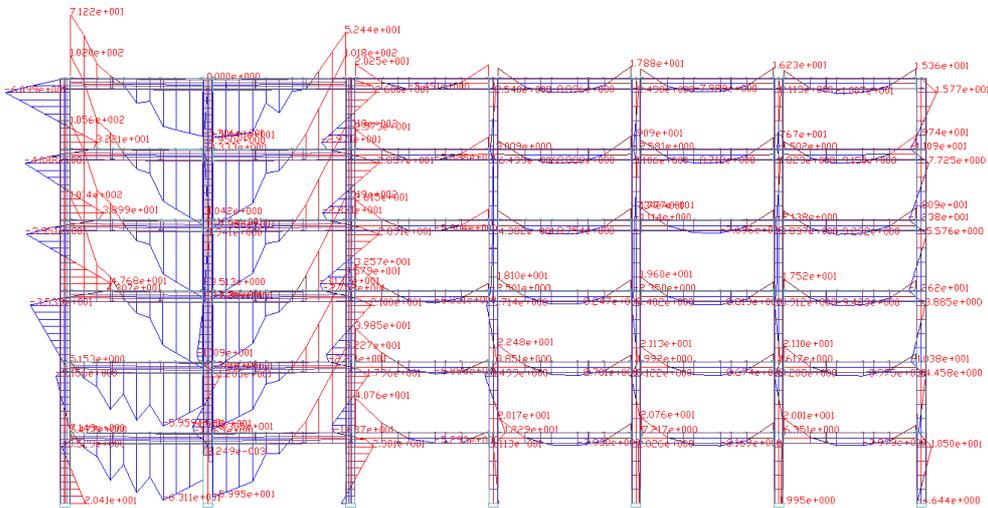


Figura 105. Diagramma dei momenti flettenti dopo lo scenario di rimozione della colonna D2 [tf m].

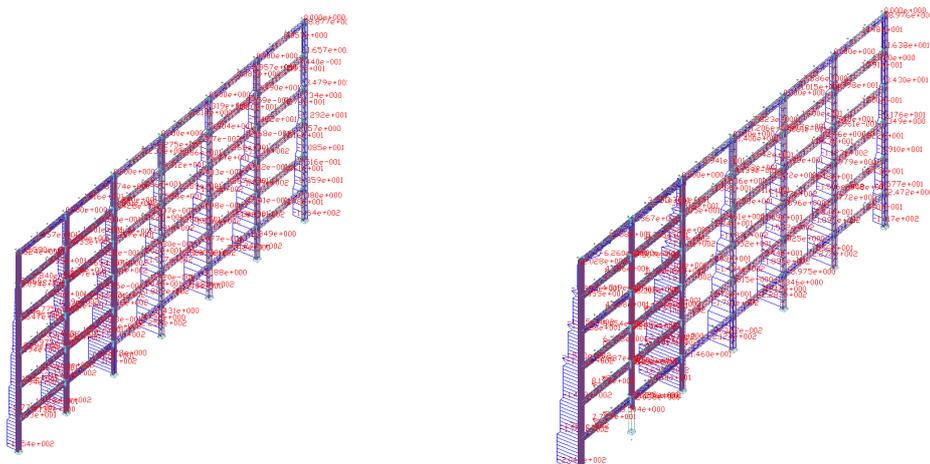


Figura 106. Diagramma delle azioni assiali prima e dopo lo scenario di rimozione della colonna D2 [tf].

I risultati presentati sopra sono stati ottenuti utilizzando il livello di progetto dei carichi gravitazionali:  $DL + 0.5 \times LL$  (i.e.,  $\lambda = 1$ ). Per valutare la riserva di resistenza al collasso

progressivo per i casi C/D1, D1, D2, D3, D4, i carichi gravitazionali sono stati aumentati mediante il moltiplicatore del carico gravitazionale. Quindi, le colonne sono state rimosse utilizzando la stessa procedura descritta sopra.

Di seguito vengono discussi solo i risultati per lo scenario D4. Come si può vedere dalla Figura 107, il collasso progressivo è iniziato per  $\lambda = 1.4$  a causa del collasso dei giunti trave-colonna delle travi IPE600.

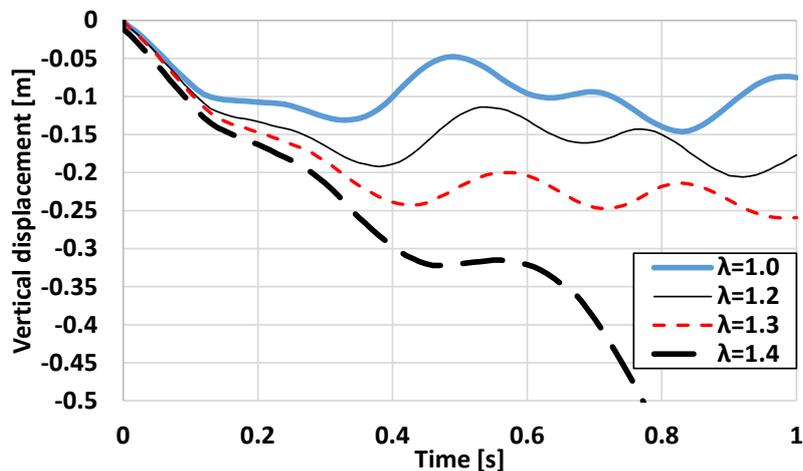


Figura 107. Curve time history dello spostamento verticale per lo scenario D4 per diversi moltiplicatori del carico di gravità  $\lambda$

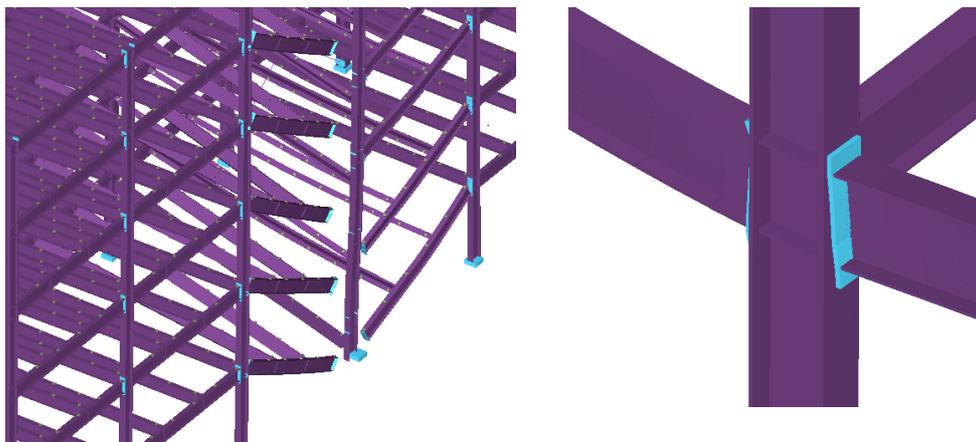


Figura 108. Il collasso del giunto trave-colonna attiva il collasso progressivo (scenario D4,  $\lambda = 1.4$ )

### Osservazioni

- Nel caso di rimozione del pilastro C4, dove tutte le travi adiacenti sono incernierate, la struttura non è in grado di trasferire i carichi, subendo così un crollo progressivo. La struttura deve essere riprogettata.
- Tutti gli altri scenari determinano una risposta sicura della struttura (si sviluppano deformazioni plastiche ma si previene il collasso progressivo);
- Se sono presenti maggiori carichi gravitazionali sulla struttura, può anche iniziare il collasso progressivo – vedere caso D4,  $\lambda = 1.4$ .

La riprogettazione può essere eseguita utilizzando diverse strategie. La strategia più efficiente si basa sull'attivazione degli effetti catenaria. Considerando che il punto debole è la capacità della connessione trave-colonna, la strategia di rinforzo dovrebbe

comportare il rinforzo della connessione mediante nervature della piastra terminale sia sui lati superiore che inferiore delle estremità della trave. Gli effetti di questo rinforzo sono illustrati di seguito per il caso di perdita della colonna D4.

- Risultati del miglioramento della tipologia di connessione

Per confrontare l'efficienza della tecnica dell'irrigidimento, viene eseguita un'analisi push-down sulla struttura con connessioni a piastra estesa (EP) e sulla struttura con connessioni a piastra estesa irrigidita (EPS).

L'analisi degli scenari di perdita assume la rimozione della colonna D4, quindi il carico gravitazionale sui solai viene incrementato fino al raggiungimento del collasso, ottenendo la cosiddetta curva di portata. La Figura 109 (a sinistra) presenta comparativamente le curve di capacità prima e dopo il rinforzo della connessione (EP vs. EPS per lo scenario D4). Come si vede, la connessione EP non irrigidita ha una capacità di deformazione limitata e collassa prima dello sviluppo di qualsiasi azione catenaria nelle travi. I collegamenti irrigiditi hanno una resistenza superiore alla trave. Sono giunti a completa resistenza e la deformazione plastica si sviluppa alle estremità delle travi piuttosto che nelle connessioni (vedi Figura 110). Ciò consente un aumento significativo della capacità, in parte a flessione, ma soprattutto a catenaria.

Nella Figura 109 (a destra) i risultati ottenuti nell'analisi numerica sono confrontati con la relazione di carico deformazione del EC8 data nel documento prEN 1998-1-2:2019.3, Allegato L. Come si può vedere, la connessione EPS ha una grande riserva di capacità; pertanto, l'uso di criteri consolidati relativi alla progettazione sismica (EC8) può essere sufficientemente a favore di sicurezza. Le situazioni di rimozione della colonna in cui le travi principali adiacenti hanno connessioni continue comportano spostamenti verticali limitati.

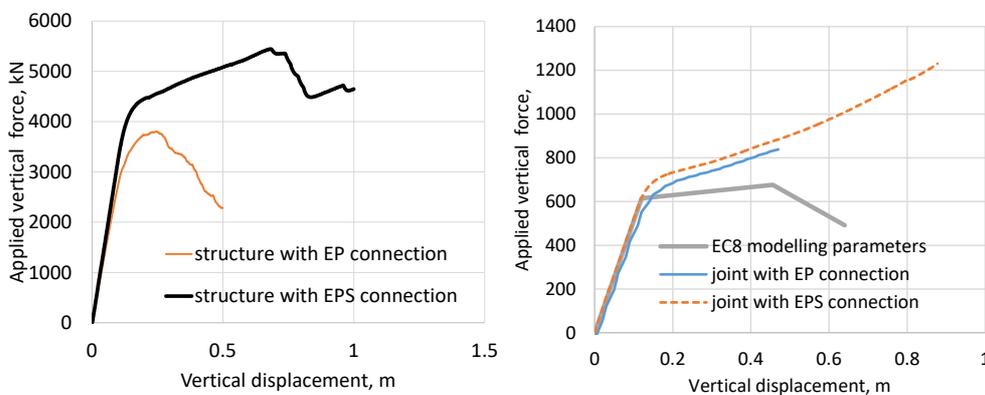


Figura 109. Curve pushdown per la struttura (sinistra) e per un telaio ad un livello (destra)

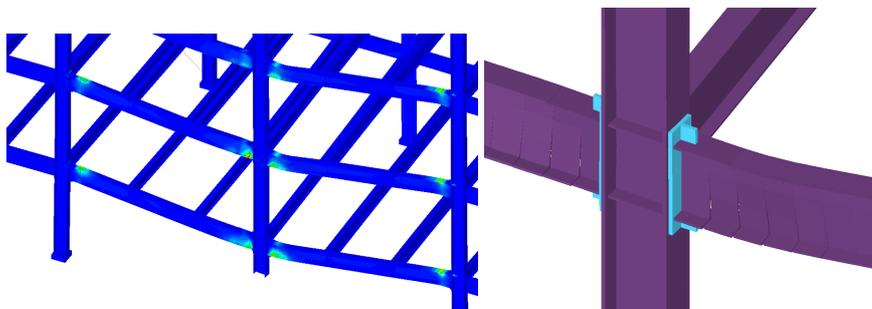
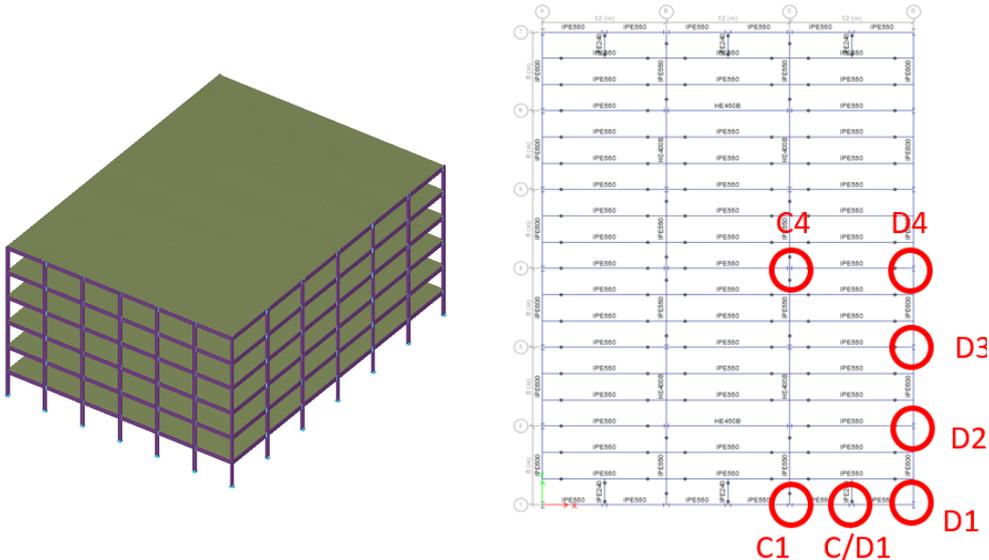


Figura 110. Struttura con EPS: rappresentazione in mappe di colori sulla modalità di collasso (a sinistra) e dettaglio (a destra)

Esempi applicativi II.4.3 / SS/S	Progetto per minacce non identificate utilizzando ALPM – approccio totalmente numerico – SS/S	7 di 7 pagine
-------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------	---------------

<p><u>Conclusioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La perdita del pilastro perimetrale non comporta la propagazione del danno e la struttura ha la capacità di resistere alla perdita. Le colonne perimetrali non hanno problemi ad attivare percorsi di carico alternativi per ridistribuire il carico per un moltiplicatore del carico gravitazionale di <math>\lambda=1</math>, sopportando quasi il doppio del carico.</li> <li>• Quando la perdita della colonna interessa un telaio sismo resistente (cioè un telaio perimetrale), il danno è limitato all'area direttamente interessata e si previene il crollo progressivo.</li> <li>• Quando il danno locale (es. perdita di colonna) colpisce la struttura interna con estremità delle travi incernierate (B4 e C4), il danno si propaga e il collasso progressivo si sviluppa su tutta l'area interessata. I collegamenti a cerniera non possono resistere alle grandi richieste di forza assiale associata alla perdita della colonna. Per limitare il danno e prevenire il progressivo collasso, le alternative al rinforzo del giunto incernierato (che può essere difficile da realizzare) sono: <ul style="list-style-type: none"> <li>- utilizzo di connessioni momento-resistenti invece di connessioni incernierate (riprogettazione);</li> <li>- utilizzo dell'azione mista della trave con la soletta in calcestruzzo (vedi II.4.4 / CS/S);</li> <li>- progettare le colonne come elementi chiave;</li> <li>- ridurre o eliminare il pericolo che determina la perdita della colonna.</li> </ul> </li> </ul>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 →</p> <p>Termine del progetto</p> <p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → C.2</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

8.8.4.4 Progetto per minacce non identificate usando ALPM – approccio totalmente numerico (CS/S)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate usando ALPM – approccio totalmente numerico		1 di 3 pagine	
	Struttura	Struttura composta in zona sismica	Fatto da	UPT	Data: 06/2021
	Documento ref.	II.4.4 / CS/S			
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate di una struttura composta in zona sismica usando il metodo del percorso alternativo del carico – approccio totalmente numerico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate con un approccio totalmente numerico secondo ALPM.</p> <p><u>Dati di base del progetto</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali, vedere paragrafo 8.2</li> </ul> <p><u>Azioni per situazioni di progetto accidentali</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/S).</li> <li>Nessuna specifica azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazioni di progetto eccezionali</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definizione degli scenari di rimozione della colonna</u></p> <p>Sono stati considerati gli stessi scenari del caso W.E II.4.3 / SS/S, vedere Figura 111.</p>				Manuale progetto §5.3.4	di
				Manuale progetto § 8.2.	di
				EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b	
<p>Figura 111. Vista isometrica della struttura (sinistra) e posizione delle colonne delle quali si ipotizza la rimozione secondo ALPM– approccio totalmente numerico– CS/S</p>					

### Analisi strutturale

Le ipotesi di modellazione e la procedura di analisi seguono gli stessi metodi presentati in W.E. II.4.3 / SS/S. L'unica differenza è l'aggiunta della soletta in calcestruzzo (calcestruzzo e armatura) e l'interazione con la struttura in acciaio (connettori a taglio). I dettagli sono forniti nella Tabella 12. Si noti che la struttura di acciaio (elementi e collegamenti) è la stessa della struttura di solo acciaio SS/S.

### Risultati

I risultati della NDP (procedura dinamica non lineare) mostrano che la struttura CS/S ha la capacità di resistere al collasso progressivo per tutti gli scenari di rimozione, incluso lo scenario C4 che si è rivelato critico per la struttura SS/S. La Figura 112a mostra comparativamente la curva forza- spostamento per i casi CS/S e SS/S per lo scenario C4 e per il moltiplicatore del carico gravitazionale  $\lambda = 1$ . La Figura 112b mostra la forma deformata per la struttura CS/S. La struttura mostra una deformazione plastica limitata negli elementi in acciaio e nella soletta in calcestruzzo nell'area interessata dalla perdita della colonna – vedere la Figura 112c,d.

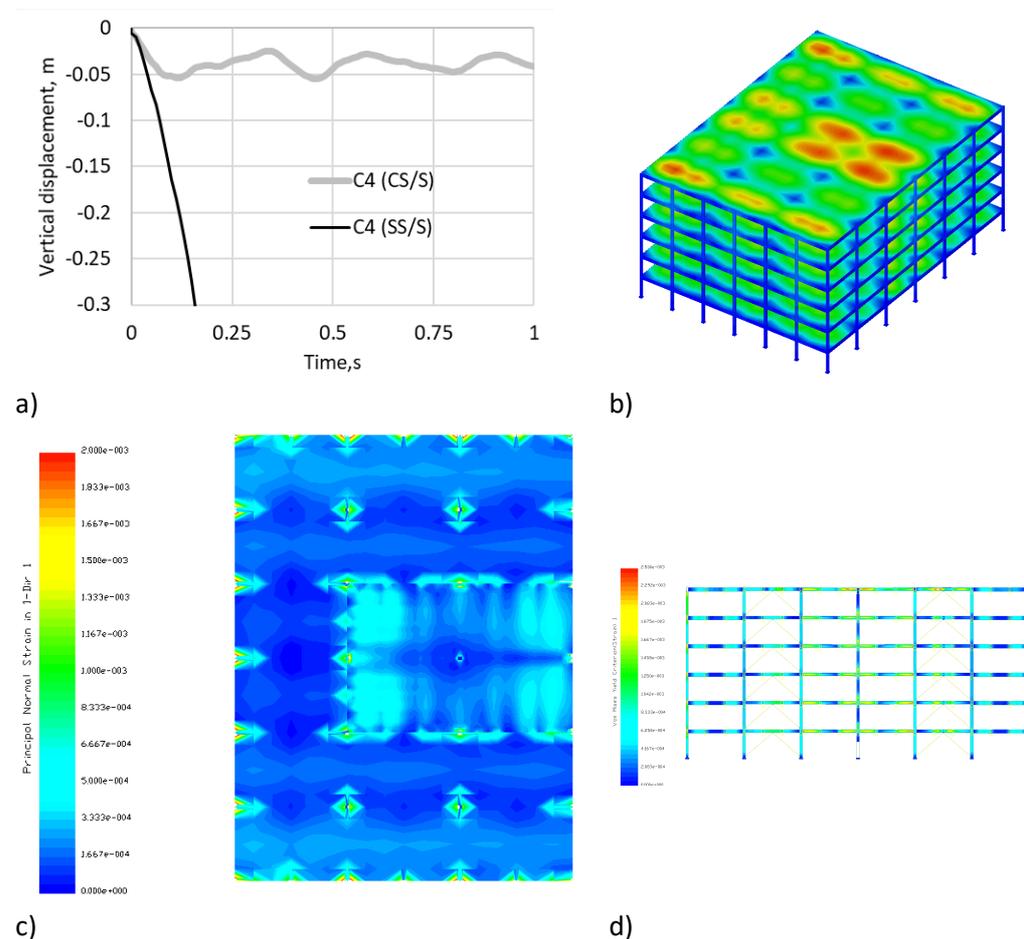


Figura 112. Risultati per la struttura CS/S e lo scenario C4: a) forza verticale vs spostamento verticale – CS/S vs SS/S, b) vista isometrica della struttura deformata, c) attuale vista in pianta con le deformazioni nella soletta di calcestruzzo (lato inferiore), d) deformazioni in elementi in acciaio del telaio C/3-5

<p><u>Conclusioni</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• L'interazione tra la struttura in acciaio e la soletta in calcestruzzo fornisce una capacità aggiuntiva di resistere alla perdita della colonna evitando lo sviluppo di un collasso progressivo.</li> <li>• L'interazione acciaio-calcestruzzo è vantaggiosa soprattutto per i telai con estremità delle travi incernierate poiché la richiesta di forza assiale nelle travi per consentire lo sviluppo dell'azione della catenaria può essere eccessiva.</li> </ul>	<p>Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto</p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------



### Analisi strutturale

L'approccio numerico completo sarà affrontato utilizzando il modello agli elementi finiti sviluppato per la progettazione agli SLU/SLS della struttura. Lo scopo è rimuovere una colonna e lasciare che gli effetti membranali si sviluppino negli incatenamenti nella prima fase e quindi verificare se gli incatenamenti (membrature e giunti) possono resistere a queste forze di trazione.

- Metodologia e assunzioni:

L'analisi FE viene eseguita utilizzando un algoritmo di Newton-Raphson che consente l'integrazione di grandi deformazioni. Poiché ciò può portare all'instabilità laterale-torsionale delle travi, condizione che non può verificarsi in realtà poiché le travi sono vincolate dalla soletta, si evita che tale instabilità si verifichi aumentando fittiziamente l'inerzia torsionale degli elementi trave.

### Osservazione

- Anche se si possono sviluppare deformazioni plastiche a seguito di una perdita di colonna, le non linearità del materiale (plasticità) non sono state prese in considerazione.

Per garantire la convergenza dell'algoritmo, lo scenario di perdita della colonna è modellato come segue:

- Innanzitutto, la struttura viene analizzata senza alcuna perdita di colonna nella combinazione di casi di carico eccezionale. Da ciò si conosce l'effettiva forza di compressione nella colonna che sarà rimossa;
- Quindi al nodo superiore della colonna da rimuovere, si applica la forza determinata al passo precedente e si rimuove la colonna: in questo modo la forza applicata simula la presenza della colonna.
- L'ultimo passaggio simula la perdita della colonna: una forza della stessa intensità in direzione opposta viene applicata gradualmente allo stesso nodo. Per garantire la convergenza vengono utilizzati passi di carico di 0,025. Al termine dell'analisi, il sistema statico corrisponde a una perdita completa della colonna. Si noti che gli effetti dinamici della perdita di colonna non sono considerati in questo esempio di calcolo.

