

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L'ANALISI
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni per la valutazione
della robustezza delle costruzioni**



CNR-DT 214 /2018

**Proprietà letteraria riservata
del
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

CNR-DT 214 /2018

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	PREMESSA.....	4
1.2	DEFINIZIONI	6
2	SCENARIO DI RISCHIO E QUANTIFICAZIONE DELL'INTENSITÀ DELLA RELATIVA AZIONE	9
2.1	PREMESSA.....	9
2.2	FENOMENI INDOTTI DA AZIONE SISMICA.....	11
2.2.1	Terremoto	11
2.2.2	Maremoto	12
2.3	FENOMENI NATURALI GRAVITATIVI	13
2.3.1	Frane di materiale sciolto	13
2.3.2	Colate detritiche.....	14
2.3.3	Crolli di roccia.....	14
2.3.4	Valanghe di neve	15
2.3.5	Eruzioni vulcaniche	16
2.4	CEDIMENTI DI FONDAZIONE	17
2.4.1	Smottamenti.....	17
2.4.2	Modificazioni del livello di falda	17
2.5	FENOMENI IDRAULICI	18
2.6	FENOMENI METEOROLOGICI.....	19
2.6.1	Trombe d'aria e tempeste	19
2.6.2	Formazioni di ghiaccio	20
2.7	INCENDIO E DETONAZIONI	20
2.7.1	Fuoco	20
2.7.2	Detonazioni in ambiente libero	20
2.7.3	Detonazioni in ambiente confinato.....	22
2.8	IMPATTI DI VEICOLI, IMBARCAZIONI E VELIVOLI	23
2.8.1	Impatto di veicoli a motore.....	23
2.8.2	Impatto di imbarcazioni.....	25
2.8.3	Impatto di velivoli	26
2.9	ATTI VANDALICI E TERRORISTICI.....	26
2.10	ERRORI DI CONCEZIONE/PROGETTAZIONE/ESECUZIONE	27
2.11	RIFERIMENTI	27
3	RISCHIO DI COLLASSO SPROPORZIONATO	30
3.1	PREMESSA.....	30
3.2	IL CONCETTO DI RISCHIO	31
3.3	ANALISI PROBABILISTICA DEL RISCHIO	32
3.4	MISURA DEL RISCHIO E DELLE PERDITE ANNUE ATTESE.....	35
3.5	ANALISI DI RISCHIO BASATA SU SCENARI	36

3.6	RIFERIMENTI	36
4	STRATEGIE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO	38
4.1	PREMESSA.....	38
4.2	REQUISITI STRUTTURALI.....	38
4.3	STRATEGIE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO.....	38
4.4	CLASSIFICAZIONE DEGLI APPROCCI DI PROGETTO	39
4.4.1	Approcci prescrittivi o prestazionali	39
4.4.2	Metodi di progetto indiretti e diretti	40
4.4.3	Metodi di progetto a minaccia generica o specifica	41
4.5	METODI DI PROGETTO INDIRETTI	41
4.6	METODI DI PROGETTO DIRETTI	42
4.7	METODI DI RIDUZIONE DELL'ENTITÀ DELLE AZIONI ECCEZIONALI E DELL'ESPOSIZIONE DELLA STRUTTURA ALL'AZIONE.....	43
4.8	INQUADRAMENTO DELLE POSSIBILI STRATEGICHE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO	45
4.9	RIFERIMENTI	46
5	CONCEZIONE PROGETTUALE PER LA ROBUSTEZZA (CONCEPTUAL DESIGN)	47
5.1	PREMESSA.....	47
5.2	METODO DELLA RESISTENZA LOCALE (PROGETTO DEGLI ELEMENTI CHIAVE).....	48
5.3	EFFETTO PONTE / PERCORSO ALTERNATIVO DEI CARICHI	49
5.4	COMPARTIMENTAZIONE.....	50
5.5	RIFERIMENTI	50
6	PROGETTO PER LA ROBUSTEZZA	51
6.1	TECNICHE DI ANALISI	51
6.1.1	Modellazione strutturale	51
6.1.2	Tipologie di analisi	52
6.2	COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO GETTATE IN OPERA.....	54
6.2.1	Collapsi in edifici di calcestruzzo armato	54
6.2.2	Percorsi alternativi dei carichi ed effetti membranali negli edifici di CA.....	58
6.2.2.1	Travi di calcestruzzo armato: effetti membranali	58
6.2.2.1	Piastre di calcestruzzo armato: effetti membranali	60
6.2.2.2	Formulazioni per la valutazione degli effetti membranali	60
6.2.3	Incatenamenti	62
6.2.3.1	Incatenamenti in accordo alla EN1992-1-1	62
6.2.3.2	Incatenamenti in accordo alla UFC 4-023-03	64
6.2.4	Comportamento strutturale nei riguardi della rimozione di un pilastro	64
6.2.5	Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro	66
6.3	COSTRUZIONI PREFABBRICATE DI CALCESTRUZZO ARMATO.....	69
6.3.1	Premessa	69
6.3.2	Collapsi in edifici a struttura prefabbricate.....	70
6.3.3	Criteri per il miglioramento della robustezza	75

6.3.3.1	Sistemi prefabbricati con schema isostatico	75
6.3.3.2	Sistemi prefabbricati con ridondanza strutturale	78
6.3.4	Sistemi prefabbricati a pannelli	81
6.4	COSTRUZIONI DI ACCIAIO	82
6.4.1	Collassi in costruzioni di acciaio	82
6.4.1.1	Crollo globale.....	82
6.4.1.2	Collasso parziale	86
6.4.2	Criteri ed approcci di intervento per le costruzioni di acciaio.....	88
6.4.2.1	Requisiti per le membrature.....	89
6.4.2.2	Requisiti generali per i collegamenti trave-colonna e trave-trave	89
6.5	COSTRUZIONI DI LEGNO	92
6.5.1	Premessa	92
6.5.2	Collasso in costruzioni di legno e relative strategie per garantire la robustezza	93
6.5.3	Coperture di grande luce	94
6.5.4	Sistemi a pareti	97
6.5.4.1	Edifici a pareti di tavole incrociate (pannelli X-lam)	98
6.5.4.2	Edifici a telaio leggero irrigidito	101
6.5.4.3	Edifici tipo “blockhaus”	103
6.5.5	Sistemi a telai pesanti	105
6.5.6	Sistemi di incatenamento orizzontale	105
6.5.6.1	Solai a travetti	106
6.5.6.2	Solai a pannelli pieni.....	107
6.6	RIFERIMENTI	107
7	QUANTIFICAZIONE PROBABILISTICA E SEMIPROBABILISTICA DELLA ROBUSTEZZA.....	112
7.1	APPROCCIO PROBABILISTICO E SEMIPROBABILISTICO.....	112
7.2	RIFERIMENTI	114
8	ESEMPI E CASI STUDIO	115
8.1	EFFETTI MEMBRANALI IN SOLAI CONTINUI IN PRESENZA DI CARICHI STATICI ECCEZIONALI.....	115
8.2	EDIFICI A PARETI IN X-LAM: PRESCRIZIONI PER LA ROBUSTEZZA	117
8.3	RIFERIMENTI	120
9	APPENDICE A: UN METODO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DEL CONTRIBUTO MEMBRANALE ALLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA DI PIASTRE RETTANGOLARI DI C.A.	121
9.1	INTRODUZIONE	121
9.2	IL METODO DELLE STRISCE NEL CALCOLO DELL’AZIONE MEMBRANALE ..	122
9.3	FORMULAZIONE TEORICA PER UNA STRISCIA DI PIASTRA.....	123
9.3.1	Valutazione del massimo spostamento verticale ammissibile.....	125
9.3.2	Valutazione della massima rotazione ammissibile.....	126
9.4	RIFERIMENTI	126

1 INTRODUZIONE

1.1 PREMESSA

Una costruzione è progettata per resistere ad azioni di tipo e di intensità definite dalle Norme in vigore, con un livello di sicurezza che dipende dall'importanza della costruzione stessa, ed in particolare dalle conseguenze che un eventuale collasso potrebbe causare, sia in termini di perdite di vite umane che di potenziali danni ambientali.