Per evitare qualsiasi azione composta tra il solaio e la struttura in acciaio, pur mantenendo l'effetto dell'impalcato (assunto infinitamente rigido), l'effetto del sistema di piano è stato considerato adattandone il modello agli scenari di perdita della colonna, come mostrato in Figura 114.

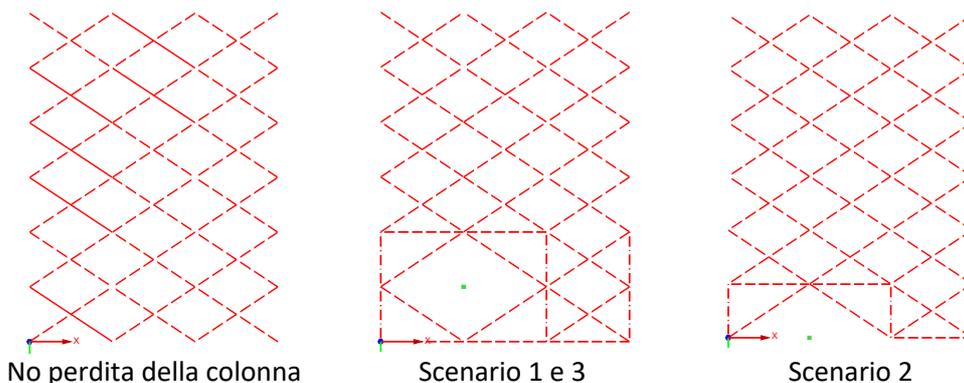


Figura 114. Distribuzione degli elementi di accoppiamento per la modellazione dell'impalcato in vari scenari di perdita della colonna

**Forze di trazione e deformazioni:**

I risultati per tutti gli scenari di perdita della colonna considerati sono illustrati nelle seguenti figure.

- Scenario 1: Perdita della colonna interna al piano 0 (da Figura 115 a Figura 119)

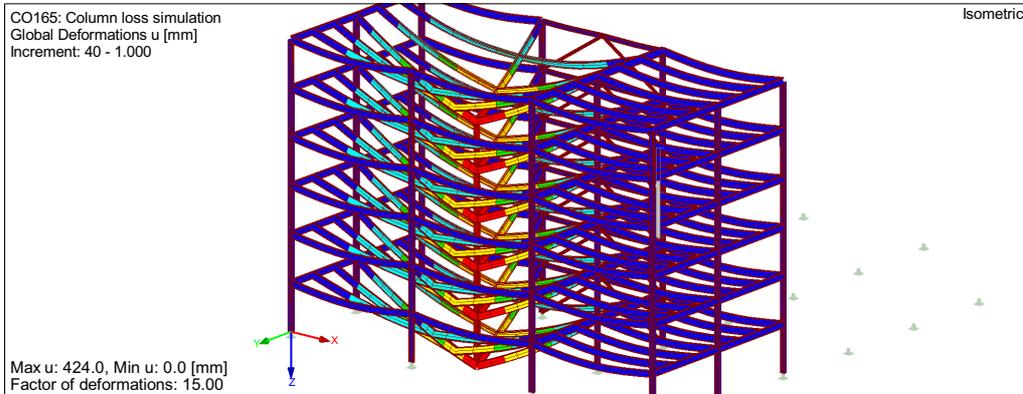


Figura 115. Sistema deformato (parte direttamente influenzata) dopo il collasso della colonna (scenario 1)

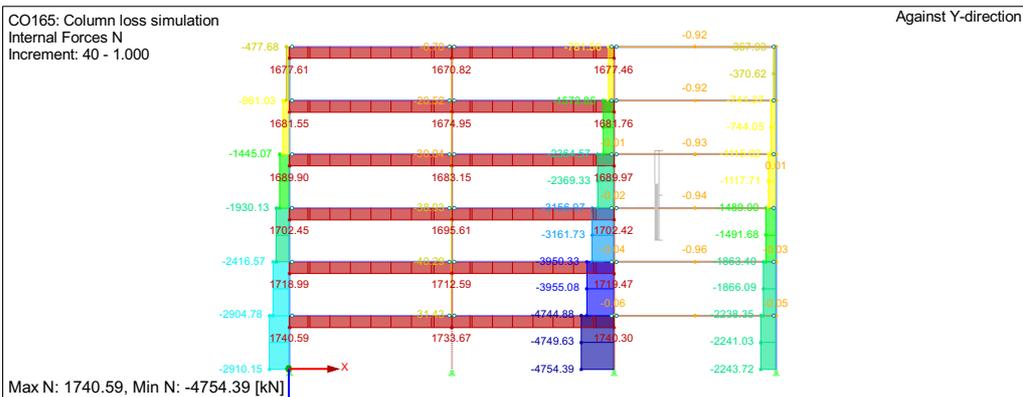


Figura 116. Azioni assiali nel telaio con profili IPE550 dopo il collasso della colonna (scenario 1)

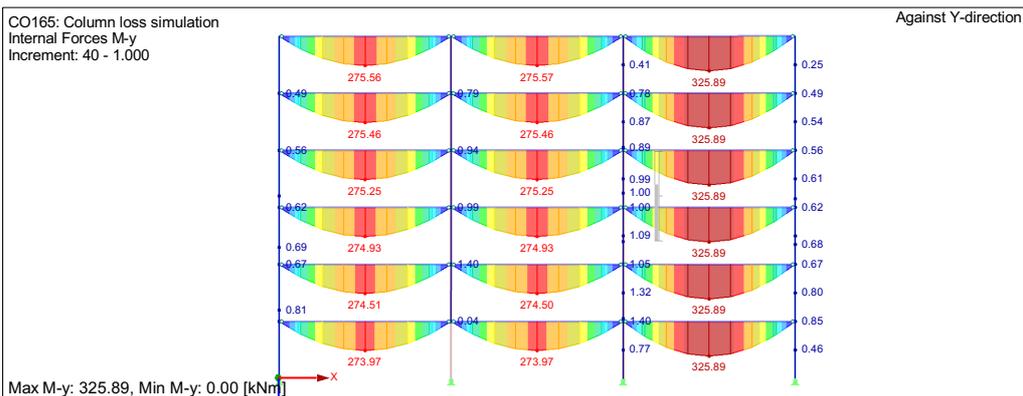


Figura 117. Momenti flettenti del telaio con profili IPE550 dopo il collasso della colonna (scenario 1)

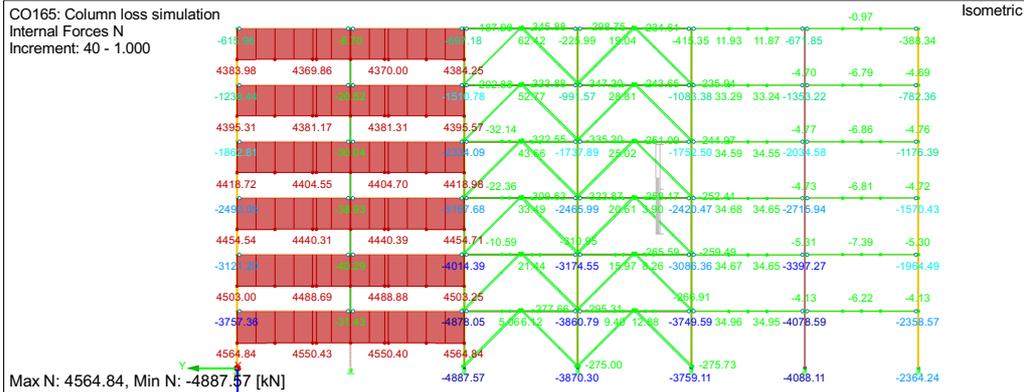


Figura 118. Azioni assiali nel telaio con profili IPE600 dopo il collasso della colonna (scenario 1)

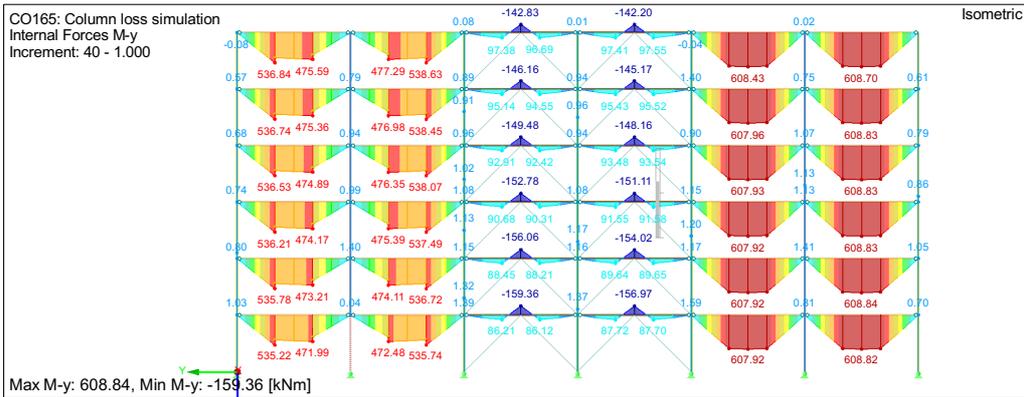


Figura 119. Momenti flettenti nel telaio con profili IPE600 dopo il collasso della colonna (scenario 1)

- Scenario 2: Perdita di una colonna di facciata al piano 0 (da Figura 120 a Figura 122)

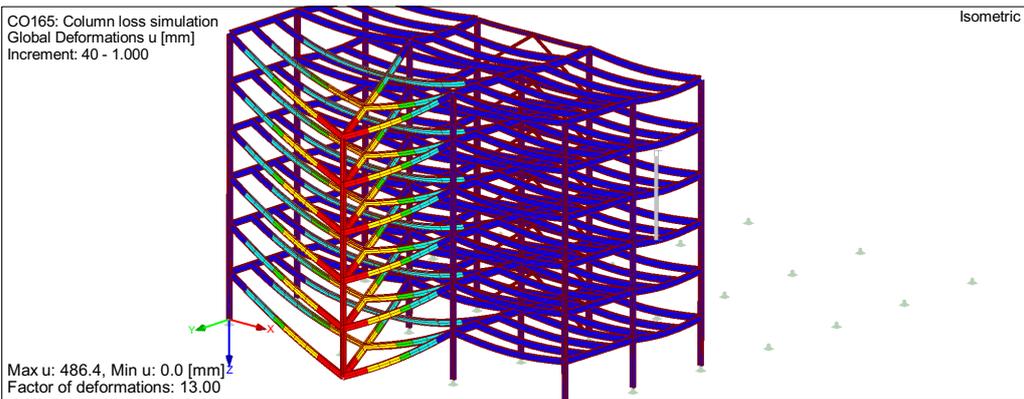


Figura 120. Sistema deformato (parte direttamente influenzata) dopo il collasso della colonna (scenario 2)

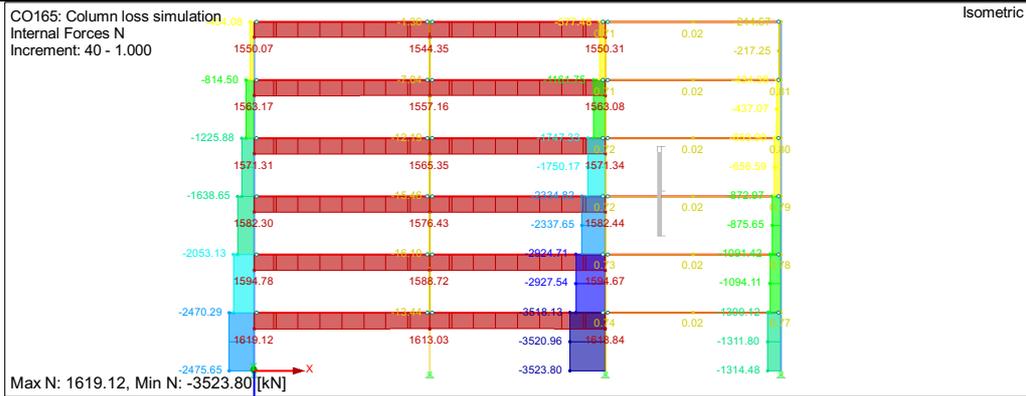


Figura 121. Azioni assiali nel telaio con profili IPE500 dopo il collasso della colonna (scenario 2)

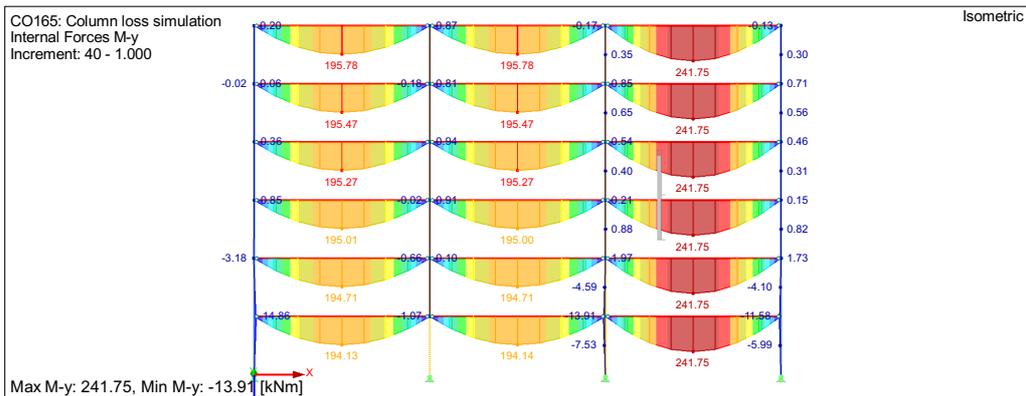


Figura 122. Momenti flettenti nel telaio con profili IPE500 dopo il collasso della colonna (scenario 2)

- Scenario 3: Colonna interna sopra una giunzione della colonna (da Figura 123 a Figura 127)

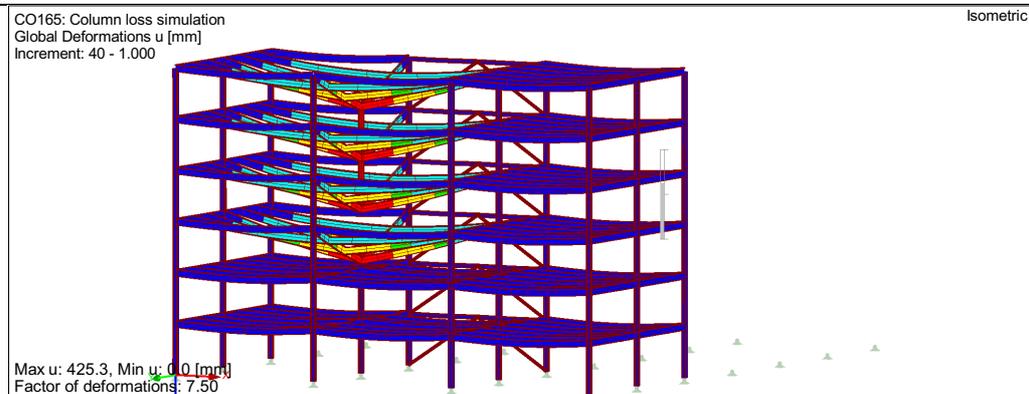


Figura 123. Sistema deformato (parte direttamente influenzata) dopo il collasso della colonna (scenario 3)

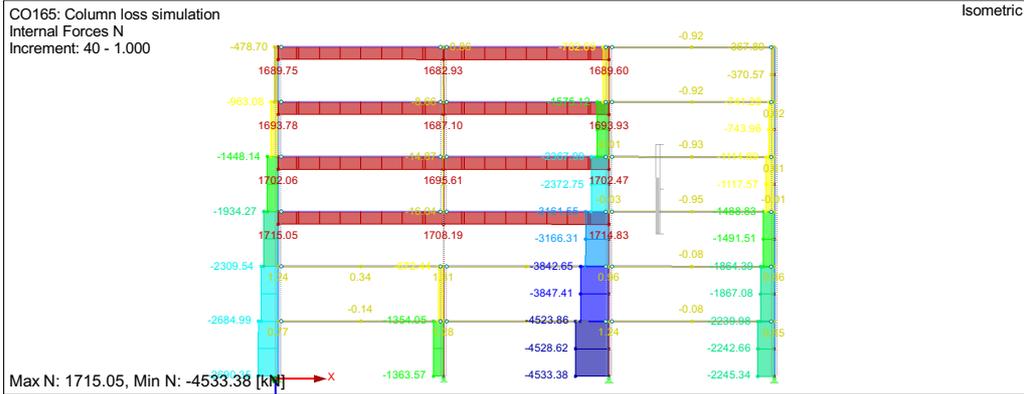


Figura 124. Azioni assiali nel telaio con profili IPE550 dopo il collasso della colonna (scenario 3)

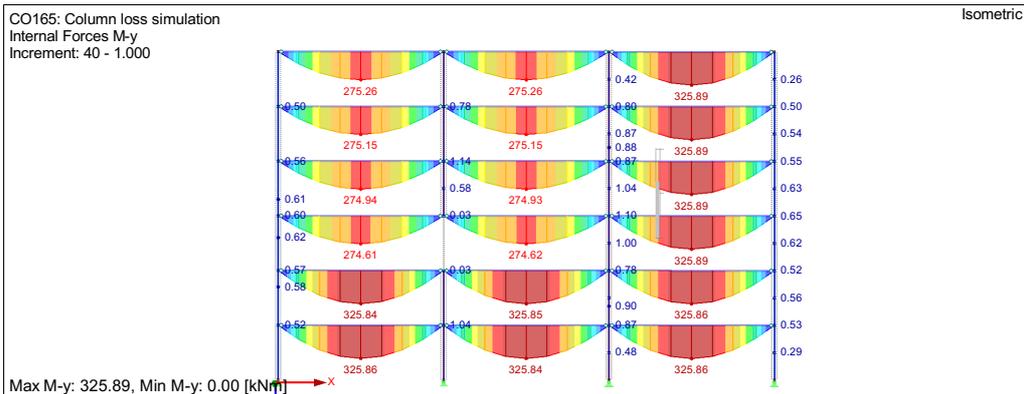


Figura 125. Momenti flettenti nel telaio con profili IPE550 dopo il collasso della colonna (scenario 3)

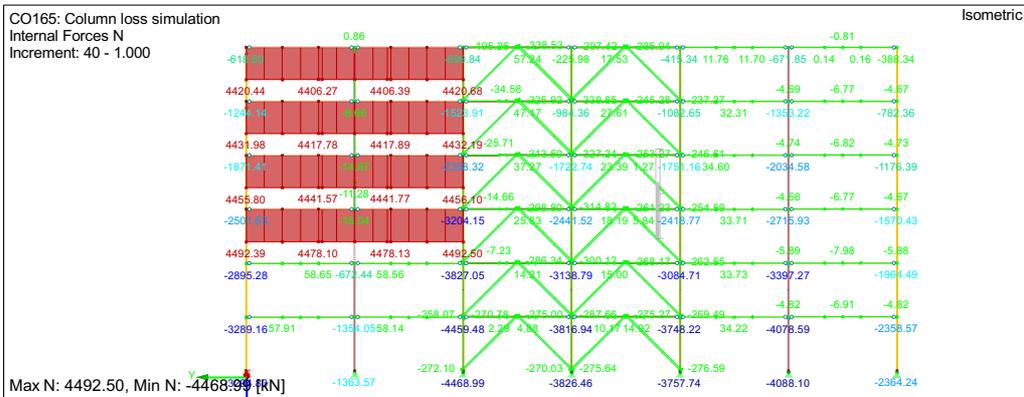


Figura 126. Azioni assiali nel telaio con profili IPE600 dopo il collasso della colonna (scenario 3)

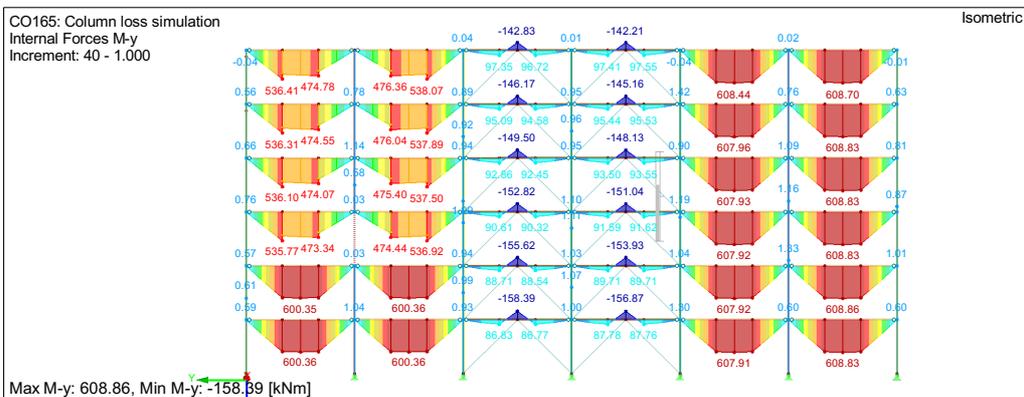


Figura 127. Momenti flettenti nel telaio con profili IPE600 dopo il collasso della colonna (scenario 3)

### Osservazioni

- Si sviluppano effetti membrana 2D per gli scenari 1 e 3 (perdita di una colonna interna) mentre nello scenario 2 si attivano effetti membranali 1D (perdita di una colonna di facciata);
- Il collasso di una colonna di angolo non è compatibile con la struttura poiché non possono svilupparsi forze membranali (almeno con giunti incernierati). Le colonne d'angolo dovranno essere progettate come elementi chiave.

I risultati degli scenari di perdita della colonna nella parte direttamente influenzata sono sintetizzati in Tabella 51.

*Tabella 51. Forze interne in elementi/giunti dopo il collasso di una colonna in accordo all'approccio numerico*

Scenario	Elemento	Giunto	Forze di trazione (kN)	Momento (kNm)
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

### **Verifica della struttura**

#### **Scenario 1: Perdita di una colonna interna al piano 0**

Il processo di verifica è stato sviluppato automaticamente con il programma RSTAB utilizzando il modulo STEEL EC3. I risultati dello scenario 1 sono riassunti in Tabella 52.

*Tabella 52. Verifica degli elementi per azioni di trazione in accordo all'approccio numerico (scenario 1)*

Elemento	Sezioni	Forse di trazione / compressione (kN)	Momento (kNm)	UF
Colonne facciata Y	HEB 340	-2910	0	0.66
Colonne facciata X	HEB 360	-3763	0	0.72
Colonne interne	HEM 300	-4887	0	0.60
Travi interne - X	IPE550	1736	274	0.58
Travi interne - Y	IPE600	4562	536	<b>1.15</b>

### Osservazioni

- A causa della perdita della colonna, le forze di compressione sulle colonne vicine aumentano. Nonostante ciò, in questo esempio, queste forze risultano inferiori rispetto alle forze di compressione di progetto agli SLU, quindi non è necessario riprogettare le colonne.
- Gli elementi IPE550 sono stati progettati per soddisfare i requisiti agli SLS (limitazione della freccia). In questo caso, la resistenza di questi elementi è ancora sufficiente nel caso di collasso di una colonna.

- Gli elementi IPE600 non sono sufficienti a causa delle alte forze di trazione (15% di superamento). Da un punto di vista ingegneristico, ci si aspetta che, a seguito dello sviluppo di cerniere plastiche, la effettiva forza di trazione in questi profili sia più bassa rispetto al valore ottenuto mediante una analisi del secondo ordine, cosicché le IPE600 potrebbero essere sufficienti. Al contrario, le forze di trazione nelle IPE550 saranno più elevate. In ogni caso, il progetto è stato fatto in campo elastico e, in questo ambito, è richiesto un cambio della sezione trasversale. Questo porterà a modifiche nelle forze di trazione nei giunti, tali che la verifica dei giunti sarà fatta dopo la nuova progettazione degli elementi strutturali. Comunque, può essere già affermato che le connessioni a piastra d'anima progettate per gli SLU non sarebbero abbastanza resistenti per assorbire forze di trazione così elevate.

### Scenario 2: Collasso di una Colonna di facciata al piano 0

Per lo scenario 2, le verifiche degli elementi sono sintetizzate in Tabella 53.

Tabella 53. Verifica degli elementi per forze di trazione in accordo all'approccio numerico (scenario 2)

Elemento	Sezioni	Forse di trazione / compressione (kN)	Momento (kNm)	UF
Colonne facciata Y	HEB 340	-2473	15	0.58
Colonne facciata X	HEB 360	-3521	14	0.77
Colonne interne	HEM 300	-5383	3	0.69
Travi facciata X	IPE500	1615	195	0.59

La verifica dei giunti per le forze di d'incatenamento è sintetizzata nella seguente tabella.

Tabella 54. Verifica dei giunti per le forze d'incatenamento in accordo all'approccio numerico (scenario 2)

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forze di tying (kN)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2s	1620	Rifollamento della piastra d'anima	3.71

#### Osservazioni

- Tutti gli elementi verificano le prescrizioni;
- I giunti A1s/A2s non soddisfano la verifica e devono essere nuovamente progettati.

### Scenario 3: Perdita di una colonna interna sopra una giunzione della colonna

Sembra che, per questa struttura, la perdita di una colonna interna sopra una giunzione di colonna non comporta forze d'incatenamento nei tiranti verticali, ma forze di trazione nelle legature orizzontali. Queste forze di trazione sono nello stesso ordine di grandezza di quelle trovate nello scenario 1, quindi lo scenario 3 non sarà ulteriormente studiato nel seguito.

### Riprogettazione della struttura

#### Scenario 1: Perdita della Colonna interna al piano 0

A causa del cambio di sezione dell'IPE600, la distribuzione delle forze interne si modificherà. Di seguito, lo scenario 1 di perdita della colonna è stato nuovamente simulato sostituendo tutti gli elementi IPE600 con IPE750x137. Ciò comporta la modifica delle forze di trazione negli incatenamenti orizzontali e delle forze di compressione nelle colonne, nonché dei fattori di utilizzo:

*Tabella 55. Verifica degli elementi riprogettati per forze di legatura in accordo all'approccio numerico*

Elementi	Sezioni	Forze di trazione/ compressione. forze (kN)	Momento (kNm)	UF
Colonne facciata Y	HEB 340	-2862	0	0.66
Colonne facciata X	HEB 360	-3827	0	0.82
Colonne interne	HEM 300	-4941	0	0.61
Travi interne - X	IPE550	1658	276	0.56
Inner Y-beams	IPE750x137	4850	565	1.03

Il fattore di utilizzo per il profilo IPE750x137 è superato del 3%. Questo superamento può essere considerato accettabile.

A causa della variazione della sezione trasversale, le travi interne in direzione Y ora hanno una maggiore rigidità assiale, in modo che anche le forze di trazione dovute agli effetti membranali in tali elementi sono maggiori. Allo stesso modo, le forze di trazione nelle travi interne in direzione X (IPE550) sono ora più basse. In alternativa, si è tentato di modificare gli elementi IPE550 con elementi IPE600, al fine di ridurre la forza di trazione nelle travi interne in direzione Y. Tuttavia, l'effetto positivo per le travi interne in direzione Y era trascurabile, quindi il passaggio a IPE750x137 per le travi interne in direzione Y con un'analisi elastica è l'unica soluzione considerata in questa sede.

Le verifiche dei giunti con forze d'incatenamento modificate sono riassunte in Tabella 56.

*Tabella 56. Verifica dei giunti per forze di incatenamento in accordo all'approccio numerico (scenario 1)*

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forse di tying (kN)	Modalità di collasso	UF
B1 / B3	1662	Rifollamento piastra d'anima	3.80
C2w	4852	Anima della colonna in flessione	11.20
C3w	4852	Piastra d'anima in trazione (area netta)	6.17

Il nuovo progetto del giunto B1/B3 richiede quanto segue: aggiunta di 2 bulloni, M27 invece di M24, piastre d'anima addizionali saldate alla trave, piastra del giunto

modificata per geometria e spessore (25 mm) così come saldature più spesse per soddisfare a requisiti di duttilità (15 mm).

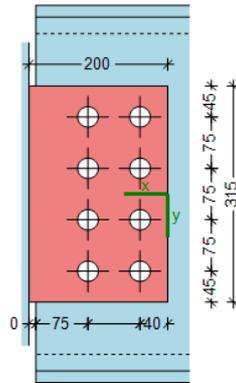


Figura 128. Nuovo progetto del giunto B1/B3 per soddisfare le verifiche delle forze d'incatenamento in accordo all'approccio numerico

Tabella 57. Verifica per forze di tying dei giunti riprogettati in accordo all'approccio numerico (scenario 2)

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forze di tying (kN)	Modalità di collasso	UF
B1 / B3	1662	Bulloni a taglio	1.00
C2w / C3w	4852	Non fattibile	

Ciò porta a un fattore di utilizzo di 1,00 con bulloni a taglio come modalità di rottura. Le piastre d'anima saldate alla trave sono preferite rispetto alla modifica della sezione trasversale della trave per ridurre il peso e quindi il costo della struttura.

Per i giunti C2w e C3w, non è stato possibile trovare una riprogettazione ragionevole. Per i giunti C2w, anche una piastra d'anima della colonna saldata da 40 mm non sarebbe ancora sufficiente per rinforzare sufficientemente la componente anima della colonna in flessione. E per entrambi i giunti, sarebbero necessari 14 bulloni M36 10.9 per soddisfare la verifica dei bulloni a taglio: questa soluzione non sarebbe geometricamente fattibile a causa della limitata altezza della trave, dei bulloni richiesti e dei passi, insieme all'impossibilità di verificare la sezione netta della trave. La modifica della sezione trasversale della trave porterebbe anche a una soluzione irragionevole in termini di altezza della trave e peso complessivo. Anche tenendo conto della plasticità nell'analisi numerica, la forza di trazione sarebbe dello stesso ordine di grandezza.

Un'alternativa potrebbe essere l'uso di giunti incernierati tipo header plate. Ciò risolverebbe il problema della mancanza di resistenza della sezione netta della trave in quanto non ci sarebbero più fori nell'anima della trave. Tuttavia, il numero di bulloni richiesti sarebbe ancora irragionevole e anche le flange delle colonne dovrebbero essere notevolmente rinforzate per resistere a momenti flettenti elevati.

Sembra che i giunti incernierati non siano una scelta ragionevole per garantire una robustezza sufficiente a questa struttura. Un altro approccio potrebbe essere quello di

sostituire i giunti a cerniera con giunti semirigidi (a parziale ripristino). Questa alternativa viene discussa applicando il metodo analitico in W.E. II.4.1 / SS/NS.

### Scenario 2: Perdita della colonna di facciata al piano 0

In questo scenario, nessuna riprogettazione è necessaria. Comunque, giunti trave-colonna IPE500 (A1s e A2s) devono essere progettati nuovamente. Le verifiche dei giunti per le forze d'incatenamento sono illustrate di seguito.

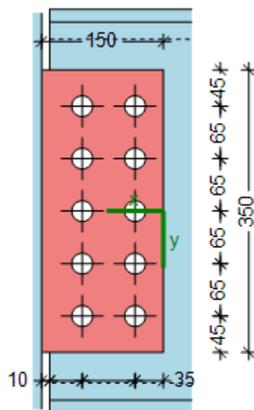


Figura 129. Nuovo progetto dei giunti A1s / A2s per soddisfare la verifica per le forze d'incatenamento in accordo all'approccio numerico

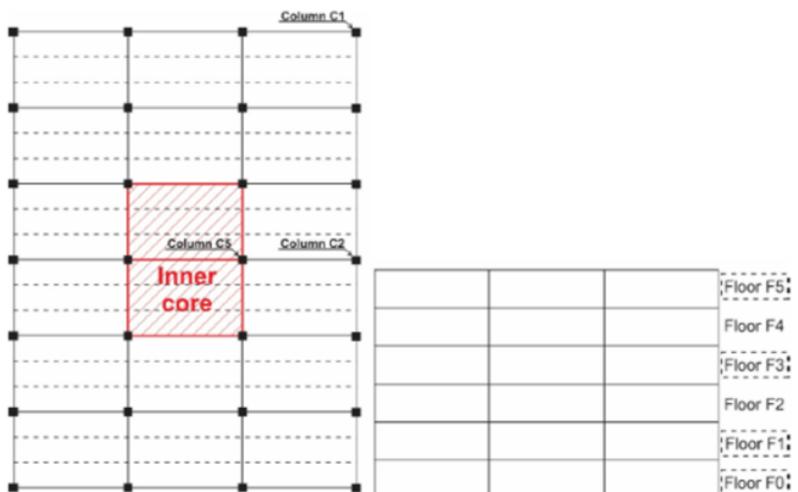
Il nuovo progetto del giunto A1s / A2s richiede quanto segue: aggiunta di 4 bulloni, M24 invece di M20, piastre addizionali saldate all'anima della trave, modificata della piastra del giunto per geometria e spessore (20 mm) così come saldature più spesse per soddisfare requisiti di duttilità (12 mm).

Tabella 58. Verifica per forze d'incatenamento dei giunti riprogettati in accordo all'approccio numerico (scenario 2)

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forze di tying (kN)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2s	1620	Bulloni a taglio	1.01

Il fattore di utilizzazione è superato del 1%. Questo superamento può essere considerato accettabile. Questa nuova soluzione può essere considerata fattibile.

8.8.4.6 Progetto per minacce non identificate utilizzando ALPM – approccio totalmente numerico (CS/NS)

 <p>Esempi applicativi</p>	Titolo	Progetto per minacce non identificate usano ALPM – approccio totalmente numerico		1 di 4 pagine
	Struttura	Struttura composta in zona non sismica	Fatto da	AM
	Documento ref.	II.4.6 / CS/NS		Data: 06/2021
<p><b>Esempio: Progetto per minacce non identificate in una struttura composta in zona non sismica utilizzando il metodo del percorso alternativo del carico – approccio totalmente numerico</b></p> <p>Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di minacce non identificate utilizzando un approccio totalmente numerico secondo ALPM.</p> <p><u>Dati di base della struttura</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Per geometria, sezioni, e materiali vedere paragrafo 8.2.</li> </ul> <p><u>Azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> <p>Sono considerate le seguenti azioni:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Carichi permanenti DL (vedere Tabella 11);</li> <li>Carichi variabili LL (vedere Tabella 11 per la struttura CS/NS);</li> <li>Nessuna azione eccezionale è considerata.</li> </ul> <p><u>Combinazione delle azioni per situazione di progetto eccezionale</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definizione degli scenari di rimozione della colonna</u></p> <p>Il comportamento dell'edificio è studiato per differenti situazioni eccezionali per le quali determinati scenari di perdita della colonna sono stati considerati, come presentato in Figura 130:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Colonna d'angolo (C1) ai piani 0, 1, 3 e 5;</li> <li>Colonna di facciata (C2) ai piani 0, 1, 3 e 5;</li> <li>Colonne del nucleo di controvento (C5) ai piani 0, 1, 3 e 5.</li> </ul>				<p>Manuale di progetto §5.3.4</p> <p>Manuale di Progetto § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p>
				
<p>Figura 130. Pianta e vista del telaio trasversale e identificazione delle colonne collassate</p>				

**Analisi strutturale**

L'obiettivo di questa analisi è valutare il comportamento dell'edificio in caso di evento eccezionale (rimozione della colonna). I calcoli vengono effettuati utilizzando il software SAFIR®.

Vengono effettuate un totale di 20 simulazioni suddivise in 2 diversi gruppi, in base alla configurazione di giunto trave-colonna alle estremità delle travi sopra la colonna rimossa:

- 12 simulazioni con tutte le giunzioni trave-colonna incernierate;
- 8 simulazioni con giunti rigidi trave-colonna.

Nei casi in cui viene rimossa la colonna C1 vengono definite due diverse ipotesi:

- Tutti i giunti trave-pilastro sono incernierati (C1 "Tutti i giunti incernierati");
- Giunti rigidi trave-colonna in corrispondenza dell'angolo dove la colonna è rimossa (C1 "Giunti rigidi").

Nei casi in cui viene rimossa la colonna C2 vengono definite due diverse ipotesi:

- Tutti i giunti trave-colonna sono incernierati (C2 "Tutti i giunti incernierati");
- Giunti rigidi trave-colonna dove viene rimossa la colonna (C2 "Giunti rigidi").

Dettagli relativi al modello numerico nel caso di giunti incernierati e di giunti rigidi sono presentate nella Figura 131.

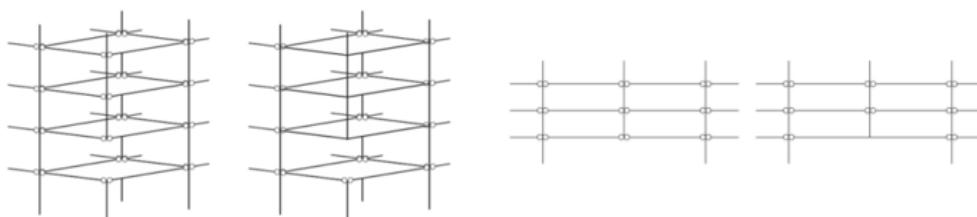


Figura 131. C1 giunti "incernierati" versus "Rigidi" e C2 giunti "Incernierati" versus "rigidi" – ALPM – approccio totalmente numerico – CS/NS

**Risultati**

L'output dei calcoli di SAFIR è sintetizzato in Tabella 59 in termini di massimo spostamento verticale nella posizione dove la colonna è rimossa.

Tabella 59. Spostamenti verticali massimi

Max. spostamenti verticali (m)	Piano	Tutti giunti incernierati	Giunti rigidi
<b>C1</b> Colonna d'angolo	F0	1.340	0.081
	F1	1.340	0.083
	F3	1.320	0.088
	F5	1.380	0.720
<b>C2</b> Colonna di facciata	F0	0.670	0.610
	F1	0.670	0.600
	F3	0.670	0.550
	F5	0.670	0.250
<b>C5</b> Colonna del nucleo centrale	F0	0.016	-
	F1	0.017	
	F3	0.018	
	F5	0.018	

A titolo di esempio, la Figura 132 fornisce le forze nelle travi nella parte direttamente interessata, considerando la rimozione della colonna C2 al piano terra F0.

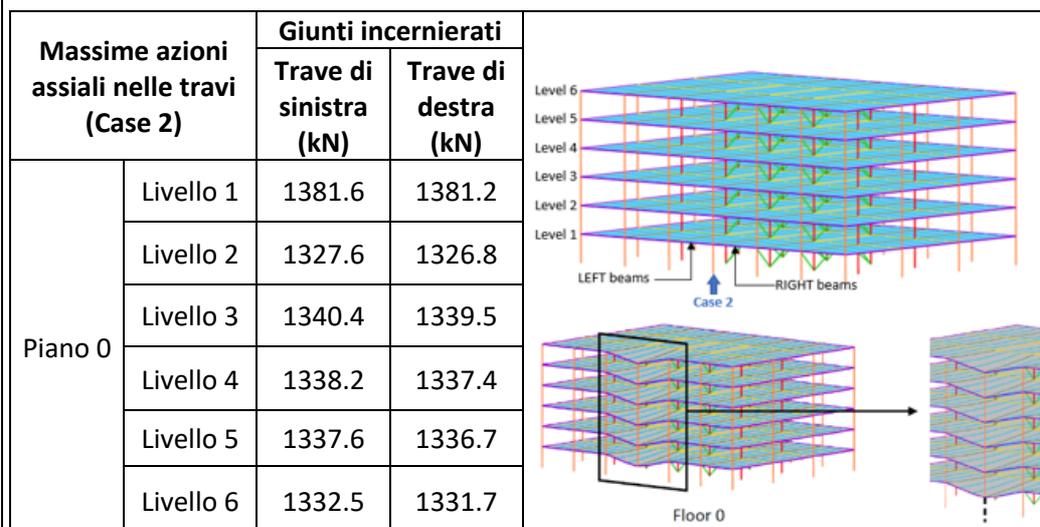


Figura 132. Forze e spostamenti globali a seguito della rimozione della colonna C2 al piano F0.

E' interessante notare che le forze così ottenute sono sostanzialmente superiori alle forze calcolate con il metodo degli incatenamenti (W.E. II.1.4 / CS/NS). Le travi perimetrali IPE 450 sono ancora in grado di sopportare i carichi assiali, ma i collegamenti dovrebbero essere riprogettati.

### Conclusioni

Rimozione della colonna C1:

- Per la perdita del pilastro d'angolo C1, la struttura presenta uno spostamento verticale molto elevato (circa 1,35 m), in quanto l'unico contributo resistente ai carichi gravitazionali è fornito dalla soletta a sbalzo in calcestruzzo (le travi hanno le estremità incernierate);
- Il comportamento nei confronti della robustezza può essere migliorato mediante:
  - Rinforzo dei giunti trave-colonna lungo l'allineamento verticale delle colonne (incernierato-> semirigido -> rigido). L'uso di giunti semirigidi/rigidi fornisce una capacità flessionale aggiuntiva;
  - Miglioramento della capacità della soletta a sbalzo (armatura aggiuntiva agli angoli dell'edificio).

Perdite delle colonne C2 e C5:

- Gli spostamenti sono molto inferiori rispetto al caso della perdita della colonna d'angolo e il carico è distribuito tra i solai (vedere Figura 132);
- Questi scenari di perdita di colonna non determinano crolli progressivi della struttura, ma solo danni localizzati;
- Gli spostamenti laterali nelle colonne adiacenti alla colonna rimossa sono piccoli, questo indica che i carichi sono ridistribuiti in modo relativamente uniforme su tutti i piani sopra la colonna mancante.

Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → C.2

Diagramma di flusso Figura 3 – Box C.4 → Termine del progetto

## 8.9 Conclusioni per gli esempi applicativi

La progettazione di strutture a telaio di acciaio e composte per resistere al crollo progressivo a fronte di eventi eccezionali identificati e non identificati può seguire approcci diversi.

Se la minaccia è identificata, la progettazione può essere eseguita utilizzando metodi con diversi livelli di sofisticazione; il livello richiesto è fissato in base alla classe di conseguenze della struttura considerata. Le strutture indagate negli esempi sviluppati appartengono alla classe di conseguenze 2, gruppo di rischio alto (CC2b), che consente l'utilizzo di metodi prescrittivi o di metodi di analisi semplificati considerando azioni statiche equivalenti. Tuttavia, all'interno di questo manuale di progetto, per completezza, sono stati utilizzati tutti i metodi, compresi quelli sofisticati che richiedono l'uso di analisi dinamiche.

In caso di eventi non identificati o se gli eventi individuati inducono danni troppo grandi, la progettazione nei confronti della robustezza prevede strategie volte a limitare l'entità di un danno localizzato. Attraverso gli esempi, è stata illustrata l'applicazione dei diversi approcci progettuali proposti all'interno di questo manuale, passando dai metodi prescrittivi a quelli più sofisticati che impiegano software dedicati agli elementi finiti.

Per entrambe le famiglie di strategie, ovvero la progettazione contro minacce identificate o non identificate, gli esempi hanno mostrato che l'adozione di metodi più avanzati consente una migliore e più accurata valutazione della risposta effettiva della struttura e, in alcuni casi, può limitare o anche evitare la necessità di misure di rinforzo.

L'applicazione dei diversi metodi ha inoltre evidenziato che le scelte effettuate attraverso la progettazione iniziale, in particolare in termini di dettagli costruttivi, come l'orientamento delle colonne nelle facciate (in caso di urto o esplosione) o la scelta delle configurazioni dei giunti, hanno grande impatto sulla robustezza della struttura e, quindi, sulla sua capacità di resistere al crollo progressivo. L'attivazione dell'azione mista tra travi in acciaio e solette in calcestruzzo fornisce ulteriore capacità di redistribuzione e riduce notevolmente i danni locali e il rischio di crollo progressivo.

In particolare, per le strutture progettate sismicamente, si osserva che i principi di progettazione sismica portano a requisiti in termini di regolarità in pianta e in elevazione, continuità a livello dei giunti, resistenza e rigidità laterale, duttilità locale e globale, ma anche in termini di gerarchia di rottura per elementi e giunti, fornendo alle strutture di acciaio e composte proprietà appropriate anche nei confronti del progetto per la robustezza. Le colonne più resistenti offrono una migliore protezione contro gli urti e le esplosioni, mentre i requisiti minimi di flessione e la duttilità ai giunti trave-colonna forniscono capacità maggiori in caso di uno scenario di perdita della colonna.

Per quanto riguarda i giunti, è stato dimostrato che il loro comportamento influenza fortemente la risposta globale della struttura. Di conseguenza, è fondamentale rispettare le raccomandazioni progettuali fornite nel paragrafo 2.2.3 che consentono di garantire un livello minimo di duttilità o di capacità deformativa ai giunti strutturali.

I risultati hanno anche indicato che alcuni scenari di carico possono ancora portare a danni significativi e collassi progressivi parziali, ad esempio in telai dotati di giunti semplici soggetti a uno scenario di perdita di colonna. In tali casi, l'utilizzo di giunti trave-colonna a parziale ripristino di resistenza è visto come una buona alternativa in quanto non impedisce al progettista di utilizzare ancora metodi di analisi semplici considerando i giunti come incernierati (garantendo la duttilità dei giunti attraverso l'utilizzo delle raccomandazioni del paragrafo 2.2.3) beneficiando della resistenza extra fornita dai giunti in caso di eventi eccezionali.

Considerando l'applicazione del metodo del percorso alternativo di carico, è stato chiaramente evidenziato che i livelli dei carichi di trazione ottenuti utilizzando il metodo prescrittivo come raccomandato nella EN 1991-1-7 sono molto inferiori a quelli ottenuti con metodi più sofisticati che implicano esplicite simulazioni degli scenari di perdita di colonne. Ciò conferma come il metodo prescrittivo non sia finalizzato alla previsione dei carichi associati ad uno scenario di perdita di colonna ma piuttosto ad assicurare un livello minimo di continuità alla struttura.

Significa anche che l'uso del metodo prescrittivo non è sufficiente a garantire che la struttura sopravviva a uno scenario di perdita di colonna. Per raggiungere questo obiettivo, nel processo di progettazione devono essere impiegati metodi analitici o numerici come quelli proposti in questo manuale di progetto.

Per i professionisti, l'approccio analitico è visto come una buona alternativa all'approccio numerico completo che richiede l'uso di modelli agli elementi finiti e una buona conoscenza dell'uso di tali strumenti.