Con il termine *robustezza* di una costruzione nei confronti di una azione eccezionale si intende la capacità della costruzione di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità dell'azione che innesci un danno iniziale, azione non compresa tra le azioni di progetto, oppure tra queste compresa ma con più bassa intensità.

Tale concetto, di grande attualità ed intuitiva comprensione nelle sue linee generali, è stato introdotto nella quasi totalità delle Normative e Linee Guida per la progettazione nazionali ed internazionali, molte delle quali forniscono criteri di progettazione e di dimensionamento, sovente di tipo prescrittivo, per le più frequenti tipologie strutturali.

È tuttavia evidente che la trasposizione di tale semplice concetto in criteri e procedure di tipo progettuale non sia semplice: infatti, se da un lato esso richiede la definizione di una serie di convenzioni condivise, dall'altro non può costringere la libertà del progettista in schemi e procedure eccessivamente rigide. Solo testando nuove soluzioni e metodologie è possibile realizzare avanzamenti scientifici e tecnici in un campo innovativo come quello della mitigazione del rischio e del conseguimento di un'adeguata robustezza delle costruzioni.

Per questi motivi il CNR ha ritenuto importante promuovere, per il tramite della propria Commissione incaricata della predisposizione e analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, la redazione di una Istruzione che chiarisca innanzitutto i concetti alla base della valutazione di robustezza di una costruzione, gli obiettivi che possono essere prefissati, i possibili approcci e le metodologie (deterministiche, probabilistiche o semi-probabilistiche), ma che definisca anche alcuni criteri per la progettazione, siano essi prescrittivi o basati su valutazioni quantitative e modellazioni.

A monte di qualsiasi analisi, è innanzitutto necessaria una corretta definizione delle possibili azioni eccezionali che possono interessare la costruzione. Le azioni possono essere definite come forze, agenti in modo statico o dinamico, la cui entità dipende dalla probabilità di accadimento considerata, oppure attraverso la definizione di uno specifico scenario, come nel caso di costruzioni di grande rilevanza, oppure di particolari eventi eccezionali, come ad esempio gli attacchi terroristici, che per loro natura non possono essere trattati su base probabilistica con metodi classici.

Inoltre, è necessario definire quando il danno ad una costruzione è da considerarsi sproporzionato rispetto all'azione, e ciò non può essere fatto se non con riferimento all'importanza della costruzione stessa (in termini di conseguenze, siano esse perdite di vite umane, danni ambientali o danni economici).

Un effettivo avanzamento della conoscenza sul tema della robustezza delle costruzioni, così come l'applicazione a casi non ricorrenti, richiede siano definite in modo appropriato le strategie di progettazione prima ancora che le possibili soluzioni, a partire dalla definizione delle azioni eccezionali da considerare come possibili scenari di progetto, alle strategie per la riduzione del rischio, alle modalità di funzionamento della struttura che deve mettere in campo tutte le possibili riserve di resistenza prima del collasso, in campo non lineare per geometria e per materiale.

È interessante anche sottolineare come le strategie per garantire la robustezza di una costruzione nei riguardi di una azione eccezionale e i criteri di progettazione della stessa nei riguardi dell'azione sismica abbiano in alcuni casi obiettivi tra loro compatibili, in altri casi invece antitetici. Infatti, se un aumento della resistenza e capacità di spostamento degli elementi resistenti verticali costituisce un

vantaggio in entrambe le situazioni, le strategie di progettazione possono essere molto diverse nel caso di orizzontamenti e coperture, soprattutto se di significativa estensione. Se i classici criteri di progettazione per azioni sismiche richiedono un collegamento a livello di orizzontamenti, che devono garantire un'adeguata rigidezza e resistenza per consentire la redistribuzione delle azioni sugli elementi verticali portanti, nel caso di eventi eccezionali la compartimentazione, cioè la segmentazione ad esempio della copertura in aree tra loro non collegate strutturalmente, può essere la migliore strategia da adottare, se non l'unica, per evitare che un danno localizzato coinvolga l'intera struttura.

Per motivi diversi, è anche utile ricordare che strutture la cui forma sia stata ottimizzata, rispetto a specifiche tipologie di azioni di progetto, possono presentare problemi di robustezza nel caso di azioni eccezionali non considerate in fase progettuale, in quanto tali strutture possono non essere in grado di ammettere l'instaurarsi di percorsi alternativi dei carichi atti ad evitare il collasso.

Il tema della progettazione, almeno per costruzioni rilevanti, dovrebbe dunque essere sempre impostato su un approccio multirischio, nel quale considerare tutte le potenziali situazioni critiche, eccezionali e non, che esse possono incontrare nel corso della loro vita utile (si veda a questo proposito il Final Report della COST Action C26).

La presente Istruzione è strutturata in 8 capitoli ed un'appendice. Dopo il capitolo 1 di introduzione al tema, nel capitolo 2 vengono forniti i criteri per la definizione degli scenari di rischio e per la quantificazione dell'intensità delle relative azioni. Vengono trattati i principali fenomeni che possono indurre sulla struttura azioni eccezionali, sia di origine naturale che prodotti dall'uomo (fenomeni indotti da azioni sismiche, gravitativi, fondazionali, idraulici, meteorologici, incendi, detonazioni, impatti, etc.) e fornendo le espressioni utili per valutarle in termini quantitativi. Vengono inoltre introdotti alcuni concetti legati alla valutazione delle azioni dovute ad atti vandalici e terroristici e infine alcune considerazioni sugli errori che possono essere commessi in tutte le fasi di progettazione e realizzazione di una struttura e che possono essere considerati come possibili scenari nei riguardi dei quali valutare la robustezza.

Nel capitolo 3 vengono affrontati i concetti di collasso sproporzionato e di collasso progressivo, e si presenta una trattazione del rischio inteso come combinazione di pericolosità, vulnerabilità, ed esposizione. In particolare, viene presentata una analisi probabilistica del rischio cui conseguono alcuni concetti sulla misura del rischio e delle perdite annue attese, nonché sull'analisi di rischio basata su scenari.

Nel capitolo 4 si introduce la definizione delle possibili strategie per la mitigazione del rischio che operano sostanzialmente su diversi livelli: dalla prevenzione dell'accadimento dell'evento, alla prevenzione del danneggiamento locale, fino alla limitazione dell'evoluzione del danneggiamento locale. In generale vengono trattati i possibili approcci di progetto, prestazionali o prescrittivi, utilizzabili per garantire adeguati livelli di robustezza.

Il capitolo 5 presenta i principi alla base di una corretta concezione progettuale della costruzione ("conceptual design" in inglese) in grado di garantire la limitazione del rischio di collasso sproporzionato. Vengono quindi presentati i principali metodi di progettazione: il metodo della resistenza locale che ha l'obiettivo di evitare il danneggiamento locale di quegli elementi il cui collasso porterebbe ad una propagazione incontrollata del danno (progettazione degli elementi chiave); il metodo basato sull'individuazione di percorsi alternativi dei carichi che richiede alla struttura di essere in grado di ridistribuire i carichi portati dagli elementi collassati in seguito al danneggiamento locale agli elementi strutturali integri; e il metodo basato sulla compartimentazione, che ha lo scopo di limitare l'estensione del collasso sproporzionato dovuto ad un collasso locale isolando la parte strutturale collassata dalla struttura rimanente.

Il capitolo 6, dopo una premessa sulle tecniche di analisi nella quale si forniscono alcuni elementi sulle strategie di modellazione strutturale e sulle tipologie di analisi, è dedicato all'esposizione dei principi che governano la progettazione per la robustezza delle costruzioni. Sono previste 4 specifiche sezioni, rispettivamente dedicate alla progettazione delle costruzioni in c.a. gettate in opera, delle costruzioni in c.a. prefabbricate, delle costruzioni di acciaio e delle costruzioni di legno. In ciascuna

sezione vengono dapprima esposti alcuni casi di crolli causati da carenze nella robustezza, per poi passare a fornire indicazioni e criteri di progetto.

Il capitolo 7 tratta il tema della quantificazione probabilistica e semi-probabilistica della robustezza e introduce espressioni per una stima del fattore di sicurezza globale e, in caso di approcci semplificati, per una stima dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali da utilizzare per le valutazioni di robustezza.