## Part 3 – Allegati

### A.1 Resistenza di progetto dei giunti in presenza di azioni flettenti ed azioni assiali combinate

Sulla base del teorema statico, è possibile predire la resistenza a collasso di una connessione scrivendo l'equilibrio tra le forze applicate e le forze interne. Quando una connessione è soggetta ad azione flettente (M) ed azione assiale (N), le equazioni di equilibrio da scrivere sono:

$$\begin{aligned} M &= \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i \\ N &= \sum_{i=1}^n F_i \end{aligned} \quad (48)$$

dove  $F_i$  indicate la forza nella riga  $i$  e  $h_i$  l'associato braccio di leva; questo è ottenuto considerando la distanza verticale tra la riga considerata e l'asse di riferimento della trave, cioè, l'asse dove  $M$  e  $N$  si considera essere applicati ( $h_i$  è positivo per le righe posizionate sopra l'asse di riferimento).

L'azione assiale applicata e il momento flettente sono collegate tra loro attraverso il concetto dell'eccentricità del carico come segue ( $N$  è positiva quando di trazione e il valore positivo del momento è definito in accordo alla Figura 111):

$$M = e \cdot N \quad (49)$$

#### A.1.1 Criteri di resistenza considerando l'effetto di gruppo

La resistenza di una riga è assunta pari alla resistenza del componente più debole attivo nella riga considerata. Per rispettare il teorema statico, questa resistenza non dovrebbe mai essere superata. Questo sembra semplice quando si guarda alla resistenza individuale delle file, ma è più difficile quando nelle connessioni si sviluppano effetti di gruppo (vedi paragrafo 2).

Nel modello, qualsiasi gruppo di righe  $[m,p]$  per cui si possono sviluppare effetti di gruppo viene studiato come una riga fittizia equivalente con un braccio di leva equivalente e una resistenza di gruppo uguale a quella del componente più debole. Di conseguenza, il criterio di resistenza per ciascuna delle righe come parte del gruppo  $[m,p]$ , per ogni componente, può essere scritto come segue:

$$\sum_{i=m}^p F_i \leq F_{mp}^{Rd \alpha} \quad m = 1, \dots, n \text{ e per ogni valore di } m, p \text{ che variano da } m \text{ a } n \quad (50)$$

dove  $F_{mp}^{Rd \alpha}$  è la resistenza del gruppo  $[m,p]$  per il componente  $\alpha$  valutato in accordo all' Eurocode 3 Part 1-8. Se  $m$  è pari a  $p$ ,  $F_{mp}^{Rd \alpha}$  diviene la resistenza individuale della componente  $\alpha$  inclusa nella riga  $m$ . Questo criterio di resistenza può essere derivato per ciascuna delle componenti costitutive della riga e la resistenza finale del gruppo di righe  $[m,p]$ , chiamata  $F_{mp}^{Rd}$ , può essere definita come il più piccolo dei valori  $F_{mp}^{Rd \alpha}$ .

Questo criterio è illustrato nella Figura 133 dove è mostrata l'applicazione del criterio per un collegamento con due file di bulloni; l'applicazione del criterio per un collegamento con tre file di bulloni, denominate 1, 2 e 3, è presentato in Figura 134. Più generalmente, queste figure sono rappresentative di casi incontrati in qualsiasi collegamento con  $n$  file per i quali effetti di gruppo possono svilupparsi in due o tre righe successive.

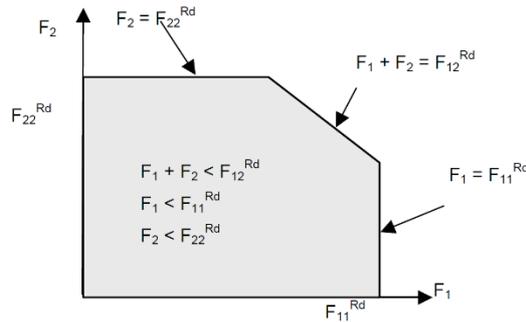


Figura 133. Interazione tra due file di bulloni

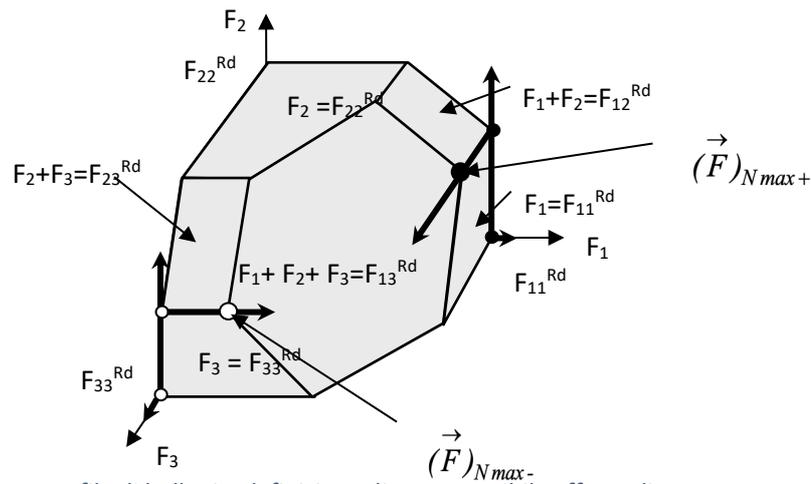


Figura 134. Interazione tra tre file di bulloni e definizione di  $F_{jRd}$  – Possibile effetto di gruppo tra tre file di bulloni e fasi successive per la valutazione della resistenza della connessione (punti neri e bianchi rispettivamente).

### A.1.2 Definizione del criterio di collasso dell'intera connessione

La curva di resistenza che considera l'interazione M-N è ottenuta utilizzando il criterio di resistenza fornito dalla seguente equazione:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c \quad (51)$$

In questa equazione, il valore di  $k$  varia da 1 a  $n$  dove  $n$  rappresenta il numero totale di righe,  $k$  indica il numero della particolare riga nella quale si ipotizza si trovi l'asse neutro plastico per il calcolo dei diversi punti della curva resistente M-N (tra questi punti della curva resistente M-N, l'asse neutro plastico passa da una riga a quella successiva); di conseguenza, variando il valore di  $k$ , si ottengono differenti distribuzioni delle forze resistenti tra le file (rispettando il teorema statico) e quindi si ottengono differenti coppie M-N. Sapendo che per ogni posizione dell'asse neutro plastico si possono ottenere due distribuzioni di forze resistenti (una assumendo che la parte sopra l'asse neutro plastico sia in compressione e la parte sottostante in trazione e una assumendo la situazione inversa), si ottengono "2k" coppie M-N usando equazione (51). Questa equazione è definita in modo da ottenere la massima resistenza a flessione adottando una distribuzione ottimizzata dei carichi interni tra le file attivate, tenendo conto dei possibili effetti di gruppo come di seguito spiegato.

In questa espressione, due diverse resistenze  $F_i^c$  possono essere attribuite alla riga  $i$  ( $F_i^{Rd+}$  e  $F_i^{Rd-}$ ) con l'obiettivo di massimizzare il valore assoluto della resistenza a flessione massimizzando i carichi nelle file più distanti dalla fila "k". Questo è illustrato per una connessione con due file di bulloni in

Figura 135. Assumiamo che, a questo proposito, la resistenza delle due file di bulloni in trazione sia governata dal componente "Piastra di estremità in flessione" e che la resistenza del gruppo corrispondente sia pari a 100 kN minore della somma delle singole resistenze delle due file di bulloni ( $2 \cdot 60 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$ ). In Figura 135 sono considerate due situazioni in cui il numero della fila  $k$  è considerato rispettivamente uguale a 1 e 4. In Figura 135 viene illustrata la distribuzione dei carichi di trazione nelle due file di bulloni, per  $k = 1$  e per  $k = 4$ . Se  $k$  è uguale a 4 e viene applicato un momento positivo alla connessione, significa che la resistenza della fila di bulloni superiore  $F2Rd+$  è pari a 60 kN e quella della fila di bulloni inferiore  $F3Rd+$  è pari a 40 kN ( $= 100 \text{ kN} - 60 \text{ kN}$ ) mentre, se  $k = 1$  e si applica un momento negativo alla connessione, la resistenza della fila di bulloni superiore  $F2Rd-$  è pari a 40 kN e quella della fila di bulloni inferiore è pari a 60 kN. Tale procedura è illustrata in Figura 134 per un giunto in cui tre file di bulloni sono interessate da effetti di gruppo. I punti neri mostrano i passaggi successivi per stimare  $F_i^{Rd+}$  rispettando le resistenze di gruppo mentre quelli bianchi mostrano i passaggi per stimare  $F_i^{Rd-}$ . Di conseguenza,  $F_i^{Rd+}$  e  $F_i^{Rd-}$  possono essere definiti come la resistenza massima (o minima in caso di valori negativi) della riga  $i$  per momenti positivi e negativi rispettivamente considerando gli effetti di gruppo e massimizzando il momento resistente.

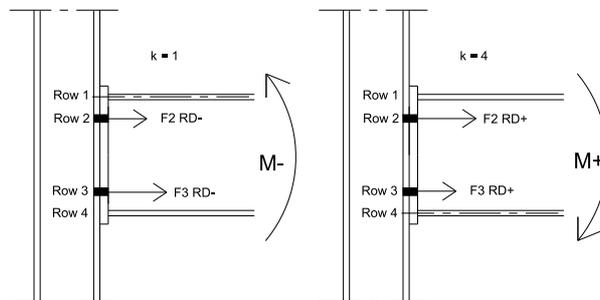


Figura 135. Esempi di distribuzione di forze resistenti tra le righe in trazione per una connessione con due file di bulloni

Il criterio di resistenza che considera l'interazione tra il momento flettente ( $M$ ) e la forza assiale ( $N$ ) a rottura è fornito da un insieme di  $2n$  segmenti di retta paralleli; la pendenza di ciascuno dei  $2n$  segmenti paralleli è pari al valore del braccio di leva ( $h_k$ ) e lungo questi segmenti la forza ( $F_k$ ) varia tra 0 ad un'estremità e la resistenza massima della riga all'altra estremità.

L'applicazione dell'equazione (51) può essere scritta più nel dettaglio come segue:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c$$

$$F_i^c = \max(F_i^{Rd+}; 0) \quad \text{se } i < k$$

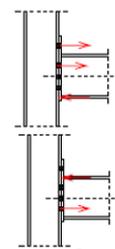
e Trazione nelle righe in cima ( $M^+$ )

$$F_i^c = \min(F_i^{Rd+}; 0) \quad \text{se } i > k$$

$$F_i^c = \min(F_i^{Rd-}; 0) \quad \text{se } i < k$$

o Trazione nelle righe in basso ( $M^-$ )

$$F_i^c = \max(F_i^{Rd-}; 0) \quad \text{se } i > k$$



$$\text{con } F_i^{Rd+} = \min \left( F_{mi}^{Rd} - \sum_{\substack{j=m \\ i \neq up, lo}}^{i-1} F_j^{Rd+}, m = 1, \dots, i \right) \quad \text{per } i < k \quad \text{e } F_i^{Rd+} = F_i^{Rd} \quad \text{per } i = up, lo > k$$

$$F_i^{Rd-} = \min \left( F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=i+1 \\ i \neq up, lo}}^m F_j^{Rd-}, m = i, \dots, n \right) \text{ per } i > k \text{ e } F_i^{Rd-} = F_i^{Rd} \text{ per } i = up, lo < k$$

Il comportamento non duttile di alcuni componenti può comportare una riduzione della resistenza della connessione. In (Demonceau et al., 2019) è spiegato come adattare la curva di interazione M-N, come valutare la rigidità elastica del giunto in presenza di interazione tra M e N.

In particolare poi, la risposta di un giunto soggetto a sole forze assiali può essere considerato un caso di carico particolare per il quale può essere applicata la procedura di calcolo sopra descritta.

## A.2 Requisiti di dettaglio per garantire sufficiente capacità rotazionale ai giunti semplici

### A.2.1 Giunti con piastra di testa di altezza inferiore all'altezza della trave (header plate)

Con l'obiettivo di permettere la rotazione senza incrementare eccessivamente il momento flettente che si sviluppa nel giunto, il contatto tra l'ala inferiore della trave e l'elemento di supporto deve essere evitato. E' quindi necessario che l'altezza  $h_p$  della piastra sia minore di quella dell'anima della trave supportata (Figura 136):

$$h_p \leq d_b \quad (52)$$

dove  $d_b$  è l'altezza netta dell'anima della trave supportata.

Se questo contatto si verifica, nel punto di contatto si sviluppa una forza di compressione; questa sarà equilibrata da forze di trazione nei bulloni e, conseguentemente, si svilupperà un momento flettente significativo (Figura 136).

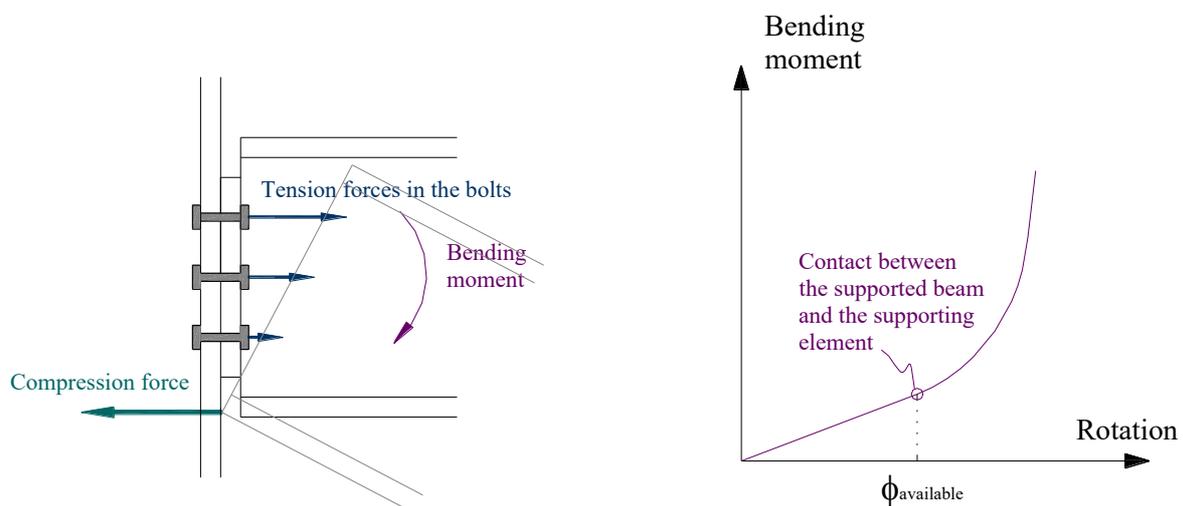


Figura 136. Contatto ed evoluzione del momento flettente

Il livello di rotazione a cui avviene il contatto dipende ovviamente dalle caratteristiche geometriche della trave e della piastra di testa, ma anche dalle effettive deformazioni delle componenti del giunto.

Al fine di ricavare un semplice criterio che il progettista potrebbe applicare, prima di qualsiasi calcolo, per verificare se il rischio di contatto può essere ignorato, si possono fare le seguenti ipotesi di massima (vedi Figura 137):

- l'elemento di supporto rimane indeformato;
- il centro di rotazione della trave si trova all'estremità inferiore della piastra di testa.

Sulla base di queste assunzioni si può facilmente ricavare una stima sicura (ovvero un limite inferiore) della cosiddetta “rotazione disponibile del giunto”  $\phi_{available}$ :

$$\phi_{available} = \frac{t_p}{h_e} \quad (53)$$

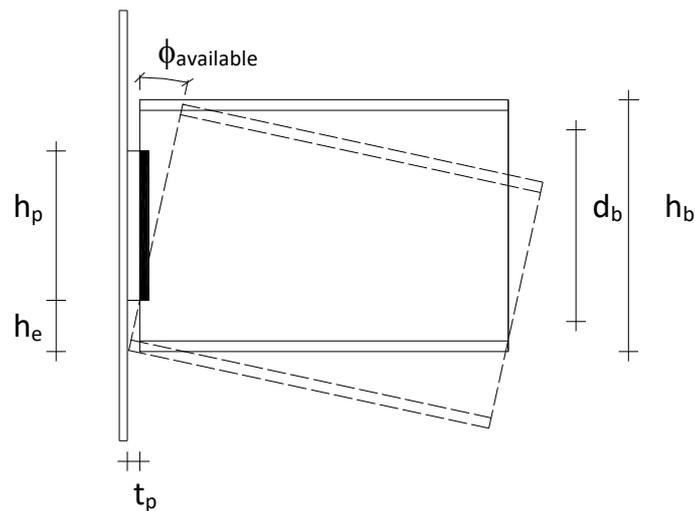


Figura 137. Caratteristiche geometriche del giunto e illustrazione del contatto tra la trave e l'elemento di supporto

Questa rotazione disponibile deve essere maggiore della “capacità di rotazione richiesta” che varia a seconda del sistema strutturale e del carico. Un semplice criterio per garantire una sufficiente capacità di rotazione del giunto può essere scritto come:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \quad (54)$$

Ad esempio, la capacità di rotazione richiesta, per una trave (lunghezza  $L$  e inerzia  $I$ ) semplicemente appoggiata alle sue estremità e soggetta a un carico uniformemente distribuito (carico fattorizzato  $\gamma p$  a SLU), è pari a:

$$\phi_{required} = \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (55)$$

Ponendo  $\phi_{available} > \phi_{required}$ , può essere desunto un semplice criterio che assicura una sufficiente capacità rotazionale. Si ottiene che:

$$\frac{t}{h_e} > \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (56)$$

Criteri simili possono essere ottenuti per altri casi di carico.

### A.2.2 Giunti con piastra d'anima (fin plate)

Per consentire una rotazione senza aumentare eccessivamente il momento flettente che si sviluppa nel giunto, deve essere rigorosamente evitato il contatto tra l'ala inferiore della trave e l'elemento di

supporto. Per ottenere ciò, l'altezza  $h_p$  della piastra deve essere inferiore a quella dell'anima della trave supportata (Figura 138):

$$h_p \leq d_b \quad (57)$$

dove  $d_b$  è l'altezza netta dell'anima della trave supportata.

Se tale contatto si realizza, nel punto di contatto si sviluppa una forza di compressione che è equilibrata da forze di trazione nelle saldature e nel piatto, e addizionali forze di taglio nei bulloni.

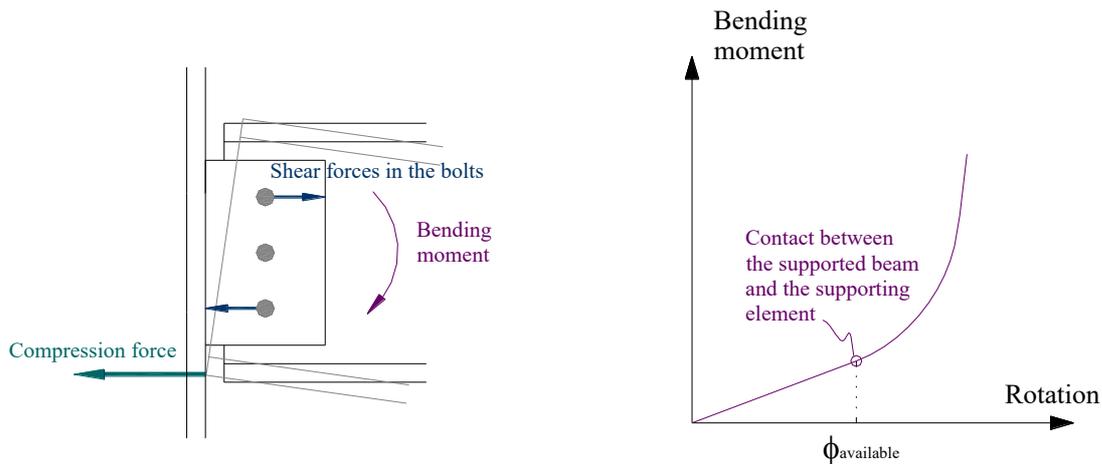


Figura 138. Contatto e evoluzione del momento flettente Posizione dei giunti

La rotazione per la quale il contatto si verifica dipende ovviamente dalle caratteristiche geometriche della trave e della fin plate, ma anche dalla reale deformazione delle componenti del giunto.

E' possibile ricavare un semplice criterio operativo che permette di verificare, prima di qualsiasi altro calcolo, se il rischio di contatto può essere ignorato. A tal fine vengono fatte le seguenti ipotesi (vedere Figura 139):

- l'elemento di supporto e la piastra rimangono indeformati;
- il centro di rotazione della trave è posizionato nel baricentro del gruppo di bulloni.

Sulla base di queste assunzioni, una stima lato sicurezza (i.e., un limite inferiore) della cosiddetta "rotazione disponibile del giunto"  $\phi_{available}$  può essere facilmente derivata come:

$$\text{se } z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_c\right)^2} :$$

$$\phi_{available} = \infty$$

altrimenti:

$$\phi_{\text{available}} = \arcsin \left( \frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}} \right) - \arctg \left( \frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e} \right)$$

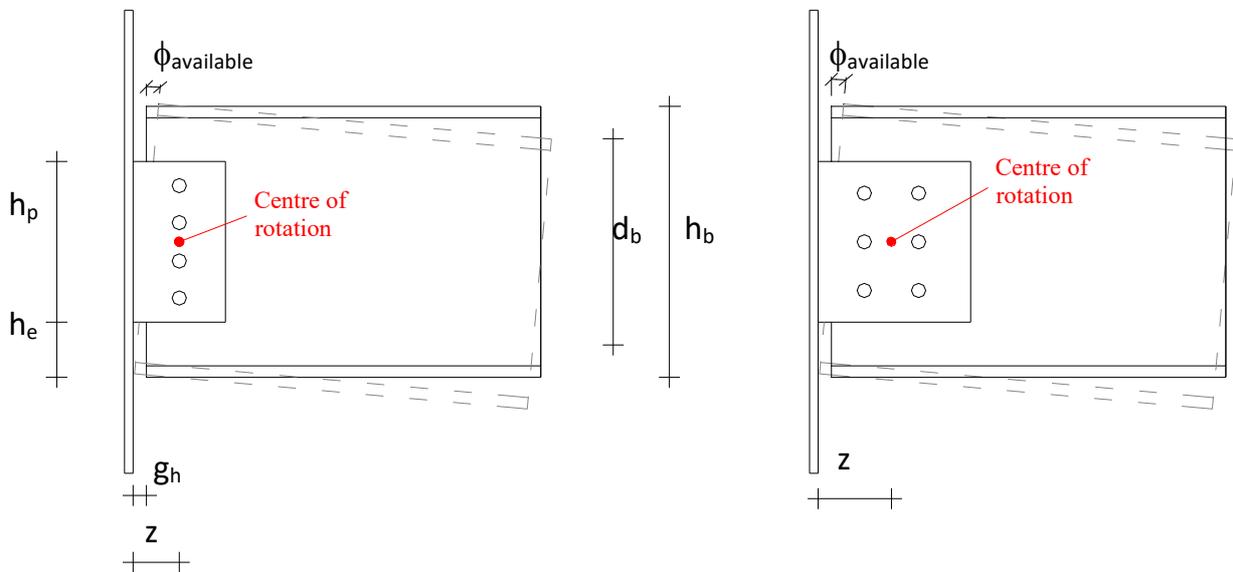


Figura 139. Caratteristiche geometriche del giunto e illustrazione del contatto tra la trave e l'elemento di supporto

La rotazione disponibile deve essere più grande della “capacità rotazione richiesta” che varia in funzione del sistema strutturale e del carico. Un semplice criterio che assicura la sufficiente capacità rotazionale del giunto può essere scritto quindi come:

$$\phi_{\text{available}} > \phi_{\text{required}} \quad (58)$$

### A.3 Raccomandazione specifiche di duttilità per giunti a parziale ripristino di resistenza e giunti bullonati composti con piastra di estremità

Come introdotto nel paragrafo 2.2.3.2, (Rölle, 2013) fornisce un metodo semplificato per la determinazione del momento resistente di giunti di acciaio e composti con piastra di estremità così come criteri costruttivi per il progetto di giunti ad alta duttilità, vedere anche Tabella 3. Il collasso di componenti diverso dal collasso per trazione è escluso dal criterio proposto, vedere il successivo Passo 1 nel paragrafo dedicato all'applicazione del metodo. Vengono inoltre forniti i criteri di duttilità per il T-stub, vedere il Passo 2 seguente.

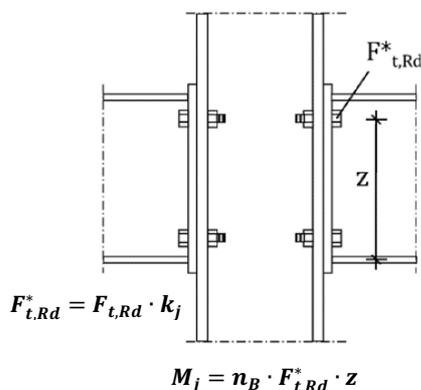
Il metodo assume che il prodotto della resistenza a trazione dei bulloni e il braccio di leva della forza sia il fattore predominante che definisce la capacità flessionale resistente dei giunti. Gli altri parametri che hanno influenza sulla capacità flessionale dei giunti sono considerati indirettamente attraverso l'applicazione di un fattore di correzione. La formula per il calcolo della capacità flessionale plastica è data nell'equazione (59). Per il braccio di leva, la assunzione è che la somma della forza assiale di

trazione agisca nel baricentro dei bulloni in trazione e che la somma delle forze di compressione agisca nel baricentro della ala della trave in compressione. Il metodo è stato sviluppato utilizzando i risultati sperimentali di (Kuhlmann et al., 2008) e le analisi numeriche in (Rölle, 2013). Il metodo, che è stato validato con l'aiuto delle equazioni analitiche del modello per componenti, fornisce valori a favore di sicurezza se confrontati con quelli del metodo per componenti.

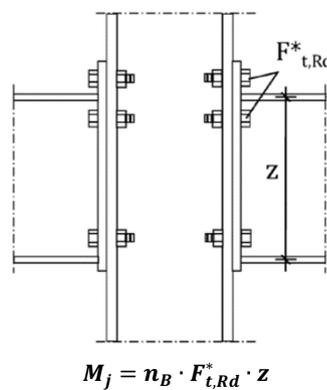
Il giunto di acciaio con piastra d'estremità d'altezza pari alla trave (flush end-plate) è una configurazione di giunto standard per la quale il metodo è stato sviluppato. Il metodo può essere applicato a tutti i giunti di acciaio con piastra di estremità estesa e giunti composti acciaio-calcestruzzo con 3 file di bulloni. Per tutti i giunti di acciaio con piastra di estremità estesa, il modello considera esclusivamente il caso delle due righe superiori di bulloni disposte simmetricamente rispetto all'ala della trave. Per l'applicazione del modello devono essere soddisfatti alcuni criteri di resistenza, geometrici e di configurazione. Il metodo è valido sotto le seguenti condizioni:

- La resistenza a trazione del bullone deve essere il componente più debole dal quale dipende il collasso del giunto;
- $M_{j,pl,Rd} < 0,7 M_{b,pl,Rd}$ ;
- Solo una fila di bulloni per ala della trave;
- Per giunti con piastre di estremità estesa solo una fila di bulloni sopra l'ala della trave;
- Solo due bulloni per fila di bulloni;
- Lo spessore della piastra di estremità non deve essere superiore al 90% dello spessore della ala della colonna:  $t_{EP} \leq 0,9 t_{fc}$ .

**Giunto bullonato di acciaio con piastre di estremità - Flush End-plate**



**Giunto bullonato di acciaio con piastre di estremità estesa**



**Giunto bullonato acciaio-calcestruzzo composto con piastra di estremità**

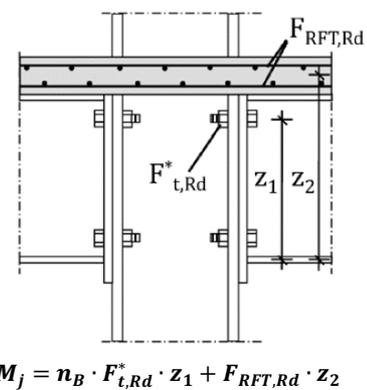


Figura 140. Tipiche configurazioni di giunti per l'applicazione del metodo semplificato proposto da Rölle, (Rölle, 2013)

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z \quad (59)$$

- $F_{t,Rd} \rightarrow$  capacità assiale dei bulloni (valore di progetto);
- $k_j \rightarrow$  fattore di correzione che considera l'influenza di differenti parametri sulla capacità flessionale del giunto;
- $\alpha \rightarrow$  fattore correttivo;
- $z \rightarrow$  braccio di leva;
- $n_B \rightarrow$  numero dei bulloni in trazione.

Quando si considerano giunti composti, la formula per il calcolo della capacità plastica flessionale del giunto si differenzia dall'equazione (59) attraverso l'aggiunta di un termine che considera la forza dell'armatura metallica ed è formulata come segue:

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2 \quad (60)$$

- $F_{T,RFT,Rd} \rightarrow$  resistenza a trazione dell'armatura di acciaio (valore di progetto)
- $z_2 \rightarrow$  braccio di leva, vedere Figura 140

Questo metodo assicura che il componente decisivo sia il T-stub e che attraverso i migliorati criteri di duttilità, si abbia una modalità di collasso modo 2. Nella tesi (Rölle, 2013), è stato provato che assumendo una struttura intelaiata controventata, il requisito in termini di rotazione  $\phi_{available} / \phi_{required}$  pari ad almeno 2 è soddisfatto. Questo è anche mostrato in (Keller et al., 2021).

### A.3.1 Applicazione del metodo semplificato (Rölle, 2013)

Il processo step-by-step per l'applicazione del metodo semplificato proposto da Rölle per le tre configurazioni di giunti **(i)** giunti di acciaio con piastra di estremità tipo flush end-plate , **(ii)** giunti di acciaio con piastra di estremità estesa e **(iii)** giunti composti acciaio-calcestruzzo, può essere descritto in tre step.

1. Verifica della validità del range per il profilo della colonna
2. Definizione del range di spessore ammissibile del T-stub – criterio di duttilità del T-stub
3. Determinazione del momento resistente

Questi tre step sono di seguito presentati per ciascuna configurazione di giunto:

#### i. Giunti di acciaio con piastra di estremità tipo flush end-plate

##### Passo 1

Tabella 60. Limite di validità – profilo della colonna	
Anima della colonna in compressione	$\frac{\sqrt{h_c \cdot d_B}}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7,0$
Anima della colonna in trazione	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Anima della colonna a taglio	$t_{wc} > 1,12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

##### Passo 2

Tabella 61. Criterio di duttilità per il T-stub	
Limite inferiore (punzonamento per taglio)	$t_{EP} \geq 0,186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$
Limite superiore (duttilità) - T-stub irrigidito (caso dell'end-plate)	$t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right)} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2,0d_B}}$
per $0,9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ –T-stub non irrigidito (caso della flangia della colonna)	$t_{fc} \leq 0,4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2,5d_B}}$

Passo 3

Tabella 62. Resistenza del modello per la capacità flessionale di giunti di acciaio con piastra di estremità flush end-plate	
Resistenza flessionale plastica	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z$
Fattore di correzione del giunto	$k_{j(FEP)} = 1,95 \cdot \left( \frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_2 \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Resistenza assiale del bullone (trazione)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

ii. Giunti di acciaio con piastra di estremità estesa

Nel caso di giunti di acciaio con piastra di estremità estesa, la definizione dei range di valori relativi allo spessore della piastra di estremità è effettuato come per il caso dei giunti di acciaio con piastra di estremità flush endplate, mentre la verifica dei range di valori relativi allo profilo della colonna e il calcolo della capacità plastica a flessione del giunto deve essere effettuata secondo quanto segue:

Passo 1

Tabella 63. Limite di validità – profilo della colonna	
Anima della colonna in compressione	$\frac{\sqrt{h_c} \cdot 2 \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 10,0$
Anima della colonna in trazione	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Anima della colonna a taglio	$t_{wc} > 1,67 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Passo 3

Tabella 64. Resistenza del modello per la capacità flessionale di giunti di acciaio con piastra di estremità estesa	
Resistenza flessionale plastica	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z$
Fattore di correzione del giunto	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left( \frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Resistenza assiale del bullone (trazione)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

iii. Giunti composti acciaio-calcestruzzo

Se la resistenza a trazione dell'armatura disposta nella larghezza efficace della soletta è maggiore della capacità portante teorica della fila di bulloni superiore di una ipotetica parte estesa della piastra di estremità, allora la verifica della componente anima della colonna in compressione deve essere effettuata separatamente.

La definizione del range di valori per lo spessore della piastra di estremità è effettuata in accordo a quella relativa dei giunti con piastra di estremità flush end-plate. In questo modo, solo il terzo step del metodo semplificato di Rölle si differenzia per i giunti composti rispetto agli altri due tipi di giunti secondo quanto mostrato in Tabella 65.

### Passo 3

Tabella 65. Resistenza del modello della capacità flessionale dei giunti composti acciaio-calcestruzzo con piastra di estremità	
Resistenza flessionale plastica	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$
Fattore di correzione del giunto	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left( \frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Resistenza assiale del bullone (trazione)	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Resistenza assiale dell'acciaio dell'armatura	$F_{T,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$

Le formule fornite si riferiscono al momento flettente plastico. Possono essere utilizzate per valutare la resistenza ultima, come necessario nel caso delle azioni eccezionali, modificando la resistenza a trazione del bullone da  $F_{t,Rd}$  a  $F_{t,u} = A_s f_{ub}$ .

## A.4 Valutazione della capacità rotazionale plastica dei giunti agli SLU

### A.4.1 Principi generali e metodo

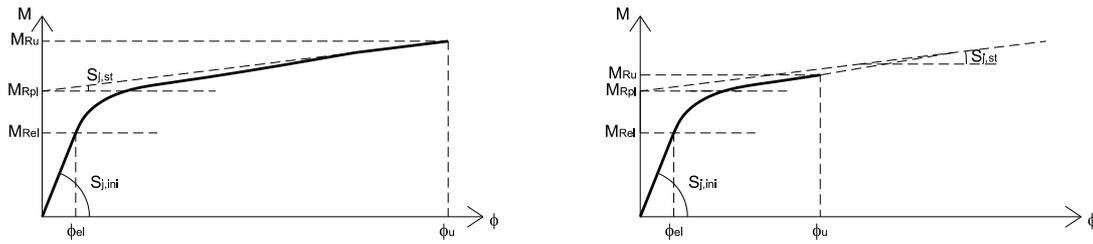
La risposta rotazionale del giunto è presentata mediante una curva momento-rotazione ( $M-\varphi$ ) dove  $M$  e  $\varphi$  rappresentano rispettivamente il momento flettente a cui il giunto è soggetto e la relativa rotazione tra gli elementi collegati. Questa curva può essere tracciata così come per i giunti in flessione e per i giunti soggetti a situazioni di carico più complesse, includendo forze assiali aggiuntive. Ma certamente, nel caso di giunti sottoposti solo a trazione, la risposta rotazionale è priva di significato e deve essere considerata la risposta estensionale  $N-\Delta$  del giunto.

Nel contesto della robustezza, la valutazione della capacità deformativa massima (estensionale, rotazionale o entrambe) è di fondamentale importanza; in questo contesto è introdotta una procedura generale per la sua determinazione. Per maggiore chiarezza, questa procedura è presentata per il caso di un giunto in flessione, ma può essere applicata direttamente a qualsiasi altra condizione di carico.

Per i più classici giunti di acciaio o composti saldati o bullonati, la forma della curva  $M-\varphi$  è approssimativamente bi-lineare e può quindi essere caratterizzata mediante quattro parametri chiave:

- rigidità iniziale  $S_{j,ini}$ ;
- resistenza flessionale plastica  $M_{Rpl}$ ;
- rigidità della parte incrudente (più in generale post-plastica)  $S_{j,st}$ ;
- resistenza flessionale ultima  $M_{Ru}$ .

Quando il giunto non è soggetto a fenomeni di instabilità o di collasso fragile, il momento in condizioni ultime  $M_{Ru}$  differisce in modo significativo da  $M_{Rpl}$ , e la forma bi-lineare della curva  $M-\varphi$  è molto marcata (Figura 141a); quando invece si verificano fenomeni di instabilità o di collasso fragile – per esempio nel caso di anima della colonna in compressione o dei bulloni in trazione –  $M_{Ru}$  è simile a  $M_{Rpl}$ , determinando una forma della parte finale della curva  $M-\varphi$  più o meno arrotondata (Figura 141b). Indipendentemente dal caso, la capacità rotazionale ultima  $\phi_u$  può essere determinata come intersezione tra la curva  $M-\varphi$  e la linea orizzontale  $M_{Ru}$ .



a – Marcata risposta bi-lineare

b – Risposta bi-lineare meno marcata

Figura 141. Principali proprietà del giunto che caratterizzano le curve  $M-\phi$  reali

Quindi, la capacità rotazionale plastica ultima dei giunti può essere valutata come (Jaspart et al., 2019):

$$\varphi_u = (M_{Ru} - M_{Rpl})/S_{j,st} \quad (61)$$

I valori di  $M_{Rpl}$  e  $S_{j,ini}$  possono essere determinati in accordo all'Eurocodice 3 Parte 1-8. La rigidità del tratto incrudente del giunto  $S_{j,st}$  può quindi essere valutata come:

$$S_{j,st} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{k^*}} \quad (62)$$

dove:

$$\sum \frac{1}{k^*} = \sum_m \left( \frac{1}{k_{i,m}} \right)_{M_{Rpl,comp,m} > M_{Rpl,limit}} + \sum_k \left( \frac{1}{k_{st,k}} \right)_{M_{Rpl,comp,k} > M_{Rpl,limit}} \quad (63)$$

$k$  e  $m$  sono indici che identificano le componenti e  $M_{Rpl,limit} = 1,65M_{Rpl}$

Una buona stima del momento resistente ultimo  $M_{Ru}$  del giunto può essere semplicemente ottenuta sostituendo:

- la tensione di snervamento del materiale  $f_y$  con la tensione ultima  $f_u$ ;
- la resistenza di progetto del bullone in trazione con la resistenza ultima del bullone in trazione (area efficace per resistenza ultima);

nelle formule proposte nell'Eurocodice 3 per la valutazione del momento resistente di progetto del giunto  $M_{Rpl}$ . Il rischio di instabilità dell'anima della colonna in compressione e della flangia della trave in compressione non deve essere dimenticato. Come per  $M_{Rpl}$ , la resistenza flessionale ultima  $M_{Ru}$  è associata alla resistenza ultima del componente più debole.

#### A.4.2 Metodo semplificato di Keller per la capacità deformativa dei giunti composti

In (Keller, 2019) sono proposte equazioni semplificate per la determinazione della capacità rotazionale dei giunti composti, riferiti sia al caso di momento positivo sia al caso di momento negativo. Queste sono basate sugli esperimenti condotti da Kuhlmann et al. (2017), su analisi agli elementi finiti condotte da Rölle (Rölle, 2013) e Keller (Keller, 2019) e sul concetto del cosiddetto modello per componenti. Per la derivazione di queste equazioni, sono state considerate solo le componenti che hanno una influenza significativa sulla capacità deformativa dei giunti composti.

##### Capacità deformativa dei giunti in presenza di momento flettente negativo

Per giunti composti soggetti a momento negativo, la proposta di Keller (Keller 2019) è presentata nell'equazione (64), mentre le componenti considerate assieme al relativo braccio di leva sono

presentate in Figura 142. La deformazione delle parti in trazione e di quelle in compressione sono date dalle equazioni (65) e (66).

I valori dati corrispondono ai valori medi dei risultati sperimentali. I coefficienti parziali di sicurezza e i fattori correttivi sono derivati in Keller (Keller, 2019).

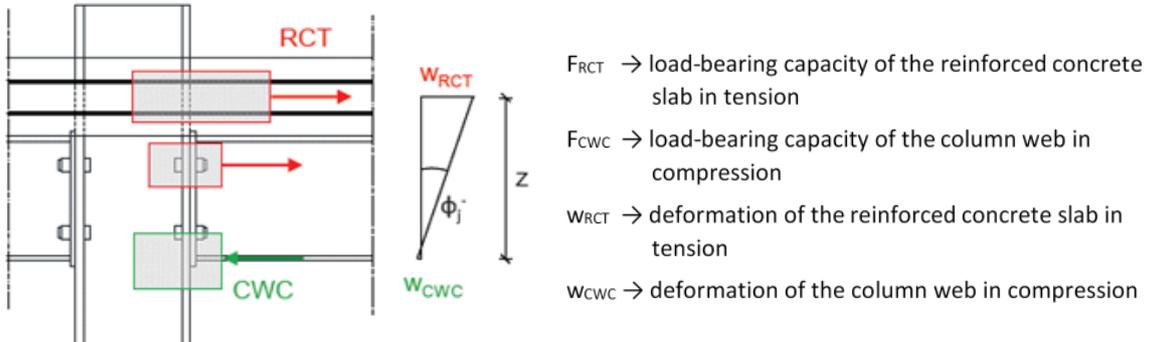


Figura 142. Rotazione totale  $\phi_j^-$  del giunto composto in presenza di momento flettente negativo (Keller, 2019)

$$\phi_{j,available}^- = \frac{w_{RCT} + w_{CWC}}{z} \quad (64)$$

dove:

$w_{RCT}$	[mm]	Deformazione dell'armatura della soletta in calcestruzzo (vedere equazione (65))
$w_{CWC}$	[mm]	Deformazione dell'anima della colonna in compressione (vedere equazione (66))
$z$	[mm]	Distanza tra il centro della compressione e il baricentro delle barre di armatura, vedere Figura 142

$$\bullet \quad w_{RCT} = \varepsilon_{su} \cdot \kappa \cdot l_z \cdot k_M \quad (65)$$

dove:

$\varepsilon_{su}$	[%]	Deformazione ultima delle barre di armatura
$\kappa = 0,49 \cdot \frac{\rho^{0,51}}{f_{ctm}^{0,34} \cdot d_r^{0,68}}$	[-]	Fattore che considera i diversi fattori di influenza
$\rho$	[%]	Rapporto di armatura
$l_z = 0,9 \cdot \left( \frac{h_{col}}{2} + a \right)$	[mm]	Lunghezza del tratto dell'armatura di acciaio che si plasticizza (su un singolo lato del giunto)
$h_{col}$	[mm]	Altezza del profilo della colonna
$a$	[mm]	Distanza del primo connettore a taglio dalla flangia della colonna
$k_M = \begin{cases} 1,00 & \rightarrow \text{for pure axial loading} \\ 0,61 & \rightarrow \text{for negative bending moment} \end{cases}$	[-]	Fattore che considera le condizioni di carico

$$\bullet \quad w_{CWC} = \frac{M_{j,u}^-}{z \cdot k_{CWC} \cdot E} \cdot \delta_{smu} \quad (66)$$

dove:

$M_{j,u}^-$	[kNm]	Capacità ultima plastica del giunto per momento negativo
$z$	[mm]	Braccio di leva
$k_{CWC} = 0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{d_c}$	[mm]	Coefficiente di rigidità per CWC in accordo a EN 1993-1-8
$\delta_{smu} = 1,12 \cdot 10^4 \cdot \varepsilon_{smu}^{2,35}$	[-]	Fattore che considera la deformazione dell'armatura della soletta in trazione
$\varepsilon_{smu} = \left( \frac{W_{RCT}}{I_Z} \right)$	[-]	Deformazione dell'armatura della soletta in trazione

### Capacità deformativa dei giunti in presenza di momento flettente positivo

La capacità deformativa dei giunti soggetti a momento flettente positivo è data dall'equazione (67) mentre le componenti considerate assieme al relativo braccio di leva sono illustrate in Figura 143.

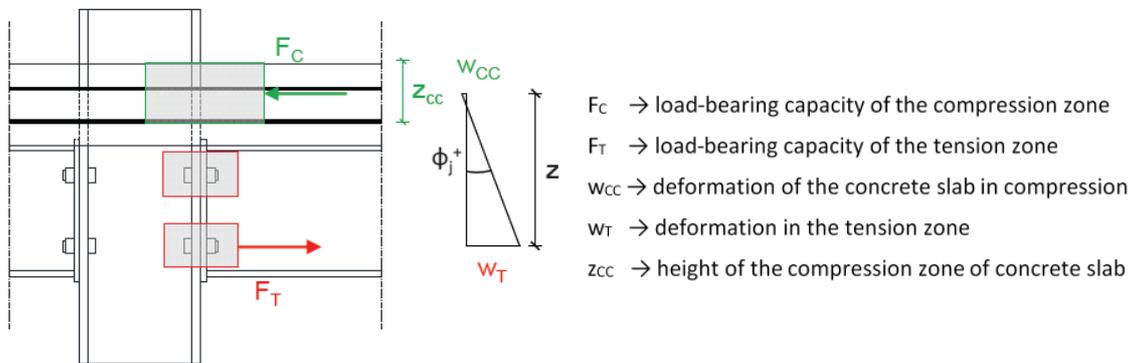


Figura 143. Rotazione totale  $\phi_j^+$  del giunto composto in presenza di momento flettente positivo (Keller, 2019)

$$\phi_{j,avail}^+ = \frac{w_T}{z} \quad (67)$$

dove:

$$w_T = \frac{(t_{ep} + t_{cf}) \cdot f_y}{E} \cdot \delta_{pl,T} \quad [\text{mm}] \quad \text{Deformazione delle parti del giunto in trazione}$$

$$\delta_{pl,T} = a \cdot 1,07 \cdot 10^{-4} \cdot h_b \cdot \sqrt{m_x} \cdot \left( \frac{d_b}{t_{ep}} \right)^3 \cdot \left( \frac{m}{t_{cf}} \right)^{1,8} \cdot \left( \frac{f_{ub}}{f_y} \right)^{2,8} \quad [-] \quad \text{Fattore che considera i diversi fattori di influenza}$$

$$a = \begin{cases} 1,00 & \text{for all-steel joints} \\ 0,65 & \text{for composite joints} \end{cases} \quad [-] \quad \text{Fattore per giunti di acciaio o composti}$$

$$z \quad [\text{mm}] \quad \text{Braccio di leva – distanza tra il centro delle compressioni e la riga di bulloni in trazione}$$

$$m_x \quad [\text{mm}] \quad \text{Distanza verticale tra bullone e flangia della trave}$$

$$m \quad [\text{mm}] \quad \text{Distanza orizzontale tra bullone e anima della trave}$$

In alternativa, (Duarte da Costa, 2018) ha proposto una procedura analitica per la valutazione della capacità rotazionale ultima di giunti composti soggetti a momento positivo con attivazione di barre d'armatura S500B.