Il documento è corredato di due esempi di applicazione dei concetti esposti al caso delle costruzioni di calcestruzzo prefabbricato e di legno (capitolo 8), e di una Appendice che approfondisce alcuni aspetti relativi al comportamento membranale nelle costruzioni in calcestruzzo armato.

Dato il suo carattere fondativo, non sono stati trattati nel presente Documento altri temi, pur rilevanti quali ad esempio la robustezza delle costruzioni esistenti. Tra queste, quelle a struttura muraria di particolare rilievo in Italia e di grande ricchezza tipologica funzionale e strutturale, tali da richiedere estese ed approfondite trattazioni, forse anche per tipologia (cfr. ad esempio CNT DT che tratta dei ponti esistenti in muratura). È interessante a tal proposito ricordare che i primi principi di “robustezza strutturale” possono essere trovati nei criteri di progettazione dei ponti in muratura dell’epoca Napoleonica, che richiedevano che un ponte non collassasse nel caso in cui fosse avvenuto il cedimento completo di una pila portante. Chiaramente, a causa del collasso di una pila e dei due archi portanti da essa sostenuta, il ponte poteva reggere solo se era possibile un percorso alternativo dei carichi, ad esempio con la formazione di un arco naturale nelle murature dei due muri laterali (muri di testa).

Non sono stati trattati, inoltre, costruzioni realizzate con particolari tecnologie o materiali, quali ad esempio le costruzioni di vetro. Non sono state infine trattate, per questioni di spazio, le problematiche di robustezza relative alle strutture da ponte, purtroppo così attuali ai giorni nostri in ragione dello stato in cui versano molte infrastrutture in Italia e nel mondo.

Il presente Documento Tecnico è stato redatto da un gruppo di lavoro costituito da ricercatori di molti Atenei italiani, esperti delle tematiche necessariamente coinvolte ed attivi su tavoli Normativi internazionali, al fine di condurre un’analisi completa ed organica della problematica della robustezza delle costruzioni, dalla valutazione del rischio alla modellazione numerica, dalla concezione progettuale delle costruzioni alla progettazione di dettagli costruttivi.

Si ricorda infine che le Istruzioni contenute nel presente Documento Tecnico, per loro genesi e natura, non hanno valore di norma cogente ma possono costituire un prezioso ausilio, per ricercatori e progettisti, ad orientarsi tra i numerosi riferimenti bibliografici dedicati al tema, lasciandoli comunque responsabili finali delle scelte progettuali operate.

1.2 DEFINIZIONI

Pericolosità (*hazard* in inglese). Probabilità che un evento di determinata intensità si verifichi in un certo intervallo di tempo e in una data area. Essa può essere quantificata valutando la probabilità annuale di occorrenza dell’evento oppure il suo tasso medio di accadimento.

Vulnerabilità. Propensione del sistema a subire conseguenze (danni agli elementi strutturali o non strutturali, collasso strutturale, danni alle persone, perdite di vite umane, perdite economiche dirette o indirette, danni all’ambiente, perdita di valore culturale, etc.) in occasione dell’evento o della combinazione di eventi considerati. Anche la vulnerabilità può essere valutata in ambito probabilistico.

Esposizione. Misura del valore del sistema in esame in termini di numero di persone che lo utilizzano, di beni in esso contenuti ovvero del valore delle attività economiche svolte al suo interno. L’esposizione è la componente del rischio che determina l’ammontare delle perdite in termini di vita umana e/o in termini economici e/o in termini di valore culturale in occasione di un evento dannoso.

Rischio. Combinazione di pericolosità di un evento, vulnerabilità ed esposizione del sistema. In termini probabilistici, è la probabilità che si verifichi o che venga superato un certo livello di danno o

di perdita in termini economico-sociali in un prefissato intervallo di tempo ed in una data area, a causa di un evento.

Azione eccezionale (*accidental action* in inglese). 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. L'impatto, la neve, il vento ed il sisma possono essere azioni variabili o in alternativa azioni eccezionali, in funzione delle probabilità di occorrenza considerata a partire dalla relativa distribuzione statistica. Le norme definiscono valori di riferimento per la progettazione per le azioni eccezionali più comuni.

Effetto dell'azione. Conseguenza dell'azione su elementi strutturali (sollecitazioni, tensioni, deformazioni, etc.) o sulla struttura nella sua interezza (spostamenti, rotazioni, etc.).

Scenario eccezionale di progetto (*accidental design situation* in inglese). Situazione di progetto che comporta condizioni eccezionali della struttura o della sua esposizione, tra cui: incendio, esplosione, impatto o danneggiamento locale. Esso può essere definito mediante azioni sulla struttura di tipo differente in funzione dell'approfondimento e della modalità (es. statica o dinamica, lineare o non lineare) dell'analisi da condurre

Evento estremo per una struttura. Evento non considerato nella progettazione della struttura, o a causa della tipologia di evento o per il valore assunto dalle azioni ad esso conseguenti.

Danneggiamento locale. Danneggiamento localizzato di una parte della struttura dovuto direttamente all'evento eccezionale e/o estremo, cioè senza coinvolgere la risposta della struttura nel suo complesso.

Danneggiamento locale convenzionale. Danneggiamento localizzato, non necessariamente correlato ad uno specifico evento, ma assunto e utilizzato nel progetto di un sistema nei riguardi della robustezza.

Collasso sproporzionato. Un collasso caratterizzato da una marcata sproporzione tra l'evento che interessa la struttura ed il conseguente collasso di una parte significativamente estesa della struttura stessa, o in certi casi dell'intera struttura.

Collasso progressivo. Una modalità di collasso che inizia con il cedimento di uno o di pochi componenti strutturali (danneggiamento localizzato) e prosegue coinvolgendo via via altri componenti, fino ad interessare una porzione anche significativa della struttura causando, in certi casi, il collasso totale (sovente denominata *effetto domino*). Un collasso progressivo è tipicamente un collasso sproporzionato.

Robustezza. Robustezza di una costruzione nei confronti di una azione o di una classe di azioni eccezionali (sinteticamente robustezza) significa capacità di un sistema di evitare che, a fronte di un evento eccezionale e/o estremo (ad es. esplosioni, urti, incendio, eventuali errori di progettazione e/o di esecuzione), il danno risultante alla struttura sia sproporzionato rispetto all'entità della causa che lo ha innescato.

Resistenza al collasso sproporzionato. Insensibilità di una struttura nei confronti di eventi eccezionali e/o estremi. Una struttura è resistente al collasso se l'evento eccezionale e/o estremo non conduce ad un collasso sproporzionato. La resistenza al collasso innescata dall'evento che interessa la struttura dipende sia dalle caratteristiche locali che da quelle globali della struttura.

Duttilità. Capacità di un elemento strutturale o di una struttura di subire deformazioni fuori dal campo elastico senza riduzioni significative della resistenza.

Continuità strutturale. Connessione tra i componenti strutturali.

Ridondanza strutturale. Iperstaticità della struttura, che consente la mobilitazione di diverse configurazioni equilibrate e quindi di percorsi di carico alternativi nel caso in cui uno o più elementi strutturali

risultino compromessi. Questo ovviamente è possibile soltanto nell'ipotesi in cui la struttura possieda un'adeguata duttilità.

Progettazione diretta. Progettazione che mira a garantire esplicitamente la resistenza al collasso di una struttura con riferimento a determinati requisiti prestazionali quando è soggetta a scenari di rischio.

Progettazione indiretta. Progettazione che mira ad incrementare implicitamente la resistenza al collasso di una struttura utilizzando dettagli di progetto di comprovata validità ed efficacia e con valenza generale, senza considerare specifici scenari di rischio e senza necessariamente verificare in modo quantitativo che i requisiti prestazionali siano soddisfatti.

Progettazione con minaccia (1) specifica e (2) generica. (1) Progettazione basata su uno scenario di rischio che definisce una minaccia quantificata che può interessare la struttura (evento specifico); (2) Progettazione basata sull'assunzione di azioni convenzionali o possibili danneggiamenti definiti in modo convenzionale.

Obiettivi di progettazione. Obiettivi alla base della progettazione diretta di strutture nei riguardi della resistenza al collasso. Essi richiedono la definizione degli scenari di rischio, dei requisiti prestazionali, delle combinazioni di azioni applicabili e dei coefficienti di sicurezza.

Scenari di rischio. Condizioni eccezionali da assumere durante la progettazione e che possono riguardare la struttura durante la sua costruzione o durante la sua vita utile. Nella progettazione con minaccia specifica, sono eventi definiti in modo specifico; nella progettazione con minaccia generica sono azioni convenzionali o danneggiamenti convenzionali.

Requisiti prestazionali. Obiettivi di progetto che garantiscono una risposta accettabile di una struttura nei confronti degli scenari di rischio considerati.

Controllo dell'evento. Riduzione della probabilità di accadimento di un evento eccezionale, e/o della sua intensità, con conseguente riduzione del rischio.

Protezione. Attenuazione delle conseguenze di eventi eccezionali e/o estremi, attraverso l'adozione di misure non strutturali, con conseguente riduzione del rischio.

Incremento della resistenza locale. Intervento che riduce la vulnerabilità locale di una struttura prevenendo o attenuando l'effetto di un danno iniziale che potrebbe portare ad un collasso sproporzionato.

Percorso alternativo dei carichi. Esistenza di stati di equilibrio della struttura differenti rispetto a quello base di progetto, anche impegnando risorse in campo non lineare per geometria o materiale, impedendo così la propagazione del collasso.

Compartimentazione. Suddivisione di una struttura in porzioni che possono risultare in equilibrio anche nel caso di azioni eccezionali e/o eventi estremi che interessino certi elementi della struttura. La compartimentazione impedisce il propagarsi del danneggiamento all'intera struttura anche attraverso l'utilizzo di elementi dedicati ed adeguatamente progettati.

Elemento chiave. Un elemento strutturale (o una parte della struttura) progettato per evitare l'estensione, potenzialmente all'intera struttura, del collasso non controllato. Generalmente è di dimensioni più ridotte della parte strutturale assunta come oggetto di potenziale collasso conseguente ad uno scenario di rischio, e da esso dipende la sicurezza del resto della struttura.

2 SCENARIO DI RISCHIO E QUANTIFICAZIONE DELL'INTENSITÀ DELLA RELATIVA AZIONE

2.1 PREMESSA

La sicurezza delle costruzioni e delle componenti strutturali comporta il soddisfacimento delle verifiche nei confronti delle diverse combinazioni delle azioni di progetto, valutate con riferimento agli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale di progetto, in relazione alla funzione per cui le opere sono state progettate. Le azioni che intervengono in tali combinazioni comprendono le azioni permanenti, le azioni variabili e l'azione sismica. La maggior parte delle norme di progettazione prescrive che le costruzioni siano dotate di adeguata robustezza nei confronti di azioni eccezionali, in relazione sia all'uso previsto, sia alle conseguenze di un eventuale collasso e, per alcune tipologie di costruzione, prescrivono verifiche specifiche sotto tali azioni eccezionali in combinazione con le altre azioni esplicite di progetto.

Gli scenari di rischio, relativi alla valutazione della robustezza, cui può essere soggetta una costruzione nel corso della sua vita possono essere causati sia da singole azioni, causate da eventi naturali eccezionali e/o estremi o provocate dall'uomo (ad esempio azioni vandaliche mirate a provocare un danno), sia da combinazioni di eventi che si traducono in azioni di intensità estremamente elevata (Mazzolani et al, 2010).

Le azioni trattate nella presente sezione possono essere delle stesse tipologie di azioni previste dalle norme di progettazione, ma con valori che corrispondono ad una probabilità di accadimento molto bassa (e non sono generalmente considerati nella progettazione strutturale per ragioni economiche) oppure azioni la cui tipologia o valori non sono definiti dalle norme stesse. La principale problematica nella gestione di tali scenari di azioni sulle strutture è rappresentata dalla difficoltà di formulare e identificare scenari di rischio e dalla difficoltà nel garantire che la progettazione nei confronti di tali azioni sia effettivamente efficace nel ridurre la possibilità di collasso strutturale (Chernov e Sornette 2015).

Le norme di progettazione oltre a prevedere, ove rilevanti, verifiche specifiche in presenza di azioni eccezionali per alcune tipologie di costruzione, sottolineano come sia possibile garantire un adeguato livello di robustezza, in relazione all'uso previsto della costruzione ed alle conseguenze di un suo eventuale collasso, facendo ricorso a specifiche strategie di progettazione piuttosto che a valutazioni analitiche quantitative a volte non facilmente eseguibili.

Tuttavia, è necessario che il progettista abbia chiare le caratteristiche degli eventi eccezionali cui il sistema può essere soggetto, sia in termini di tipologia di azione conseguente che di sua quantificazione, in modo da poter: (i) stimare quantitativamente i potenziali danni strutturali conseguenti a tali azioni e (ii) studiare le soluzioni migliori per prevenire il collasso e garantire l'integrità strutturale.

Come precedentemente affermato, gli eventi considerati nel presente paragrafo possono avere origine naturale o antropica (è comunque bene notare che azioni umane possono essere la causa di pericoli naturali). Si possono riconoscere tre categorie di pericoli.

Categoria 1 - è costituita da pericoli derivanti da fenomeni naturali o da attività umana involontaria. Esempi di fenomeni naturali sono i sismi, i fenomeni meteorologici (tornado, allagamenti, etc.) o le frane. Esempi di pericoli generati non intenzionalmente dall'attività umana sono le esplosioni di materiale pericoloso, l'incendio (quando non di origine dolosa). Le norme di progettazione definiscono solo le più comuni di tali azioni in termini di tipologia e loro quantificazione.

Categoria 2 - è costituita da azioni causate intenzionalmente dall'uomo. In questa categoria ricadono gli atti di vandalismo e gli attacchi terroristici.

Categoria 3 - è rappresentata da pericoli conseguenti ad errori di concezione/progettazione/esecuzione della costruzione. Questo genere di pericolo è strettamente collegato alla qualità del processo ed alle procedure di controllo utilizzate.

Dal punto di vista dell'interazione tra l'evento naturale/antropico e la costruzione, i pericoli ascrivibili alle tre precedenti categorie possono essere modellati sulla struttura come:

- carichi distribuiti di entità eccezionale, quali ad esempio, sovrappressioni dovute ad esplosioni o detonazioni, pressioni genericamente dovute al movimento di fluidi (aria nel caso di tornado, acqua nel caso di allagamenti, acqua e detriti nel caso di colate detritiche, neve nel caso di valanghe);
- carichi di impatto, quali ad esempio urto di veicoli, natanti, velivoli, impatto di corpi (da crolli di roccia, da demolizioni, etc.);
- accelerazioni impresse alla struttura, per esempio durante un'azione sismica;
- deformazioni indotte/spostamenti indotti, quali ad esempio i cedimenti di fondazione per le strutture costruite su corpi di frana, la riduzione delle proprietà meccaniche del materiale durante un incendio, gli spostamenti causati da azione sismica;
- errori di concezione/progettazione/esecuzione che hanno portato alla realizzazione di una struttura inadatta a sostenere le azioni di progetto, variando il comportamento strutturale rispetto a quanto indicato dal progettista.

Le azioni possono essere inoltre classificate sulla base della loro durata, considerando comunque che, nella maggior parte dei casi, gli scenari di rischio (e quindi le azioni) hanno durata breve rispetto alla vita utile della struttura. Nella modellazione strutturale, queste azioni possono essere applicate sulla struttura in maniera statica, dinamica, oppure con un andamento impulsivo. La medesima azione può essere considerata quale statica o dinamica, a seconda del contenuto in frequenza della stessa rapportato alle proprietà dinamiche della struttura: qualora l'intensità dell'azione presenti oscillazioni con periodo paragonabile ad uno dei periodi di vibrazione dell'elemento interessato è opportuno considerare il contributo dinamico derivante dall'azione considerata, piuttosto che considerare tale azione in modo puramente statico, e con valore pari, ad esempio, al valore medio o massimo dell'azione stessa. Per valutare l'intensità delle azioni, considerare gli effetti sulla struttura, quantificare il rischio e valutare l'effettiva efficacia delle misure di mitigazione del rischio stesso, è necessario costruire un modello del fenomeno naturale o antropico in questione (Stein e Stein 2014). La modalità con la quale il modello è costruito varia in base alla tipologia di pericolo.