Il primo step consiste nel calcolo della deformazione ultima  $\varepsilon_{smu}$  e della deformazione allo snervamento  $\varepsilon_{smv}$  della componente armatura del calcestruzzo: il tension stiffening, infatti, gioca un ruolo non

trascurabile nella capacità di allungamento della componente “barre dell’armatura in trazione”. Grafici di progetto per una semplice determinazione di  $\varepsilon_{smu}$  e  $\varepsilon_{smy}$  sono presentati in Figura 144. Questi grafici sono dati in funzione della classe di calcestruzzo e del rapporto efficace di armatura  $\rho_{eff}$ . Al fine di determinare  $\varepsilon_{smu}$  e  $\varepsilon_{smy}$  mediante questi grafici, deve essere seguita la seguente procedura:

1. Calcolare il rapporto efficace dell’armatura  $\rho_{eff}$  considerando l’area efficace  $A_{c,eff}$  del calcestruzzo attorno all’armatura longitudinale in accordo alla figura 7.1 di (EN 1992-1-1, 2005), e determinare la tensione associata alla prima fessurazione  $\sigma_{sr1}$  mediante il grafico superiore di Figura 144.

2. Moltiplicare la tensione di prima fessurazione  $\sigma_{sr1}$  ottenuta al passo precedente per il fattore  $k_b$  che è uguale a  $k_c$  come definito nel paragrafo 7.4.2(1) di (EN 1994-1-1, 2004). Questo fattore considera la distribuzione lineare delle tensioni nella sezione prima della fessurazione. Su queste basi, determinare la tensione limite ultima  $\sigma_{smu}$  dell’elemento in calcestruzzo armato con il grafico inferiore di Figura 144. Sullo stesso grafico, determinare la tensione limite di snervamento  $\sigma_{smy}$  dell’elemento in calcestruzzo armato.

Nel secondo step, la lunghezza efficace del giunto  $L_j$  è calcolata come:  $L_j = \frac{h_c}{2} + n \cdot 2 \cdot \frac{\phi}{6.4 \cdot \rho_{eff}}$

con:

- $h_c$  altezza della colonna;
- $n = 1.5$  per  $1.0\% \leq \rho_{eff} \leq 1.6\%$ ;  $2.5$  per  $1.6\% < \rho_{eff} \leq 1.9\%$ ;  $3.5$  per  $1.9\% < \rho_{eff} \leq 2.2\%$ ;  $4.5$  per  $2.2\% < \rho_{eff} \leq 2.9\%$ ;  $5.5$  per  $2.9\% < \rho_{eff} \leq 3.5\%$ ;
- $\phi$  è il diametro delle barre

Nell’ultimo step, la capacità rotazionale del giunto è calcolata implementando i valori ottenuti nei due step precedenti nella seguente equazione:

$$\phi_u = \left[ \varepsilon_{smu} \cdot \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{smu} + \varepsilon_{smy}}{2} \cdot \left( L_j - \frac{h_c}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{h_r} \quad (68)$$

dove  $h_r$  è il braccio si leva interno tra il punto di applicazione della risultante delle compressioni e l’armatura

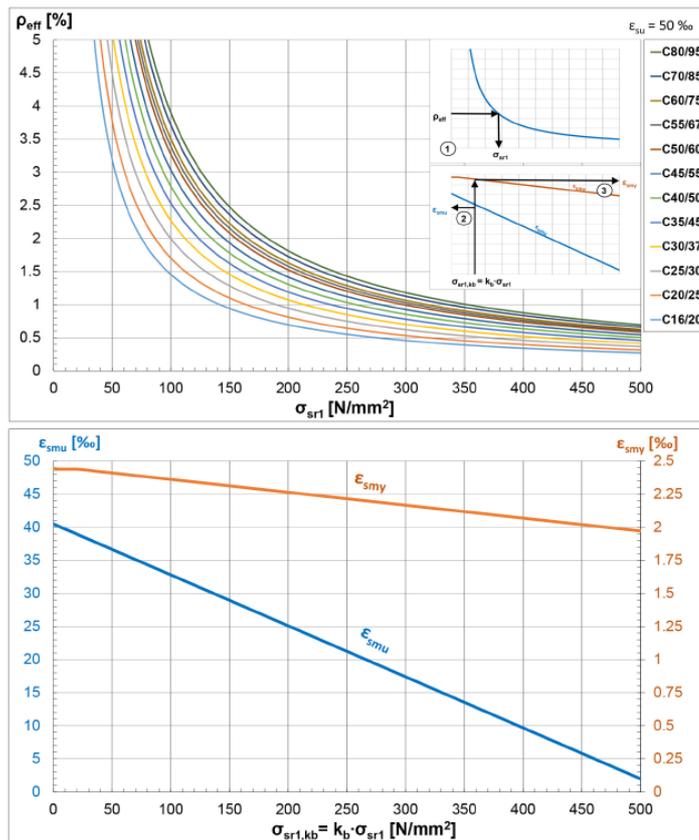


Figura 144. Strumento di progetto per determinare la capacità rotazionale di giunti composti in accordo A (Duarte da Costa 2018)

## A.5 Resistenza dei giunti in trazione

In questo allegato, sono fornite regole per la predizione della resistenza assiale di giunti a cerniera, giunti a parziale ripristino di resistenza e giunzioni di colonne.

### A.5.1 Giunti a cerniera in trazione

Come parte di raccomandazioni di progetto europee in (Jaspart et al., 2009) sono stati preparati specifici fogli di progetto per la determinazione della resistenza a trazione di configurazioni di giunti a cerniera comunemente utilizzati; in particolare, sono fornite regole per la predizione della resistenza assiale ultima di questi giunti. Queste regole, che costituiscono procedure di calcolo di facile applicazione, sono qui di seguito riportate. È importante comunque puntualizzare che la loro applicazione è strettamente limitata a giunti che soddisfano i requisiti minimi in termini di duttilità riportati nel paragrafo 2.2.

#### A.5.1.1 Dati generali per collegamenti con piastra d'estremità tipo header plate, piastra d'anima o squadrette d'anima

- Per i bulloni:
  - $n$  Numero totale dei bulloni
  - $A$  Area nominale di un bullone
  - $A_s$  Area resistente di un bullone
  - $d$  Diametro nominale del gambo di un bullone
  - $d_0$  Diametro del foro di un bullone

$f_{u,b}$  Tensione resistente ultima di un bullone  
 $f_{y,b}$  Tensione di snervamento del bullone

- Per le saldature:
  - $a$  Spessore di gola delle saldature
  - $\beta_w$  Fattore di correlazione per la valutazione della resistenza della saldatura
- Per gli elementi supportanti e supportati:
  - $t$  Spessore della piastra di supporto ( $t_{cf}$  e  $t_{cw}$  per l'ala e l'anima della colonna, rispettivamente,  $t_{bw}$  per l'anima della trave)
  - $t_w$  Spessore dell'anima della trave supportata
  - $A_{b,v}$  Area lorda della trave supportata
  - $A_{b,v,net}$  Area netta della trave supportata
  - $f_u$  Tensione ultima di un elemento di acciaio (indice  $b_w$  per l'anima della trave,  $c_f$  e  $c_w$  per la ala e l'anima della colonna, rispettivamente)
  - $f_y$  Tensione di snervamento di un elemento di acciaio (indice  $b_w$  per l'anima della trave,  $c_f$  e  $c_w$  per l'ala e l'anima della colonna, rispettivamente)
- Coefficienti di sicurezza:
  - $\gamma_{M0}$  Fattore parziale di sicurezza per la sezioni di acciaio; è pari a 1,0
  - $\gamma_{M2}$  Fattore parziale di sicurezza per la sezione netta in corrispondenza dei fori dei bulloni, bulloni, saldature, e piatti a rifollamento; è uguale a 1,25
- Carichi:
  - $V_{Ed}$  Forza di taglio applicata al giunto
- Resistenza:
  - $V_{Rd}$  Resistenza a taglio del giunto
  - $F_{v,Rd}$  Resistenza di progetto a taglio

#### A.5.1.2 Notazioni particolari per giunti con piastra d'estremità tipo header plate

$h_p$  Altezza della piastra  
 $t_p$  Spessore della piastra  
 $A_v$  Area lorda a taglio della piastra  
 $A_{vnet}$  Area netta a taglio della piastra  
 $f_{yp}$  Tensione di snervamento della piastra  
 $n_1$  Numero di righe orizzontali  
 $n_2$  Numero di righe verticali  
 $e_1$  Distanza longitudinale dal bordo  
 $e_2$  Distanza trasversale dal bordo  
 $p_1$  Interasse longitudinale dei bulloni  
 $p_2$  interasse trasversale dei bulloni  
 $m_p$  Distanza tra le colonne di bulloni e il vertice della saldatura che connette la piastra all'anima della trave (definizione in accordo a EN 1993-1-8)

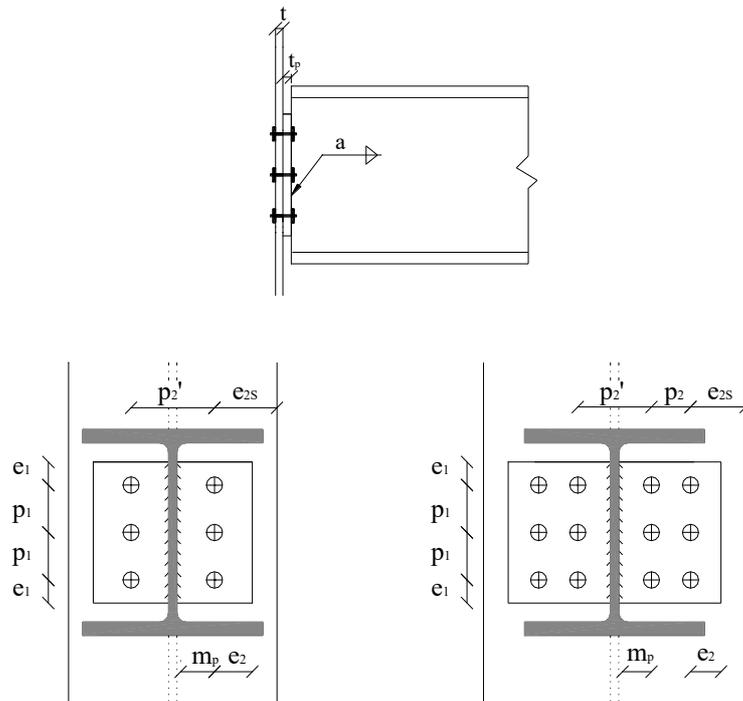


Figura 145. Notazioni per giunti a piastra d'estremità header plate

#### A.5.1.3 Notazioni particolari per connessioni a piastra d'anima

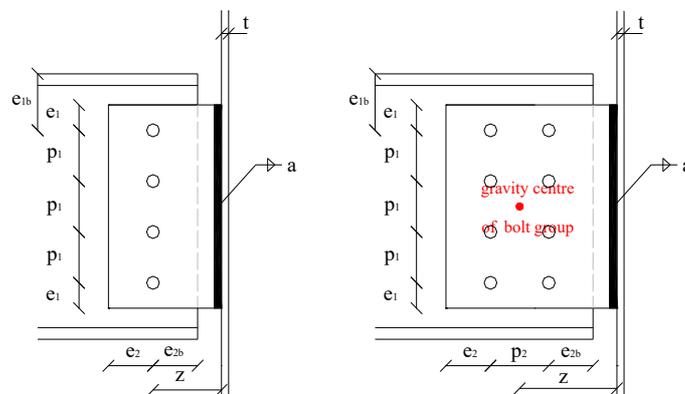


Figura 146. Notazioni per giunti a piastra d'anima

- $h_p$  Altezza della piastra
- $t_p$  Spessore della piastra
- $A_v$  Area lorda a taglio della piastra
- $A_{vnet}$  Area netta a taglio della piastra
- $f_{yp}$  Tensione di snervamento della piastra
- $n_1$  Numero di righe orizzontali
- $n_2$  Numero di righe verticali
- $e_1$  Distanza longitudinale dal bordo (piastra)
- $e_2$  Distanza trasversale dal bordo (piastra)
- $e_{1b}$  Distanza longitudinale dal bordo (anima della trave)
- $e_{2b}$  Distanza trasversale dal bordo (anima della trave)

- $p_1$  Passo longitudinale dei bulloni
- $p_2$  Passo trasversale dei bulloni
- $I$  Momento di inerzia del gruppo di bulloni

#### A.5.1.4 Notazioni particolari i giunti con squadrette d'anima

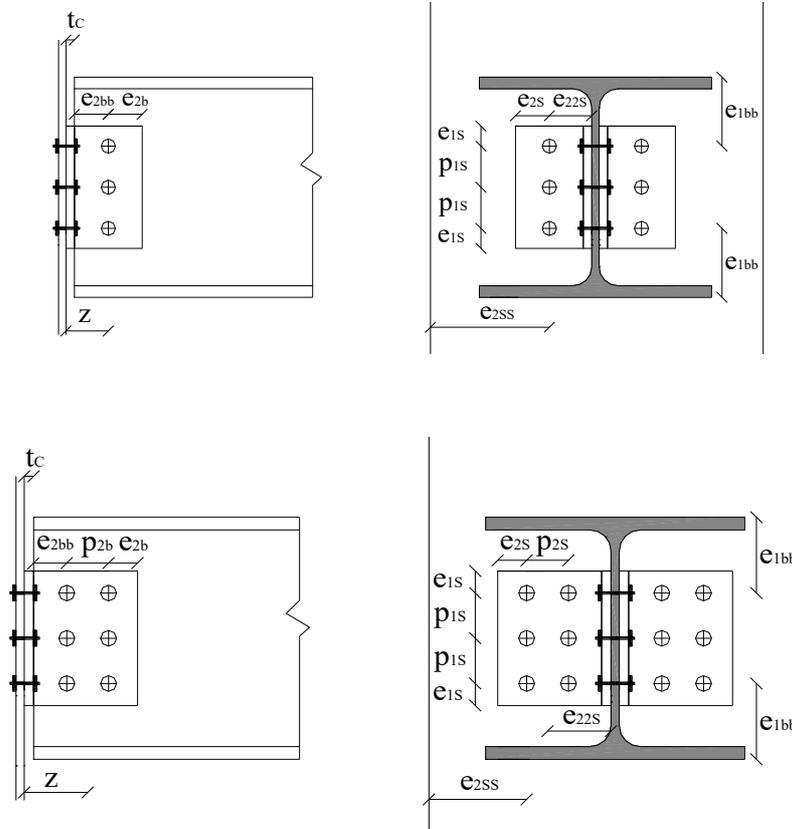


Figura 147. Notazioni per la squadretta d'anima

- $h_c$  Altezza della squadretta
- $t_c$  Spessore della squadretta
- $A_v$  Area lorda a taglio della squadretta
- $A_{vnet}$  Area netta a taglio della squadretta

#### Lato trave supportata

- $d_{sb}$  Diametro nominale del gambo del bullone
- $d_{0sb}$  Diametro del foro del bullone
- $n_b$  Numero totale dei bulloni
- $n_{1b}$  Numero di righe orizzontali
- $n_{2b}$  Numero di righe verticali
- $e_{1b}$  Distanza longitudinale dal bordo (squadretta)
- $e_{2b}$  Distanza trasversale dal bordo (squadretta)
- $p_{1b}$  Passo longitudinale dei bulloni
- $p_{2b}$  Passo trasversale dei bulloni
- $e_{2bb}$  Distanza trasversale dal bordo (anima della trave)
- $e_{1bb}$  Distanza longitudinale dal bordo (anima della trave)
- $z$  Braccio di leva
- $I$  Momento di inerzia del gruppo di bulloni

Lato elemento di supporto:

- $d_s$  Diametro nominale del gambo del bullone
- $d_{0s}$  Diametro del foro del bullone
- $n_s$  Numero totale dei bulloni
- $n_{1s}$  Numero di righe orizzontali
- $n_{2s}$  Numero di righe verticali
- $e_{1s}$  Distanza longitudinale dal bordo (squadretta)
- $e_{2s}$  Distanza trasversale dal bordo (squadretta)
- $p_{1s}$  Passo longitudinale dei bulloni
- $p_{2s}$  Passo trasversale dei bulloni
- $e_{2s5}$  Distanza trasversale dal bordo (elemento che supporta)
- $e_{22s}$  Distanza longitudinale tra colonna interna dei bulloni e l'anima della trave

#### A.5.1.5 Resistenza a trazione per giunti a piastra d'estremità tipo header plate

MODO DI COLLASSO	VERIFICA
Bullone in trazione	$N_{u1} = n B_{t,u}$ con: $B_{t,u} = f_{ub} A_s / \gamma_{Mu}$
Piastra in flessione	$N_{u2} = \min ( F_{hp,u,1}; F_{hp,u,2} )$ $F_{hp,u,1} = \frac{(8 n_p - 2 e_w) l_{eff,p,t,1} m_{u,p}}{2 m_p n_p - e_w (m_p + n_p)}$ $F_{hp,u,2} = \frac{2 l_{eff,p,t,2} m_{u,p} + n B_{t,u} n_p}{m_p + n_p}$ <p>where <math>n_p = \min ( e_2; 1,25 m_p )</math></p> $m_{u,p} = \frac{t_p^2 f_{up}}{4 \gamma_{Mu}}$ $l_{eff,p1} = l_{eff,p2} = h_p$ <p>(valore usualmente a favore di sicurezza; vedere EC3 – tabella con le lunghezze efficaci per la piastra di estremità, caso “Fila di bulloni esterna alla flangia tesa della trave”– o più precisi valori; le lunghezze efficaci fornite in tabella devono essere comunque moltiplicate per un fattore pari a 2 prima di essere incorporate nelle due espressioni scritte sopra)</p>
Elemento che supporta in flessione	$N_{u3} =$ vedere EN 1993-1-8 per la flangia della colonna (sostituendo $B_{t,Rd}$ con $B_{t,u}$ , $f_y$ con $f_u$ e $\gamma_{M0}$ con $\gamma_{Mu}$ ).

Anima della trave in trazione	$N_{u4} = t_w h_p f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Saldature	La completa resistenza delle saldature è assicurata dalle raccomandazioni per la progettazione della saldatura fornite nel paragrafo 2.2
<b>Resistenza a trazione del giunto</b>	$N_u = \min_{i=1}^4 N_{ui}$

#### A.5.1.6 Resistenza a trazione del giunto a piastra d'anima

MODO DI COLLASSO	VERIFICA
Bulloni a taglio	$N_{u1} = n F_{v,u}$ con: $F_{v,u} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{Mu}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>dove il piano di taglio passa attraverso la parte filettata di un bullone: <math>A = A_s</math> (area resistente a trazione del bullone)</li> <li>per bulloni 4.6, 5.6 e 8.8: <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>per bulloni 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: <math>\alpha_v = 0,5</math></li> <li>dove il piano di taglio passa attraverso la parte non filettata del bullone: <math>A</math> (area lorda della sezione del bullone) e <math>\alpha_v = 0,6</math></li> </ul>
Rifollamento della piastra	$N_{u2} = n F_{b,u,hor}$ con: $F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{up} d t_p / \gamma_{Mu}$ dove: $\alpha_b = \min \left( \frac{e_2}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} \text{ o } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$
Piastra in trazione: Sezione lorda	$N_{u3} = t_p h_p f_{up} / \gamma_{Mu}$
Piastra in trazione Sezione netta	$N_{u4} = 0,9 A_{net,p} f_{up} / \gamma_{Mu}$ con: $A_{net,p} = t_p h_p - d_0 n_1 t_p$
Rifollamento dell'aladella trave/	$N_{u5} = n F_{b,u,hor}$

	$\text{con : } F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{ubw} d t_{bw} / \gamma_{Mu}$ <p>dove:</p> $\alpha_b = \min \left( \frac{e_{2b}}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ubw}} \text{ ou } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$
Anima della trave in trazione: Sezione lorda	$N_{u6} = t_{bw} h_{bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Anima della trave in trazione: Area netta	$N_{u7} = 0,9 A_{net,bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$ <p>with: <math>A_{net,bw} = t_{bw} h_{bw} - d_0 n_1 t_{bw}</math></p>
Elemento che supporta in flessione	$N_{u8} =$ <p>Vedere EN 1993-1-8 per le flange della colonna (sostituendo <math>B_{t,Rd}</math> con <math>B_{t,u}</math>, <math>f_y</math> con <math>f_u</math> e <math>\gamma_{M0}</math> con <math>\gamma_{Mu}</math>).</p>
Saldature	La completa resistenza delle saldature è assicurata dalle raccomandazioni per la progettazione della saldatura fornite nel paragrafo 2.2
<b>Resistenza a trazione del giunto</b>	$N_u = \min_{i=1}^8 N_{u,i}$

#### A.5.1.7 Resistenza a trazione di giunti con squadrette d'anima

Le formule relative a questo caso si ottengono combinando quelle già presentate poiché i due lati delle squadrette possono essere facilmente assimilate rispettivamente a una piastra d'anima e una piastra tipo header plate.

#### A.5.2 Giunti a parziale ripristino di resistenza e giunzioni della colonna in trazione

Il metodo per componenti può essere facilmente adattato per consentire la caratterizzazione dei giunti in presenza di forze assiali e in particolare sotto carichi di trazione, condizione di carico da considerare quando si applica, ad esempio, il metodo degli incatenamenti.

Infatti, i componenti attivati in presenza di carichi assiali sono simili a quelli attivati nel caso di flessione. Di conseguenza, applicando i concetti del metodo per componenti, per prevedere la resistenza assiale di progetto dei giunti è necessario adattare solo la procedura di assemblaggio:

$$N_{j,Rd} = \sum_i F_{Rd,i} \quad (69)$$

dove  $N_{j,Rd}$  è la resistenza assiale di progetto del giunto considerato e  $F_{Rd,i}$  la resistenza di progetto della componente "i" attivata dall'azione assiale  $N$  (EN 1993-1-8, 2005).

Di conseguenza, la resistenza assiale del giunto può essere determinata semplicemente sommando il contributo dei vari componenti attivati. Questa formula è valida solamente se i criteri di duttilità riportati nel paragrafo 2.2 sono soddisfatti.

È inoltre possibile determinare la resistenza ultima assiale dei giunti sostituendo la resistenza di progetto dei componenti con la loro resistenza ultima:

$$N_{j,u} = \sum_i F_{u,i} \quad (70)$$

dove  $N_{j,u}$  è la resistenza assiale ultima del giunto considerato e  $F_{u,i}$  la resistenza ultima del componente "i" attivato dall'azione assiale N ottenuto sostituendo nelle regole fornite in (EN 1993-1-8 2005)  $B_{t,Rd}$  con  $B_{t,u}$ ,  $f_y$  con  $f_u$  e  $\gamma_{M0}$  con  $\gamma_{Mu}$ .