Relativamente ai pericoli di Categoria 1 (pericoli di origine naturale o derivanti dall'attività umana involontaria), per valutarne gli effetti sulla costruzione è opportuno:

1. predisporre un modello che descriva, da un punto di vista statistico, la frequenza di accadimento di un dato fenomeno, ossia che indichi ogni quanto tempo è possibile osservare il fenomeno, oppure quante volte questo può presentarsi nel corso della vita utile della struttura (modello delle occorrenze). Per alcune tipologie di azioni, in particolare quelle legate all'attività umana involontaria, non è possibile tracciare un modello delle occorrenze.
2. predisporre un modello che descriva gli effetti a distanza (legge di attenuazione nel caso dei sismi, legge di propagazione nel caso delle colate, crolli di roccia, valanghe di neve);
3. predisporre un modello che descriva l'intensità dell'azione e come il fenomeno naturale interagisce con la costruzione (carico di pressione, forza impulsiva, etc.);
4. predisporre un modello che descriva gli effetti di eventuali interventi di mitigazione dell'azione e conseguente riduzione della pericolosità.

Per mezzo di tale procedura, è possibile realizzare uno scenario di rischio sufficientemente robusto sia dal punto di vista statistico che in relazione alla frequenza di accadimento di un dato fenomeno naturale, permettendo quindi di formulare una valutazione della risposta strutturale allo scenario considerato.

Relativamente ai pericoli di Categoria 2 (atti vandalici e terroristici), non è possibile prendere in considerazione le statistiche di eventi passati (in quanto poco significativi sia dal punto di vista quantitativo che di tipologia di evento) per costruire un modello delle occorrenze. Possono dare indicazioni riguardo alla possibile occorrenza di un atto vandalico:

- il ruolo strategico della costruzione, anche in funzione all'attività svolta in esso (centrale elettrica, impianto di depurazione, etc.);
- la potenziale rilevanza di un attacco, in particolare la possibilità di causare un elevato numero di vittime;
- la tipologia di edificio: ospedale, monumento, uffici pubblici, edifici sede di attività governative, edifici simbolo per una comunità, etc.

Solitamente in questi casi non è possibile costruire un modello dell'intensità del fenomeno in quanto le modalità di attacco possono essere varie e diversificate. Una eccezione può essere rappresentata dall'azione conseguente ad un attacco vandalico con materiale esplosivo, in quanto è possibile valutare la portata dell'onda di pressione generata da un dato quantitativo di esplosivo (TNT equivalente). Infine i pericoli di Categoria 3 (errori di concezione, progettazione e costruzione) non possono essere trattati da un punto di vista statistico se non, almeno in parte e relativamente all'aspetto costruttivo, nel caso di costruzioni modulari e prefabbricate. Gli effetti di tali errori possono essere mitigati attraverso il controllo e l'adozione di un processo di qualità e verifica nelle varie fasi di progettazione e realizzazione dell'opera.

Si riporta nel seguito una illustrazione di alcune tra le possibili azioni eccezionali che possono interessare una struttura nel caso di pericoli naturali e antropici.

2.2 FENOMENI INDOTTI DA AZIONE SISMICA

2.2.1 Terremoto

L'azione sismica relativa ad un certo sito è definita usualmente nelle norme con riferimento ad uno spettro di risposta funzione dei periodi di vibrazione della struttura e di un valore di accelerazione del suolo (accelerazione di ancoraggio dello spettro). Parametri quantificano l'effetto di amplificazione stratigrafica e topografica dovuti alla particolare conformazione del suolo, rispetto all'accelerazione definita su suolo rigido. L'accelerazione al suolo definita nelle norme è stata ricavata considerando la distanza del sito in oggetto dalle zone sismogenetiche e leggi di attenuazione delle componenti accelerometriche. Per questi motivi, le norme contemplano azioni sismiche non epicentrali (*far field*). Nel caso di azioni epicentrali (*near fault*), la ridotta distanza tra epicentro e struttura investita dall'azione sismica non permette un adeguato smorzamento delle componenti in alta frequenza dello spettro in accelerazione. In aggiunta a questo, si osserva che l'andamento della velocità del suolo è caratterizzato da impulsi di lunga durata. In presenza di tale scenario sismico, le azioni possono essere superiori a quelle da normativa, ma soprattutto la rappresentazione dell'azione mediante spettro di risposta può essere poco significativa del reale effetto sulla struttura (Grimaz e Malisan, 2014). Infatti, a causa della breve durata dell'azione la struttura non oscilla con il suo periodo proprio di vibrazione, per cui l'analisi con spettro di risposta può essere poco significativa; per lo stesso motivo, spettri di velocità e di spostamento derivati dallo spettro in accelerazione possono non essere significativi. Inoltre, azioni epicentrali possono implicare elevate accelerazioni verticali del suolo, non considerate tipicamente dalle norme di progettazione (che considerano solo le accelerazioni verticali derivanti dal moto in orizzontale del suolo).

Inoltre, è opportuno considerare, in talune situazioni, la possibilità che il sedime di fondazione sia sottoposto ad accelerazioni indotte dall'uomo, quali ad esempio sismi indotti dallo sfruttamento del sottosuolo come deposito di idrocarburi (pompaggio o estrazione di fluidi), così come accelerazioni indotte da lavorazioni (utilizzo di esplosivi, utilizzo di frese) che possono avere effetti anche significativi sulle costruzioni.

2.2.2 Maremoto

Il maremoto (detto anche tsunami) è un fenomeno naturale dovuto a movimenti sottomarini che determinano l'insorgere ed il propagarsi nel mare di onde che possono avere notevole altezza quando si avvicinano alla costa, comportando diffuse inondazioni, anche non solo limitate alle aree prossime alla riva. Il mare Mediterraneo non è esente dalla possibilità di causare maremoti: a titolo indicativo, l'altezza massima dell'onda di tsunami sulla costa è stata valutata in 5 m per il sud Italia e la Sicilia e 1.5 m per la Sardegna (Lorito 2008; <http://iononrischio.protezionecivile.it>).

Grandi maremoti sono indotti frequentemente da grandi eventi sismici occorrenti al largo della costa, ma possono accadere anche a causa da altri movimenti quali ad esempio frane che proseguono il loro movimento in mare (ad es. maremoto di Stromboli del 30/12/2002 causato da un'eruzione vulcanica) oppure frane sottomarine (quasi certamente il maremoto conseguente al sisma di Messina del 1908 fu causato da una gigantesca frana sottomarina, di un volume stimato di circa 20 km³, staccatasi dalla scarpata continentale siciliana). Frane possono indurre fenomeni analoghi anche in bacini lacustri, anche di grande importanza a causa della particolare orografia, come nel caso del Vajont, dove la dimensione della frana fu di 260 milioni di metri cubi, più del doppio della dimensione dell'invaso. Sulla base della topografia della zona costiera, è possibile valutare l'estensione delle aree inondate da un maremoto dovuto ad un'azione sismica, così come l'altezza di sommersione e la velocità del flusso.

Gli effetti sulla costruzione, sebbene variabili, possono essenzialmente essere ascrivibili a pressioni di impatto causate dal flusso in movimento, da forze concentrate dovute ai detriti da esso trasportati, ed a spinte idrostatiche. L'energia totale del fluido che impatta su una costruzione può essere ottenuta dall'espressione di Bernoulli, e decresce con la distanza dalla costa secondo l'espressione di Manning, assegnato un coefficiente di rugosità (ASCE/SEI 7-16, 2016).

La distribuzione idrostatica (con andamento triangolare sull'altezza) della pressione dell'acqua è valutabile utilizzando le comuni formule dell'idraulica, mentre l'azione idrodinamica (avente distribuzione costante lungo l'altezza) può essere trasformata in forza statica equivalente totale prendendo in considerazione un coefficiente di forma secondo l'espressione (ASCE/SEI 7-16, 2016):

$$F = \frac{1}{2} \rho v^2 C_d A \quad (2.1)$$

dove v rappresenta la velocità del flusso, A rappresenta l'area (bagnata) dell'ostacolo, misurata trasversalmente alla direzione del flusso, ρ è la densità del flusso, al cui interno va considerato il contributo dovuto alla presenza dei detriti (si suggerisce di adottare una densità pari a 1100 kg/m³), C_d è il coefficiente di forma, definito in funzione del rapporto tra le dimensioni della struttura, come riportato al paragrafo 2.5. Un valore $C_d = 2$ può essere adottato in maniera cautelativa.

La massima forza causata dall'impatto di un corpo trasportato dal flusso del maremoto è valutabile come (FEMA P-646, 2012):

$$F = v \sqrt{k m_d (1 + c)} \quad (2.2)$$

dove k rappresenta il valore equivalente tra la rigidezza del detrito impattante k_d e la rigidezza laterale dell'elemento strutturale impattato k_s (valutata come $1/k = 1/k_d + 1/k_s$), m_d è la massa del detrito trasportato dal flusso dello tsunami e c è un coefficiente che prende in considerazione il fatto che il corpo impattante è trascinato dalla corrente. Per strutture molto rigide vale $k = k_d$. Per alcuni casi significativi, i valori dei parametri possono essere desunti dalla Tabella 2-1.

Tabella 2-1 – Parametri per la valutazione delle forze di impatto relativi ad alcune tipologie di detrito trasportato dal maremoto (FEMA P-646 2012) (il simbolo ‘ indica 1 piede = 0.30 m)

Tipo di detrito	Massa m_d	Coefficiente idrodinamico c	Rigidezza del detrito impattante k_d
Legname	450 kg	0.00	2.4×10^6 N/m
Container da 20’ per spedizioni standard – longitudinale al flusso	2200 kg (vuoto)	0.30	85×10^6 N/m
Container da 20’ per spedizioni standard – trasversale al flusso	2200 kg (vuoto)	1.00	80×10^6 N/m
Container da 20’ per spedizioni pesanti – longitudinale al flusso	2400 kg (vuoto)	0.30	93×10^6 N/m
Container da 20’ per spedizioni pesanti – trasversale al flusso	2400 kg (vuoto)	1.00	87×10^6 N/m

In presenza di locali interrati, il rapido innalzamento del livello dell’acqua può provocare sovrappressioni sui tamponamenti ed i solai visto che l’aria può risultare intrappolata.

Un’inondazione repentina può anche inficiare anche la capacità portante del terreno. Possono anche verificarsi fenomeni di erosione localizzata/scalzamento delle fondazioni (se superficiali).

2.3 FENOMENI NATURALI GRAVITATIVI

2.3.1 Frane di materiale sciolto

Le frane di materiale sciolto sono fenomeni dovuti alla perdita di stabilità e/o coesione di una massa di terreno/roccia fratturata, solitamente di origine naturale ma talora provocati anche dall’azione antropica.

La presenza di acqua è una delle principali cause di innesco di tale tipologia di fenomeni; si sono anche osservate frane causate da movimenti tellurici. Il livello di danno generato da questi fenomeni sulle costruzioni dipende dalla distanza della costruzione dal piede del pendio, dalla geometria della frana e dalle condizioni geologiche del sito (Moriguchi et al., 2009), aspetti che non devono essere trascurati nella formulazione degli scenari dell’azione.

La forza di impatto di una frana di materiale sciolto è inoltre funzione della velocità e dalla tipologia della massa di terreno interessata dal fenomeno (Bugnion et al., 2012). Durante l’impatto, la pressione sulle superfici interessate (distribuzione uniforme lungo l’altezza) è valutabile con l’espressione:

$$p = C\rho v^2 \quad (2.3)$$

dove ρ è la densità della massa in movimento e v è la velocità della stessa in corrispondenza del manufatto impattato. Il coefficiente C prende in considerazione il fatto che il flusso di materiale è localmente deviato dalla costruzione stessa, ed è valutabile con l’espressione:

$$C = 9v^{-1.3}(gh)^{0.65} \quad (2.4)$$

dove g è l’accelerazione di gravità e h è lo spessore del movimento franoso. La velocità v della massa franosa può essere determinata, ad esempio, con metodi empirici o con simulazioni numeriche (Hung et al., 2005).

2.3.2 Colate detritiche

La colata detritica è un fenomeno naturale generato dalla perdita di stabilità di materiale granulare sciolto per opera dell'acqua, con conseguente formazione di un flusso in movimento. Le colate detritiche rappresentano una delle tipologie di fenomeni franosi con maggiore potere distruttivo e quindi maggiormente pericolose. Queste si configurano come un flusso incanalato di materiale detritico saturo non plastico (indice di plasticità $PI < 5\%$), da rapido ad estremamente rapido (0.05-20 m/s). Date le caratteristiche di rapidità, imprevedibilità ed eterogeneità di materiali coinvolti, le colate detritiche possono causare ingenti danni sul territorio e sulle costruzioni. I materiali coinvolti variano dall'argilla a massi anche di alcuni metri di diametro, con possibile presenza di materiale organico.

In presenza di un canale confinato, ad alta ripidità, si assiste ad un aumento del contenuto d'acqua del flusso, in quanto l'acqua superficiale del canale viene incorporata nel corpo di colata, provocando ondate ripetute. Il confinamento laterale facilita la formazione di fenomeni di segregazione inversa che, abbinati al profilo di velocità della colata, comportano la presenza dei detriti a granulometria maggiore sul fronte della colata e depositi laterali granulari (*lateral levee*). La perdita di confinamento e l'abbassamento delle pendenze provocano la deposizione del materiale detritico, con una tipica forma a ventaglio.

L'interazione tra fenomeno naturale e struttura si esplica in pressioni laterali e forze di impatto causate dai blocchi trasportati dal flusso (GEO Report No. 104, 2000; GEO Report No. 270, 2012). Per il calcolo delle pressioni laterali è possibile utilizzare sia un approccio idrostatico (distribuzione triangolare della pressione, funzione dell'altezza) che idrodinamico (distribuzione delle pressioni costante lungo l'altezza). Nel secondo caso, la pressione è funzione della velocità, secondo l'espressione (Suda et al., 2009):

$$p = 4.5\rho v^{0.8}(gh)^{0.6} \quad (2.5)$$

dove ρ e v sono, rispettivamente, la densità (misurata in kg/m^3) e la velocità della colata (misurata in m/s), g è l'accelerazione di gravità (in m/s^2) e h è lo spessore del flusso (in m). La densità di una colata è tipicamente molto elevata, il fluido è generalmente composto dal 60% al 80% da materiale movimentato, la rimanente parte da acqua. La forza di impatto di grandi blocchi trasportati dalla colata, espressa in kN, può essere valutata utilizzando una formulazione semplificata:

$$F = K_c 4000 v^{0.5} r^2 \quad (2.6)$$

dove r è il raggio del blocco (in m) e K_c è un fattore di riduzione del carico (pari a 0.1). In mancanza di analisi di dettaglio si può considerare un'altezza di sommersione di 1 m e una velocità di 20 m/s.

2.3.3 Crolli di roccia

Il crollo di roccia è un fenomeno naturale dovuto alla perdita di stabilità di blocchi lapidei isolati dalla circostante massa rocciosa. Questa tipologia di fenomeni si verifica lungo pareti rocciose. I volumi distaccati, precipitando verso valle, possono impattare contro il sottostante versante, variando la loro traiettoria in funzione della tipologia di deposito e della orografia del sito (Bunce et al., 1997). Il crollo di roccia è un fenomeno che può sprigionare elevate quantità di energia e comportare gravi danni alle costruzioni poste lungo la traiettoria del blocco. L'energia potenziale che il blocco possiede prima del crollo è trasformata in energia cinetica, parzialmente dissipata dagli impatti durante la propagazione. Il blocco si arresta quando tutta l'energia cinetica è dissipata. Il blocco di roccia in movimento può raggiungere velocità elevate, fino a 30 m/s ed è paragonabile ad un proiettile che impatta contro la costruzione. In mancanza di un'analisi di propagazione di dettaglio, la velocità traslazionale di impatto può essere valutata con un semplice calcolo energetico (Jaboyedoff e Labiouse, 2011). Per valutare la massa che potenzialmente potrebbe impattare contro la costruzione, in generale, è opportuno rilevare i blocchi lapidei crollati in passato in prossimità del manufatto analizzato (De Biagi et

al., 2017). Il volume di progetto può, in alternativa, essere il massimo volume osservato, oppure il volume desunto da un'opportuna analisi statistica.