### A.5.3 Metodo semplificato per la caratterizzazione dei giunti di acciaio e composti con piastra di estremità in presenza di azione assiale

Seguendo il concetto presentato in A.3.1 e usando un fattore di riduzione per la condizione di pura trazione, (Rölle, 2013) ha fornito una formula (al livello di resistenza ultima) per il calcolo della capacità del giunto in presenza di condizioni di carico di trazione:

$$N_{j,u} = k_j \cdot k_{j,T} \cdot F_{t,u} + F_{RFT,u} \quad (71)$$

dove:

$$k_j = 1,95 \left( \frac{t_{ep} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}} \right)^{0,25} \quad \text{Fattore di correzione per il giunto}$$

$$k_{j,T} = \left( \left( \frac{m_x}{3,0 \cdot d_b} \right) \cdot \left( 1 - \frac{m}{p} \right) \right)^{0,25} \quad \text{Fattore di riduzione per carichi di trazione}$$

$$F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub} \quad \text{Capacità portante assiale dei bulloni (collasso)}$$

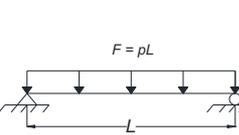
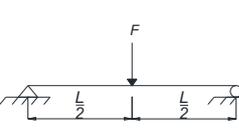
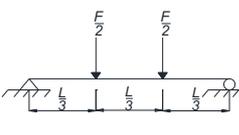
$$F_{RFT,u} = A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} \quad \text{Capacità portante ultima assiale dell'armatura metallica}$$

## A.6 Strumenti tabellari per la stima della risposta di sistemi SDOF

### A.6.1 Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali

Nel caso di travi e solette mono-direzionali, per determinare la risposta di sistemi ad un solo grado di libertà SDOF con comportamento elasto-plastico, la resistenza ultima  $R_m$ , i fattori di carico ( $K_l$ ), i fattori di massa ( $K_M$ ), i fattori di carico inerziale ( $K_{LM}$ ), la costante elastica ( $k$ ) e le forze dinamiche di reazione ( $V$ ), possono essere utilizzate le seguenti tabelle.

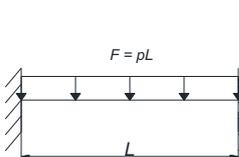
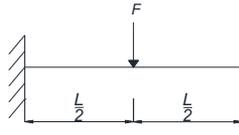
Tabella 66. Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali – trave semplicemente appoggiata (Biggs and Biggs, 1964)

Diagramma di carico	Campo di comportamento	Fattore di carico $K_L$	Fattore di massa $K_M$		Fattore di carico-inerziale $K_{LM}$		Resistenza massima $R_m$	Costante elastica $k$	Reazione dinamica $V$
			Massa concentrata*	Massa uniforme	Massa concentrata*	Massa uniforme			
	Elastico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8M_P}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$0.39R + 0.11F$
	Plastico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8M_P}{L}$	0	$0.38R_m + 0.12F$
	Elastico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{4M_P}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0.78R - 0.28F$
	Plastico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4M_P}{L}$	0	$0.75R_m - 0.25F$
	Elastico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{6M_P}{L}$	$\frac{56.4EI}{L^3}$	$0.525R - 0.025F$
	Plastico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{6M_P}{L}$	0	$0.52R_m - 0.02F$

\* Parti uguali della massa concentrata vengono concentrate ad ogni carico concentrato

Fonte: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tabella 67. Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali – trave doppiamente incastrata (Biggs and Biggs, 1964)

Diagramma di carico	Campo di comportamento	Fattore di carico $K_L$	Fattore di massa $K_M$		Fattore di carico-inerziale $K_{LM}$		Resistenza massima $R_m$	Costante elastica $k$	Costante elastica efficace $k_E$	Reazione dinamica $V$
			Massa concentrata*	Massa uniforme	Massa concentrata*	Massa uniforme				
	Elastic	0.53	...	0.41	...	0.77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	...	$0.36R + 0.14F$
	Elastic-plastic	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	$0.39R + 0.11F$
	Plastic	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	...	$0.38R_m + 0.12F$
	Elastic	1.0	1.0	0.37	1.0	0.37	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{192EI}{L^3}$	...	$0.71R - 0.21F$
	Plastic	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	...	$0.75R_m - 0.25F$

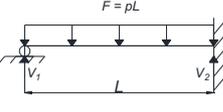
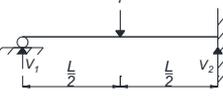
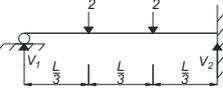
$M_{Ps}$  – capacità flessionale ultima all'appoggio

$M_{Pm}$  – capacità flessionale ultima in mezzeria

\* Parti uguali della massa concentrata vengono concentrate ad ogni carico concentrato

Fonte "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tabella 68. Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali – trave appoggiata e incastrata (Biggs and Biggs, 1964)

Diagramma di carico	Campo di comportamento	Fattore di carico $K_L$	Fattore di massa $K_M$		Fattore di carico-inerziale $K_{LM}$		Resistenza massima $R_m$	Costante elastica $k$	Costante elastica efficace $k_E$	Reazione dinamica $V$
			Massa concentr.*	Massa uniforme	Massa concentr.*	Massa uniforme				
	Elastico	0.58	...	0.45	...	0.78	$\frac{8M_{Ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	$\frac{160EI}{L^3}$	$V_1 = 0.26R + 0.12F$ $V_2 = 0.43R + 0.19F$
	Elasto-plastico	0.64	...	0.50	...	0.78	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$		$V = 0.39R + 0.11F \pm M_{Ps}/L$
	Plastico	0.50	...	0.33	...	0.66	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0.38R_m + 0.12F \pm M_{Ps}/L$
	Elastico	1.0	1.0	0.43	1.0	0.43	$\frac{16M_{Ps}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$	$V_1 = 0.25R + 0.07F$ $V_2 = 0.54R + 0.14F$
	Elasto-plastico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$		$V = 0.78R - 0.28F \pm M_{Ps}/L$
	Plastico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0.75R_m - 0.25F \pm M_{Ps}/L$
	Elastico	0.81	0.67	0.45	0.83	0.55	$\frac{6M_{Ps}}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$	$V_1 = 0.17R + 0.17F$ $V_2 = 0.33R + 0.33F$
	Elasto-plastico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$		$V = 0.525R - 0.025F \pm M_{Ps}/L$
	Plastico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	...		$V = 0.52R_m - 0.02F \pm M_{Ps}/L$

$M_{Ps}$  – capacità flessionale ultima all'appoggio

$M_{Pm}$  – capacità flessionale ultima in mezzeria

\* Parti uguali della massa concentrata vengono concentrate ad ogni carico concentrato

Fonte "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

## A.6.2 Massimo spostamento e tempo massimo di risposta di sistemi SDOF elasto-plastici

Per determinare la risposta del sistema SDOF con comportamento elasto-plastico, la duttilità richiesta  $\mu$ , data dal rapporto  $y_m/y_e$ , in funzione di  $t_d/T_n$  è presentata in forma grafica, come famiglia di curve  $R_m/F_m$ .

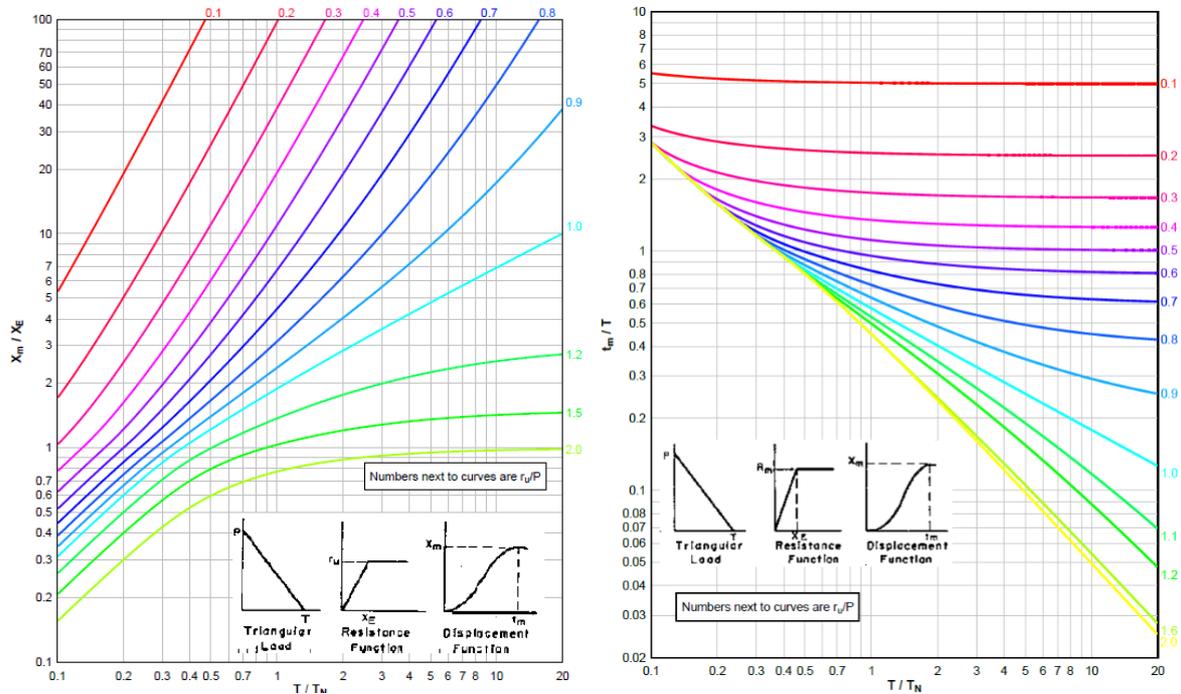


Figura 148. Massimo spostamento (a) e massimo tempo di risposta (b) di un sistema SDOF elasto-plastico per carico triangolare (DoD, 2008)

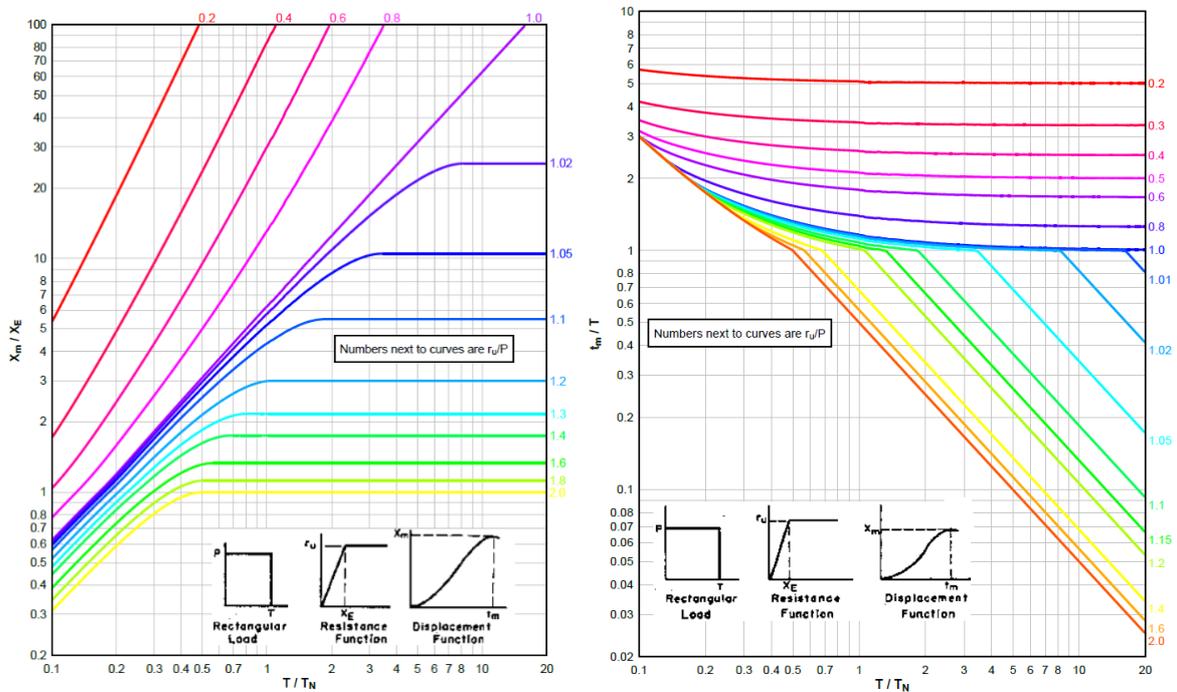


Figura 149. Massimo spostamento (a) e massimo tempo di risposta (b) di un sistema SDOF elasto-plastico per carico rettangolare (DoD, 2008)

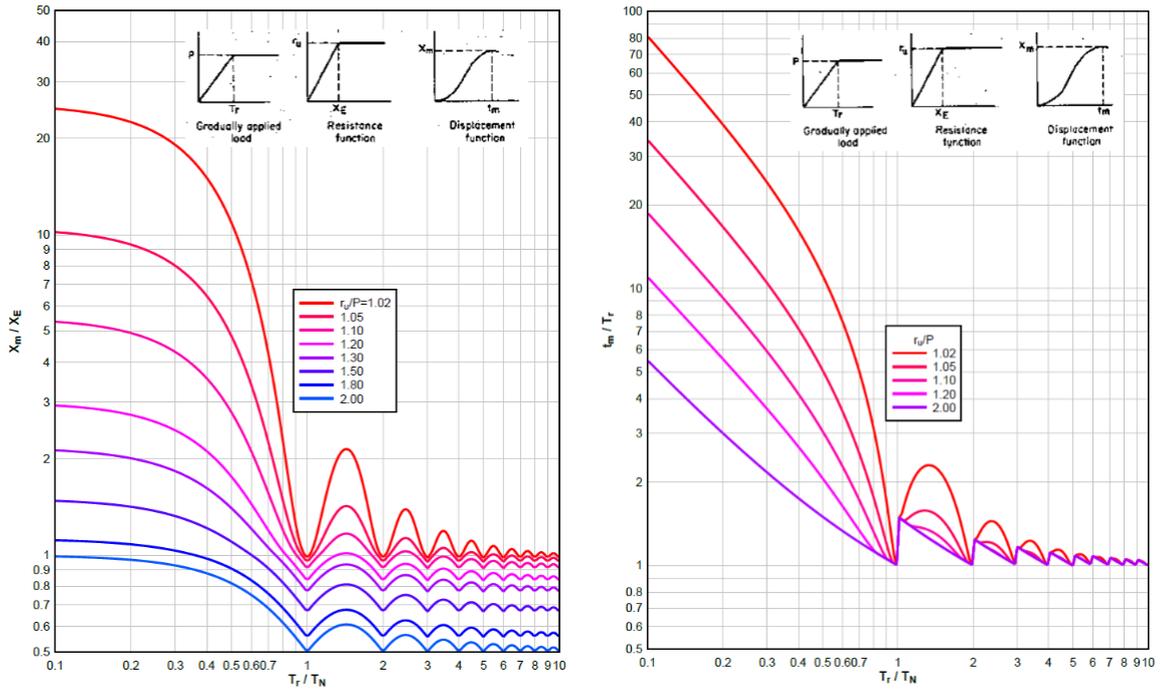


Figura 150. Massimo spostamento (a) e massimo tempo di risposta (b) di un sistema SDOF elasto-plastico per carico applicato gradualmente

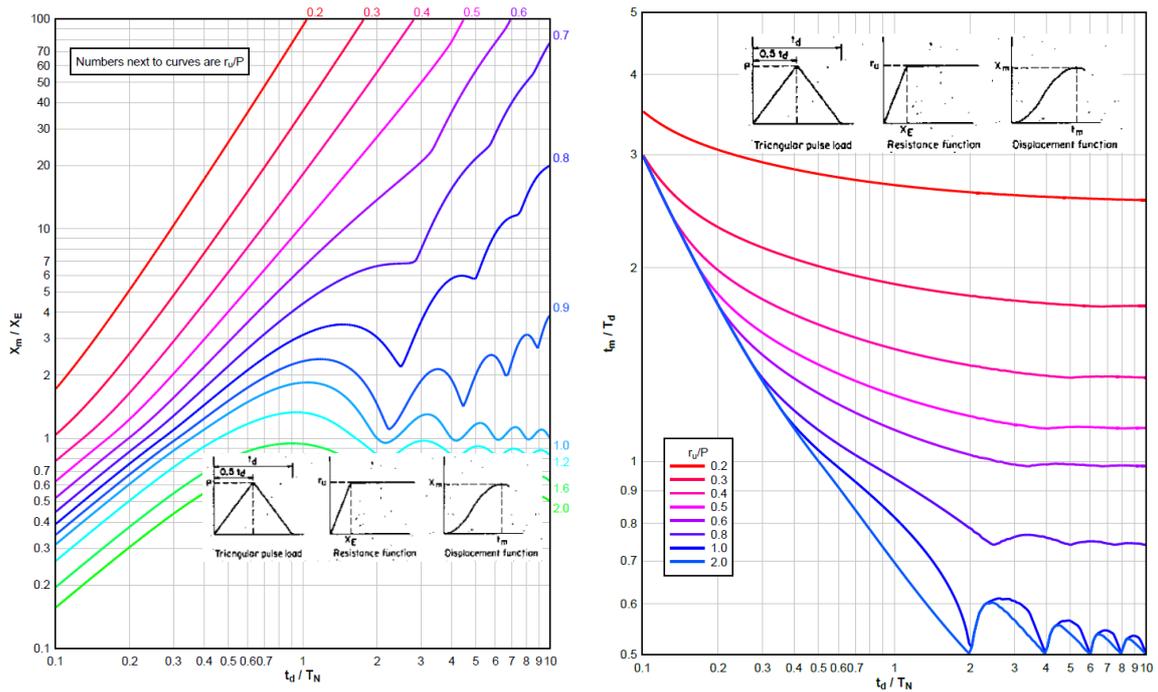


Figura 151. Massimo spostamento (a) e massimo tempo di risposta (b) di un sistema SDOF elasto-plastico per carico impulsivo triangolare

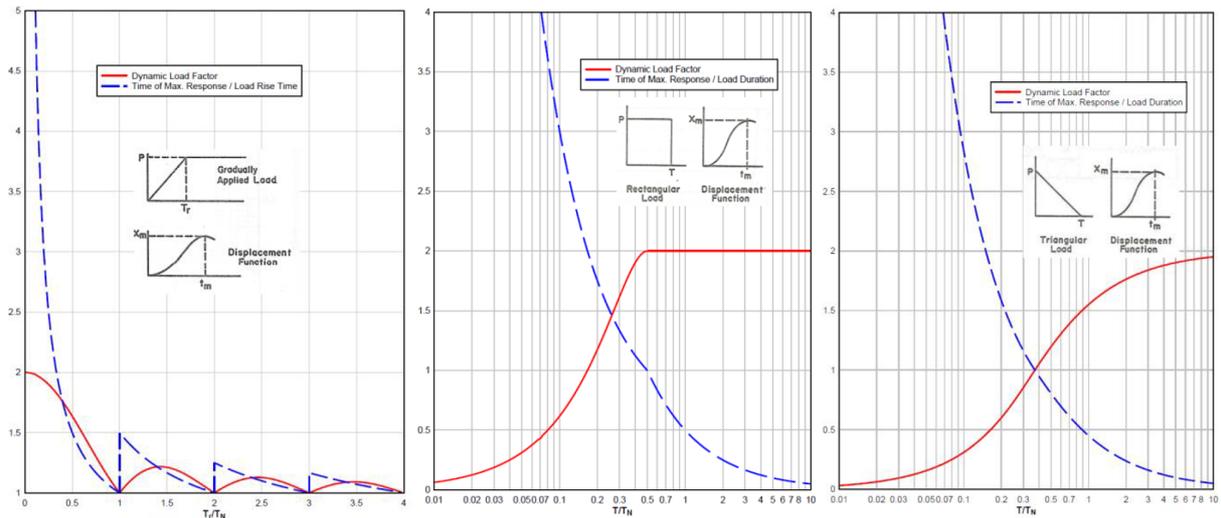


Figura 152. Massima risposta di un sistema ad un grado di libert  per carico applicato gradualmente (a), per carico rettangolare (b) e per carico triangolare (c)

## A.7 Metodo di analisi semplificato per strutture 3D con giunti a cerniera

Nel paragrafo 5.3.2.2 sono state presentate le formule per valutare le forze membranali e le rotazioni richieste a livello dei giunti di strutture 2D assumendo un effetto diaframma infinitamente rigido della soletta. La procedura operativa pu  essere estesa anche a strutture 3D mediante piccoli adattamenti. Per strutture 3D, il sottosistema da considerare   riportato in Figura 153.

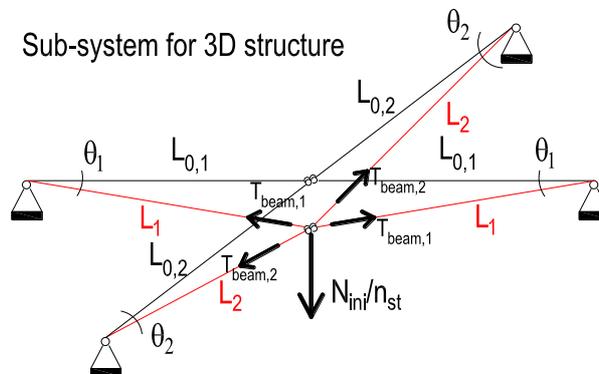


Figura 153. Sottosistema per strutture 3D

Per questo sottosistema,   ancora possibile predire la risposta usando le equazioni di equilibrio ed esprimendo la compatibilit  degli spostamenti. In questo sistema, devono essere determinate quattro incognite:  $T_{beam,1}$ ,  $T_{beam,2}$ ,  $\theta_1$  e  $\theta_2$ . Il sistema di equazioni ottenuto   fornito Tabella 69

Tabella 69. Sistema di equazioni per strutture 3D con giunti a cerniera

Sottostrutture 3D con giunti a cerniera	
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Eq. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

dove i parametri geometrici sono definiti in Figura 153,  $T_{beam,1}$  e  $T_{beam,2}$  sono i carichi di trazione nelle travi nelle due direzioni,  $A_1$  e  $A_2$  sono le sezioni trasversali delle travi nelle due direzioni.

## A.8 Approccio analitico avanzato

Un approccio analitico più generale e dettagliato è stato sviluppato e proposto in (Huvelle et al., 2015). Questo modello permette di predire la risposta di un telaio 2D con giunti a cerniera, giunti a parziale o totale ripristino di resistenza quando le forze membranali si sviluppano all'interno della parte direttamente interessata dallo scenario di collasso di una colonna.

Questo modello è fondato sulla definizione di una sotto-struttura e sulla sua caratterizzazione attraverso formule analitiche (vedere Figura 154) adottando le seguenti assunzioni:

- è considerata una perdita progressiva di una colonna (statica);
- le cerniere possono svilupparsi nella sezione della trave o nei giunti trave-colonna;
- tutte le colonne hanno un unico tipo di sezione trasversale, e analogamente per le travi;
- è considerata solamente la perdita di colonne interne (cioè, colonne che non sono d'angolo);
- non si sviluppa plasticità nel resto della struttura, ovvero nella parte indirettamente interessata (cioè, il suo comportamento si assume essere infinitamente elastico).

L'effetto della parte indirettamente interessata sulla risposta della parte direttamente interessata è simulato attraverso la definizione di molle orizzontali, per ogni lato di ogni piano, caratterizzate da una rigidezza  $K_H$  (poiché si assume che il comportamento della parte indirettamente interessata sia completamente elastico, è richiesta solo una rigidezza per la sua caratterizzazione). Inoltre, nel modello proposto, uno dei principali parametri che influenzano la risposta della sottostruttura è il comportamento della zona plasticizzata che è prima soggetta a momento flettente e poi è soggetta al momento flettente e al carico assiale mentre si sviluppa l'azione catenaria. Queste zone cedevoli sono simulate da un modello di molle multilivello come illustrato nella Figura 154 con leggi di comportamento elastico-perfettamente plastico assegnato a ciascuna molla. L'uso di questo modello di molle multilivello consente di considerare situazioni per le quali le zone plasticizzate si sviluppano nelle sezioni trasversali delle travi o a livello dei giunti trave-colonna utilizzando i principi del metodo per componenti.