In funzione del rapporto tra la massa m del blocco con velocità v e la massa M dell'elemento impattato, l'energia di impatto è pari a (Mavrouli e Corominas, 2010):

$$E_{imp} = \begin{cases} \frac{1}{2}mv^2 \frac{4\frac{m}{M}}{\left(1 + \frac{m}{M}\right)^2} & \text{se } \frac{m}{M} < 1 \\ \frac{1}{2}mv^2 & \text{se } \frac{m}{M} \geq 1 \end{cases} \quad (2.7)$$

Sulla base dell'energia di impatto si valuta il comportamento dei singoli elementi impattati.

In mancanza di una trattazione di dettaglio, si può utilizzare un blocco di volume pari a 1 m^3 e velocità traslazionale pari a 20 m/s (da cui si ricava un'energia di impatto pari a 500 kJ).

2.3.4 Valanghe di neve

Le valanghe di neve sono fenomeni naturali dovuti alla perdita di stabilità di un manto nevoso che determinano il conseguente rapido movimento della massa nevosa lungo il versante di una montagna. I fattori che comportano l'innescio di valanghe di neve sono molteplici quali, ad esempio, le caratteristiche della neve, il suo contenuto di acqua e lo spessore del manto (McClung e Schaerer, 1996). Una volta distaccatasi, la massa nevosa instabile accelera nelle porzioni di versante a pendenza elevata (zona di scorrimento). Nel fondovalle (zona di deposito), caratterizzato da una pendenza via via decrescente, e dove sono solitamente posizionate le opere a rischio, il flusso di neve rallenta e si espande lateralmente.

Si distinguono tre tipi di valanghe di neve: (i) la valanga radente, costituita da una massa nevosa (di densità dell'ordine di 200 kg/m^3) in movimento a contatto con il terreno, la cui orografia vincola la traiettoria del flusso; (ii) la valanga polverosa, formata da una nube costituita in minima parte da neve (densità dell'ordine di $10\text{-}20 \text{ kg/m}^3$) che scorre molto rapidamente lungo il versante (fino a 300 km/h) lungo la direzione di massima pendenza; (iii) la valanga di neve mista, costituita sia da una componente densa che da una nubiforme. L'onda di pressione che precede la valanga, solitamente presente nelle valanghe polverose, prende il nome di *soffio* (McClung e Schaerer, 1996).

Nella zona di deposito, la componente radente ha spessore variabile, generalmente compreso tra 2 e 10 m . In presenza di componente polverosa, lo spessore della nube può raggiungere i 100 m e interessare zone di versante più ampie (oltre che versanti diversi da quelli su cui il fenomeno si è generato). La massima velocità raggiunta da una valanga radente può essere stimata come $v_{max} = 1.8H^{0.5}$ (in m/s) dove H è il dislivello in metri tra la zona di distacco e quella di deposito. Nel caso di valanga nubiforme, la velocità della massa di neve e aria è stimabile in $v_{max} = (600 h_n \sin\omega)^{0.5}$, dove ω è l'angolo di inclinazione della zona di distacco e h_n è l'altezza di flusso (in metri) della nube, stimabile come $h_n = d \rho_0 / \rho_n$, con d spessore della neve al distacco (in metri), ρ_0 densità della neve (in kg/m^3) al momento del distacco e ρ_n densità della neve (in kg/m^3) che forma la nube. Quest'ultima può essere calcolata come $\rho_n = 0.064 C \sin\omega$ con C coefficiente adimensionale che, in funzione del peso della neve al distacco, varia tra 100 , per neve leggera farinosa, e 600 per quella più pesante.

La stima dell'intensità delle forze di interazione tra flusso nevoso e costruzioni deve essere preceduta dalla valutazione della potenziale sommersione del manufatto. Per flussi valanghivi di elevato spessore è possibile che il manufatto sia non solo sottoposto ad una pressione orizzontale sulla parete di monte, ma anche ad una azione sulla copertura. Questa situazione si presenta non solo per flussi molto spessi, ma può anche generarsi nei casi in cui il flusso nevoso, durante l'impatto, abbia velocità sufficiente ad essere spinto verso l'alto fino a quote superiori all'altezza del manufatto. In generale, la pressione di impatto è valutabile come:

$$p = C\rho v^2 \quad (2.8)$$

dove ρ è la densità della massa nevosa (densa o polverosa, a seconda della tipologia di fenomeno) e il coefficiente C prende in considerazione il fatto che la massa nevosa è deviata dalla costruzione. Una dettagliata trattazione sulle azioni esercitate dalla massa nevosa sulle costruzioni è riportata in De Biagi et al., (2012).

Gli effetti sulle costruzioni della valanga nubiforme, che è ascrivibile ad un fluido simile all'aria ma di densità maggiore, possono essere valutati secondo quanto riportato nei codici relativi all'azione del vento (Eurocodice 1 EN 1991-1-7 CEN 2006, CNR-DT 207/2008).

In mancanza di una trattazione di dettaglio, si consiglia di utilizzare per la valanga di tipo nubiforme (polverosa) un valore di pressione pari a 30 kPa, valore che rappresenta il limite tra le zone con pericolo massimo e medio nella perimetrazione del rischio.

2.3.5 Eruzioni vulcaniche

Le eruzioni vulcaniche sono fenomeni naturali che comportano la fuoriuscita, sulla superficie terrestre, in maniera più o meno esplosiva, di magma (una volta eruttato il magma prende il nome di lava) ed altri materiali gassosi provenienti dal mantello o dalla crosta (Blong, 1984). Tali fenomeni possono avere molteplici effetti sulle costruzioni, provocando differenti tipologie di danneggiamento.

Eruzioni di tipo effusivo comportano la fuoriuscita lenta di materiale lavico: le colate possono comportare la sommersione (e quindi la distruzione) dei fabbricati e, in misura minore, la combustione di questi. Il meccanismo di interazione della colata lavica con il fabbricato è riconducibile a quello di una pressione laterale uniformemente distribuita. La massima distanza raggiunta dal flusso lavico dipende dalla portata eruttata; inoltre, essendo la viscosità della lava inversamente proporzionale alla temperatura, il flusso della lava stessa tende a rallentare il suo moto durante il suo raffreddamento.

Eruzioni di tipo esplosivo comportano la proiezione di clasti e ceneri vulcaniche (tefrite) in atmosfera, particelle che poi cadono a terra (anche a centinaia di chilometri di distanza dal vulcano, in funzione della loro massa), comportando notevoli sovraccarichi sulle coperture (ceneri vulcaniche) e impatti localizzati (clasti). I danni alle costruzioni ed alle coperture dovuti alla cenere vulcanica possono essere di entità variabile: da semplice danno estetico a collasso strutturale per carico eccessivo (Spence et al., 2005; Mastrolenzo et al., 2008). L'entità del carico dipende dalla quantità di cenere e clasti, e dal loro peso specifico, funzione anche del fatto che essi siano bagnati o meno. Lo spessore dello strato di ceneri depositato può dipendere anche dalla geometria delle coperture e dalla presenza di ostacoli (ciminiera, camini, parapetti, etc) che possono comportare un incremento localizzato dello spessore dello strato di cenere vulcanica, quando spostata dal vento.

Relativamente al Vesuvio, sono stati misurati spessori di tefrite superiori a 2 m in prossimità del vulcano, e spessori consistenti (anche di 50 cm) sono stati osservati entro un raggio di 50 km. Il peso specifico della cenere vulcanica asciutta può variare da 4 a 7 kN/m³; qualora bagnata dalla pioggia, il peso specifico può raddoppiare. Una cenere vulcanica satura ha peso specifico pari a 20 kN/m³. I clasti di pezzatura maggiore proiettati in atmosfera ad alta velocità, ricadendo al suolo, possiedono energia cinetica, tipicamente non superiore a 10 kJ. Durante l'eruzione del Vesuvio del 1929, clasti del peso di 3 kg sono stati proiettati ad una distanza di 3 km.