Il modello analitico proposto consiste nel risolvere un sistema di  $N$  incognite definite in Tabella 70. Queste equazioni sono state derivate utilizzando i teoremi statico e cinematico, cioè esprimendo l'equilibrio di un sistema e le compatibilità degli spostamenti. Questo sistema di equazioni è facilmente risolvibile mediante l'uso di software matematici. Attraverso il modello, possono essere ottenuti i seguenti risultati:

- Spostamento verticale –  $u$ , in particolare:
  - il massimo spostamento,  $e$ ;
  - lo spostamento residuo.
- Deformazioni a livello della zona snervata;
- Spostamenti orizzontali della IAP;
- Forze interne nel sistema.

Tabella 70. Sistema di equazioni e incognite per il modello analitico (Huvelle et al., 2015)

Unknowns	Number	Equations
$u$	1	$u = \text{input data}$
$\theta$	$n_{st}$	$\sin(\theta) = u / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
$\delta$	$n_{st}$	$\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta) / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
$\delta_{H,l}$	$n_{st}$	$\delta_{H,l}(n_{st} \times 1) = S_l(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
$\delta_{H,r}$	$n_{st}$	$\delta_{H,r}(n_{st} \times 1) = S_r(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
$\Delta_L$	$n_{st}$	$\Delta_L = F_H(L_0 - 2L) / (EA)$
$M$	$n_{st}$	$M = \sum F_i h_i$
$F_H$	$n_{st}$	$F_H = \sum F_i$
$F_i (i = [1:6])$	$6 * n_{st}$	$F_i = f(\delta_i)$
$\delta_i (i = [1:6])$	$6 * n_{st}$	$\delta_i = \delta + h_i \theta$
$P$	$n_{st}$	$-0.5P(L_0 - 0.5(\delta_{H,l} + \delta_{H,r})) + F_H u + 2M = 0$
$P_{tot}$	1	$P_{tot} = \sum P$

dove:

- i parametri geometrici sono definiti in Figura 154;
- $n_{st}$  è il numero di piani nella parte direttamente interessata;
- $F_i$  è la forza assiale in ciascuna molla del sistema a molle multi-livello;
- $\delta_i$  è la elongazione di ciascuna molla del sistema a molle multi-livello;
- $F_H$  è la forza di trazione applicata a livello della zona plastica;
- $M$  è il momento flettente applicato a livello della zona plastica;
- $\delta_{H,l}$  e  $\delta_{H,r}$  sono rispettivamente l'allungamento della molla orizzontale a sinistra e a destra di ciascun piano;
- $S_l$  e  $S_r$  sono rispettivamente i coefficienti di flessibilità per la parte indirettamente interessata sulla sinistra e sulla destra di ciascun piano (questi coefficienti possono essere ottenuti attraverso una analisi lineare elastica fatta sulla parte indirettamente interessata – vedi (Huvelle et al., 2015) per maggiori dettagli);
- $P$  è il carico verticale supportato da ciascun piano a livello della colonna persa;
- $P_{tot}$  è il carico totale associato alla colonna persa.

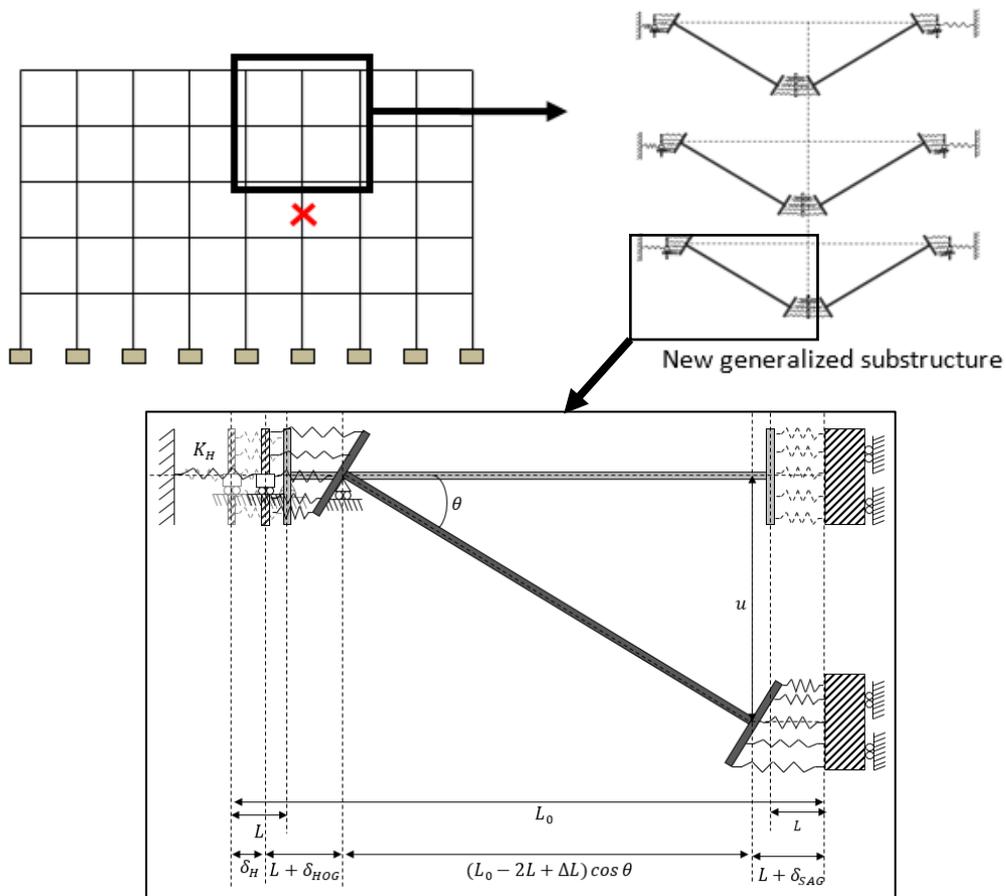


Figura 154. Definizione di sottostruttura (Huvelle et al., 2015)

In (Kulik, 2014) e (Ghimire, 2016), è stato dimostrato come questo modello può essere esteso a strutture 3D composte da elementi lineari. L'estensione del modello analitico consiste nel considerare la risposta di una struttura 3D come la somma della risposta di due telai 2D che si intersecano a livello della colonna persa come illustrato in Figura 155 ed esprimendo la compatibilità dello spostamento nel punto della colonna persa.

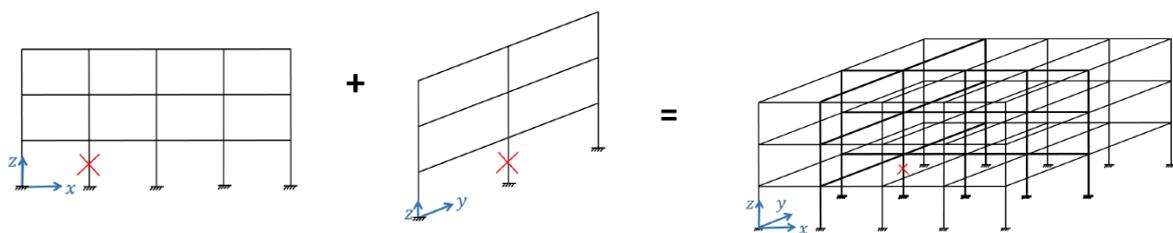


Figura 155. Sovrapposizione della risposta dei telai longitudinale e trasversale per ottenere la risposta 3D (Jacques, 2019)

La parte direttamente interessata viene controllata per lo stato di sollecitazione e per le deformazioni risultanti dal modello analitico per lo spostamento massimo. Come accennato nel paragrafo 5.1, oltre ai momenti flettenti possono svilupparsi anche forze di compressione nelle travi superiori della parte direttamente interessata. Quindi, in alcuni casi, le travi ai livelli superiori devono essere controllate come travi-colonne per verificarne la stabilità.

Inoltre, all'interno del modello analitico, non sono inclusi limiti di deformazione. Di conseguenza, la capacità di deformazione delle diverse zone snervate della DAP deve essere verificata per la massima deformazione verticale ottenuta attraverso il modello analitico quando  $P_{tot}$  è uguale a  $N_{ini}$  (vedere paragrafo 5.3.2).

La parte indirettamente interessata deve anche essere verificata per lo stato di sollecitazioni e le deformazioni associate allo spostamento massimo osservato, ovvero quando la colonna che si assume persa viene completamente rimossa. Conoscendo le forze interne alle estremità del modello di sottostruttura, è quindi possibile prevedere le forze interne della IAP applicando a quest'ultima i carichi alle estremità di ogni piano della sottostruttura. La verifica della IAP viene quindi eseguita secondo l'Eurocodice 3 e/o l'Eurocodice 4. Un'attenzione specifica deve essere prestata alle colonne vicine alla colonna persa, che sopportano forze addizionali di compressione assiale ma anche momenti flettenti derivanti dallo sviluppo di forze membranali nel sistema. Inoltre, i giunti alle estremità delle travi della IAP devono essere controllati in quanto soggetti a forze assiali aggiuntive associate allo sviluppo delle forze membranali nella DAP (vedere paragrafo 2.2.2).

## Part 4 – Riferimenti bibliografici

- Adam, J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., and Lu, X., 2018. Research and Practice on Progressive Collapse and Robustness of Building Structures in the 21st Century. *Engineering Structures* 173: 122–149.
- Alhasawi, A., Guezouli, S, and Couchaux, M., 2017. Component-Based Model Versus Stress-Resultant Plasticity Modelling of Bolted End-Plate Connection: Numerical Implementation. *Structures* 11: 164–177. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.05.004>
- Applied Science International, 2021. Extreme Loading for Structures Theoretical Manual, Version 8.
- Arup, 2011. Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. Department for Communities and Local Government, London, UK.
- ASCE, 2017a. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE, 2017b. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (No. ASCE 7-05). American Institute of Steel Construction.
- Bailey, C.G., 2001. Membrane Action of Unrestrained Lightly Reinforced Concrete Slabs at Large Displacements. *Engineering Structures* 23 (5): 470–483. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00064-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00064-X)
- Biggs, J.M., and Biggs, J., 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill College.
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997a. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997b. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Brasseur, M., Franssen, J.M., Hanus, F., Nadjai, A., Obiala, R., Pintea, D., Sanghoon, H., Scifo, A., Thauvoye, C., and Vassart, O., 2018. Temperature Assessment of a Vertical Steel Member Subjected to Localised Fire (LOCAFI). <https://doi.org/10.2777/67601>
- Burnett, E.F.P., 1975. Abnormal Loading and Building Safety. *Special Publication* 48: 141–190. <https://doi.org/10.14359/17863>
- Cadorin, J.-F., 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- CEB, 1988. Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading (CEB-Bulletin d'information, NO. 187). Comité Euro-International Du Béton. Dubrovnik, Croatia.
- CEN/TC250/SC4, 2020. N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements.
- CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts. CEN.
- CSA, 1991. Risk Analysis Requirements and Guidelines. Canadian Standards Association
- CSA, 2012. CSA S850, Design And Assessment Of Buildings Subjected To Blast Loads. Canadian Standards Association.
- Demonceau, J.-F. 2008. Steel and Composite Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Developmet of Membrane Effects in Beams Further to an Exceptional Action. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.

- Demonceau, J.-F., Cerfontaine, F., and Jaspert, J.-P., 2019. Resistance of Steel and Composite Connections under Combined Axial Force and Bending Including Group Effects: Analytical Procedures and Comparison with Laboratory Tests. *Journal of Constructional Steel Research* 160: 320–331. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.030>
- Demonceau, J.-F., D’Antimo, M., and Jaspert, J.-P., 2018. Robustness of Steel Structures Subjected to a Column Loss Scenario, in *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision*. Presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Ghent, Belgium. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/229100>
- Demonceau, J.-F., Huvelle, C., Comeliau, L., Van Hoang, L., Jaspert, J.-P., Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., Haremza, C., Santiago, A., da Silva, L.S., Zhao, B., Taillefer, N., Dhima, D., Gens, F., and Obiala, R., 2013. Robustness of Car Parks against Localised Fire (Robustfire). Grant Agreement Number RFSR-CT-2008-00036, Final Report, EUR. European Commission.
- Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspert, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Elghazouli, A., Khalil, Z., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dubina, D., Dinu, F., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE Project - D1-2 - Background Document. RFCS Deliverable.
- Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I.M., and Neagu, C., 2015. CODEC: Structural Conception and Collapse Control Performance Based Design of Multistory Structures under Accidental Actions - Final Report. Timisoara, Romania. [https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec\\_files/4.5.pdf](https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec_files/4.5.pdf)
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Khalil, A., and De Iuliis, E., 2018. Factors Affecting the Response of Steel Columns to Close-in Detonations. In, 873–880. Editorial Universitat Politècnica de València.
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Petran, I., Pastrav, M., Sigauan, A., Ciutina, A., 2016. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss, in: *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, pp. 691–698.
- DoD, 2008. UFC 3-340-02: Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- Duarte da Costa, J., 2018. Structural properties of steel – concrete composite joints. Luxembourg, Luxembourg.
- Dubina, D., Marginean, I.M., Dinu, F., 2019. Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems. *Thin-Walled Structures* 143, 106201. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106201>
- ECCS, 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures: Eurocode 3, Part 1-8.
- Elghazouli, A., Khalil, Z., Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspert, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dinu, F., Jakab, D., Dubina, D., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE - D2.1 - Derivation of Practice-Oriented Design Guidelines. RFCS Deliverable.

- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., Carino, N.J., 2007. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (No. NISTIR 7396). US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- EN 1990, 2002. Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-2, 2002. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1992-1-1, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1992 1-2, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-8, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-14, 2020. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: General rules - Design assisted by finite element analysis. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-2, 2005. Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- FEMA P-2090, 2021. Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time. Federal Emergency Management Agency.
- Ghimire, A., 2016. Robustness of 3D steel structures further to a column loss: identification of structural requirements through parametrical studies. University of Liege.
- GSA, 2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration, Washington DC, US.
- GSA, 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Rev.1. General Services Administration, Washington DC, US.
- Gudmundsson, G.V., and Izzuddin, B.A., 2010. The 'Sudden Column Loss' Idealisation for Disproportionate Collapse Assessment. *The Structural Engineer* 88 (6): 22–26.
- Hall, S., 2017. Rules of Thumb for Chemical Engineers. Butterworth-Heinemann.
- Harris, R. J., and Wickens, M. J., 1989. Understanding Vapour Cloud Explosions: An Experimental Study. Institution of Gas Engineers.
- Hognestad, E., 1953. Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal Proceedings* 49 (3): 637–656. <https://doi.org/10.14359/11842>
- Huvelle, C., Hoang, V.-L., Jaspert, J.-P., Demonceau, J.-F., 2015. Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss. *Engineering Structures* 86, 33–42. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.018>
- ICC, 2018. International Building Code (IBC). International Code Council.

- Izzuddin, B.A., 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures. *Stahlbau* 79, 556–564. <https://doi.org/10.1002/stab.201001350>
- Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* 30: 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- Jacques, M., 2019. Robustness of Steel Frames Further to a Column Loss: Development of Analytical Methods for Practitioners. University of Liege.
- Jaspart, J.P., Pietrapertosa, C., Weynand, K., Busse, E., Klinkhammer, R., Grimault, J.P., 2005. Development of a Full Consistent Design Approach for Bolted and Welded Joints in Building Frames and Trusses between Steel Members Made of Hollow and/or Open Sections- Application of the Component Method. Application of the Component Method. Draft Final Report 1.
- Jaspart, J.-P., Corman, A., and Demonceau, J.-F., 2019. Ductility Assessment of Structural Steel and Composite Joints. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/239363>
- Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Renkin, Sandra, Guillaume, M.L., 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures, First Edition. 126. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Jaspart, J.-P., and Weynand, K., 2016. Design of Joints in Steel and Composite Structures; Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-8 - Design of Joints; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 - General Rules and Rules for Building. Ernst & Sohn.
- Johnson, G., and Cook, W., 1983. A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. The Hague, The Netherlands.
- JRC, 2012. Progressive Collapse Risk Analysis: Literature Survey, Relevant Construction Standards and Guidelines. JRC Technical Reports. Institute for the Protection and the Security of the Citizen, Luxembourg. <https://data.europa.eu/doi/10.2788/70141>
- Keller, N., 2019. Robustheit von Stahl-und Verbundrahmen durch gezielte Knotenausbildung. University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Keller, N., Rölle, L., Kuhlmann, U., 2021. Design of steel and composite joints for ductility and robustness. In preparation.
- Kingery, C., Bulmash, G., 1984. Technical report ARBRL-TR-02555: air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst. (No. AD-B082 713). Aberdeen Proving Ground, MD: U.S. Army Ballistic Research Laboratory.
- Kuhlmann, U., Jaspart, J.P., Vassart, O., Weynand, K., Zandonini, R., 2008. Robust structures by joint ductility. RFCS Publishable Report Contract-No RFS-CR-04046.
- Kuhlmann, U., Hoffmann, N., Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Zandonini, R., Baldassino, N., Hoffmeister, B., Colomer, C., Korndorfer, J., Hanus, F., Charlier, M., Hjiat, M., Guezouli, S., 2017. Robust impact design of steel and composite building structures (ROBUSTIMPACT). European Commission.
- Kulik, S., 2014. Robustness of Steel Structures—Consideration of Couplings in a 3D Structure. University of Liege.
- Landolfo, R., D’Aniello, M., Costanzo, S., Tartaglia, R., Demonceau, J.-F., Jaspart, J.-P., Stratan, A., Jakab, D., Dubina, D., Elghazouli, A., Bompa, D., 2018. Equaljoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified joints, 124.
- Laszlo, R., Dinu, F., Gheorghiosu, E., Marginean, I., Kovacs, A., 2020. Local and global effects in steel buildings frames due to blast load, in: SGEM GEOCONFERENCE.

- Lemaire, F., 2010. Study of the 3D Behaviour of Steel and Composite Structures Further to a Column Loss (in French). University of Liege.
- Malvar, L.J., Crawford, J.E., 1998. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Seminar. Orlando, Florida, United States, 18.
- Nethercot, D.A., Stylianidis, P., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., 2010. Resisting progressive collapse by the use of tying resistance. Presented at the 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australia.
- ODPM, 2013. The Building Regulations 2010, Part A, Schedule 1: A3: Disproportionate collapse. Office of the Deputy Prime Minister, London, UK.
- Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Residual capacity of earthquake damaged buildings, in: *Proceedings of the 15 Th World Conference on Earthquake Engineering*. 24–28.
- prEN 1990:2019, 2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- prEN 1998-1-2:2019.3, 2019. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- RFCS, 2017. *INNOSEIS Valorization of Innovative Anti-Seismic Devices*.
- Rölle, L., 2013. Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Schäfer, M., 2005. Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Somes, N. F., 1973. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse, in Building Practices for Disaster Mitigation (Wright, Kramer and Culver, Eds.). *Building Science*.
- Starossek, U., 2006. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International* 16 (2): 113–117.
- Starossek, U., 2007. Disproportionate Collapse: A Pragmatic Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 160 (6): 317–25. <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.6.317>
- Starossek, U., 2009. Progressive Collapse of Structures. Vol. 153. Thomas Telford, London.
- Starossek, U., 2018. Progressive Collapse of Structures, Second Edition. ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/pcos.61682>
- Starossek, U., and Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (6): 519–258. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Starossek, U., and Haberland, M., 2012. Robustness of Structures. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering* 1: 3–21.
- Stylianidis, P., 2011. Progressive Collapse Response of Steel and Composite Buildings. Imperial College London. <http://spiral.imperial.ac.uk/handle/10044/1/9111>
- Tagel-Din, H., and Meguro, K., 2000. Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures. *Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE* 17 (2).
- UN SaferGuard. Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator | International Ammunition Technical Guidelines. <https://unsaferguard.org/un-saferguard/kingery-bulmash>

- Vermeulen, M., 2021. Robustness of Steel Structures - Study of the Applicability of Innovative Methods on Real Structures. University of Liège, Belgium.
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2008. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part II: Application. *Engineering Structures* 30 (5): 1424–38. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.08.011>
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2009. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Failed Floor Impact. *Engineering Structures* 31 (7): 1522–1534. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.009>
- Vlassis, A.G., 2007. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings. Imperial College London. <http://hdl.handle.net/10044/1/1342>
- Vogel, T., Kuhlmann, U., and Rölle, L., 2014. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In *Stahlbau-Kalender 2014: Eurocode 3 - Grundnorm, Außergewöhnliche Einwirkungen*.
- Vrouwenvelder, A., Stieffel, U., and Harding G., 2005. Eurocode 1, Part 1.7 Accidental actions - Background document.
- Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute.
- Weynand, K., Jaspert, J.-P., Zhang, L., 2015. Component method for tubular joints, CIDECT project 16F, report 16F-3/15, Final report.
- Zandonini, R., Baldassino, N., and Freddi, F., 2014. Robustness of steel-concrete flooring systems – An experimental assessment. *Stahlbau* 83: 608–13. <https://doi.org/10.1002/stab.201410192>

La robustezza strutturale per la mitigazione del collasso progressivo identifica un aspetto specifico della sicurezza considerato dai moderni codici di calcolo e dalle normative, inclusi gli Eurocodici, e che richiede particolare attenzione da parte di tutte le figure professionali coinvolte nell'industria delle costruzioni, inclusi architetti, progettisti, addetti al controllo, e agenti assicurativi. L'importanza del progetto nei confronti della robustezza strutturale è stata messa in luce da eventi disastrosi recentemente accaduti che hanno avuto risonanza mondiale come ad esempio il crollo delle Torri Gemelle dell'11 settembre a New York City e che hanno evidenziato la necessità di specifiche linee guida progettuali. La disponibilità di linee guida rivolte alle diverse figure professionali coinvolte nel settore delle costruzioni, che tengano conto dell'uso e dei rischi associati ai differenti edifici contribuisce nel garantire la necessaria fiducia nella sicurezza delle costruzioni in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo.

Durante l'ultimo decennio, è stato condotto un numero significativo di progetti di ricerca riguardanti la risposta di strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo in presenza di azioni eccezionali (urti, incendio, sisma, .....), specialmente in Europa e negli USA. Un risultato di questi progetti è stata la proposta di possibili metodi operativi finalizzati alla mitigazione del collasso progressivo attraverso progettazioni efficaci attuate considerando tutte le potenzialità dei materiali utilizzati nelle strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo.



EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK  
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE  
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

[publications@steelconstruct.com](mailto:publications@steelconstruct.com) | [www.steelconstruct.com](http://www.steelconstruct.com)

The purpose of the project entitled "Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames- FAILNOMORE" was to consolidate the knowledge developed in the aforementioned research and transform it into practical recommendations and guidelines. The set of practical and user-friendly design guidelines considered in the project focuses on steel and composite structures subjected to unidentified threats and identified threats such as impacts, explosions, fires and earthquakes; it refers also to the available normative documents so as to form in itself a commonly agreed European design methodology. The project was funded for 24 months (starting from July 2020) by the Research Fund for Coal and Steel (RFCS) under grant agreement No 899371.

The so-developed design guidelines are promoted through the preparation of a design manual made available in English, Portuguese, German, Italian, Romanian, Czech, Polish, Dutch, Spanish and French which will be presented through national workshops organised in 11 European countries before the end of June 2022.