I flussi piroclastici sono nubi incandescenti che si muovono ad alta velocità lungo il versante del vulcano. Interagendo con i fabbricati, possono causare gravi danni, incendi e trasporto di materiale. I flussi piroclastici esercitano sulle costruzioni pressioni elevate dovute alla velocità con la quale il flusso si muove (sono state registrate velocità superiori a 30 m/s). La temperatura del flusso, circa 200°C, non sembra essere la causa dei maggiori danni osservati. Il flusso piroclastico può trasportare anche materiali di pezzatura media, i quali possono potenzialmente impattare contro le costruzioni.

I lahar sono colate di detrito vulcanico (materiale piroclastico e ceneri) ed acqua. Interagendo con le costruzioni, i lahar inducono pressioni di idrodinamiche e di impatto localizzato dovute ai blocchi trasportati dal flusso. I lahar si formano a seguito dei temporali generati dall'eruzione vulcanica (o da

successivi fenomeni temporaleschi), la cui precipitazione mobilita il materiale eruttato e depositato sui fianchi del vulcano, comprendente ceneri vulcaniche e clasti. Su pendenze anche moderate, una pioggia di intensità pari a 10 mm/h può innescare una colata. Studi hanno mostrato che uno strato di tefrite saturo è in equilibrio limite su pendenze pari a 35°. Le colate possono raggiungere velocità notevoli (anche pari a 180 km/h) e possono contenere blocchi di pezzatura variabile, anche molto elevata. Tali fenomeni si inquadrano come colate di detriti; indicativamente, nella valutazione della densità, si può considerare che il 50% della massa sia costituita da solido e la rimanente parte da acqua, per una densità risultante che può raggiungere i 2000 kg/m³ (Mead et al., 2017).

2.4 CEDIMENTI DI FONDAZIONE

2.4.1 Smottamenti

Gli smottamenti sono fenomeni naturali, più o meno veloci, che possono comportare lo spostamento di porzioni (o della totalità) del sedime di fondazione sul quale è costruito un manufatto. La presa in conto di tale potenziale causa di danneggiamento delle costruzioni è direttamente legata al fenomeno delle frane, in particolare nel caso in cui il manufatto si trovi sulla frana stessa, o parte delle sue fondazioni sia interessata da scivolamenti. Smottamenti possono, ad esempio, interessare strutture poste a monte di scarpate o muri di sostegno. Si riporta una stima dei potenziali effetti su una costruzione in funzione della velocità dello smottamento nella Tabella 2-2.

Tabella 2-2 – Smottamenti di terreno. Effetti sulla costruzione (VKF/AEAI, 2005)

Velocità (mm/anno)	Effetti sulla costruzione
1 - 5	Quasi assenza di danni significativi sul fabbricato. Fessurazione limitata (se non assente) e dipendente dalla tipologia di struttura in elevazione e dalla disposizione e rigidità delle strutture di fondazione. Si possono osservare locali depressioni o sollevamenti di terreno nelle immediate vicinanze della costruzione.
10 - 50	Formazione di un quadro fessurativo localmente diffuso e/o possibile rotazione del fabbricato. I fenomeni comportano depressioni e sollevamenti marcati attorno al fabbricato. Gli impianti (condutture interrate) possono essere danneggiati.
200 - 1000	Formazione di un quadro fessurativo diffuso su tutto il fabbricato. Qualora lo smottamento interessi tutto il sedime di fondazione è possibile che il manufatto ruoti rigidamente. Gli impianti interrati possono risultare fortemente danneggiati.

2.4.2 Modificazioni del livello di falda

In molti terreni la falda presenta una variazione stagionale di quota: tale variazione è regolata da molteplici fenomeni, tra cui la quantità di precipitazioni ed il reticolo idrografico sotterraneo.

In alcune situazioni il livello di falda può essere modificato da interventi sul reticolo idrografico superficiale (Toll et al., 2010). Ad esempio, la costruzione di opere idrauliche può comportare l'aumento del livello di falda sia nelle aree in prossimità dell'opera che nelle zone a monte, se la falda è molto superficiale. Al contrario, l'emungimento con pozzi ha per effetto il locale abbassamento della quota della falda.

Le variazioni del livello di falda producono cambiamenti nello stato tensionale nel terreno in corrispondenza delle fondazioni. L'innalzamento del livello di falda produce un incremento delle pressioni

interstiziali e quindi un decremento delle tensioni efficaci nel terreno. La diminuzione del livello di falda può comportare un assestamento del terreno, con conseguente abbassamento (anche localizzato) del piano di imposta delle fondazioni e conseguenti danni alla struttura in elevazione.

Sui versanti, l'innalzamento del livello della falda può comportare una riduzione della resistenza del sedime di fondazione con conseguente attivazione di fenomeni franosi. L'abbassamento del livello di falda comporta, per contro, una riduzione delle pressioni interstiziali e, quindi, un aumento delle tensioni efficaci.

Gli effetti della variazione del livello di falda si calcolano con le usuali espressioni della meccanica delle terre. In generale, una variazione permanente del livello di falda non è un evento prevedibile, a meno che non siano noti a priori gli interventi sul reticolo idrografico. I potenziali effetti sulla costruzione degli assestamenti e degli abbassamenti differenziali in fondazione sono riportati nella Tabella 2-3.

Tabella 2-3 – Effetti degli assestamenti del terreno sulla costruzione (Lake et al., 1996)

Massimo assestamento (in mm)	Rotazione rigida dell'edificio	Effetti
< 10	< 1/500	Lievissimi danneggiamenti sulle facciate della costruzione
10 - 50	1/500 – 1/200	Possibile danno sulle facciate che in taluni casi si può tradurre in danno strutturale
50 - 75	1/200 – 1/50	Danno sulle facciate, possibile danno sulle strutture e impianti rigidi
> 75	> 1/50	Danno sulle strutture, sugli impianti rigidi e possibile danno sugli impianti flessibili

2.5 FENOMENI IDRAULICI

Gli allagamenti sono fenomeni naturali dovuti a forti precipitazioni o a rottura di opere idrauliche lungo il reticolo idrografico che comportano l'innalzamento delle acque superficiali e la successiva inondazione di aree normalmente asciutte. Gli effetti di tale fenomeno sulle costruzioni sono molteplici: pressioni statiche e dinamiche esercitate dall'acqua in quiete o in movimento, impatti di oggetti trasportati dalla corrente, saturazione dei terreni a tergo di interrati, erosione localizzata.

In riferimento alle forze idrostatiche ed idrodinamiche, è indispensabile avere i dati circa l'altezza di sommersione e la velocità del flusso (Kelman e Spence, 2004). Le prime si calcolano assumendo una distribuzione triangolare delle pressioni sulla base di una supposta altezza di sommersione. A tale proposito, si sottolinea come la spinta di Archimede può provocare forze "anomale" sui serbatoi o sugli impianti accessori attaccati alla struttura e sommersi. Non è infatti raro osservare serbatoi interrati scalzati dal terreno galleggiare. Le forze idrodinamiche sono calcolate a partire dalla velocità del flusso e dalla sua velocità. La pressione dinamica può essere valutata come:

$$p = \frac{1}{2} \rho v^2 C_d \quad (2.9)$$

dove il coefficiente di forma C_d varia in funzione del rapporto tra larghezza b della parete e l'altezza h di sommersione (FEMA P-259 2012). Il valore del coefficiente di forma è riportato nella Tabella 2-4 e non è mai inferiore a 1.25.

Tabella 2-4 – Valore del coefficiente C_d in funzione del rapporto tra larghezza della parete e altezza di sommersione

b/h	C_d	b/h	C_d
1 – 12	1.25	41 – 80	1.75
13 – 20	1.30	81 – 120	1.80
21 – 32	1.40	>120	2.00
33 – 40	1.50		

L'impatto sulla costruzione dei corpi trasportati dal flusso della corrente può essere stimato a partire dalla massa del corpo impattante, dal tirante idraulico e dalla presenza (o meno) di opere di protezione a monte (ASCE/SEI 24-14, 2014; ASCE/SEI 7-16, 2016). La massima forza quasi-statica che può essere esercitata dal corpo di massa m_b che impatta la struttura con velocità v è stimabile in:

$$F = \frac{\pi m_b v}{2\Delta t} \quad (2.10)$$

Δt è la durata dell'impatto, che può essere assunto pari a 0.2 s.

Su tutte le strutture interrate, la saturazione del terreno causa inoltre un incremento di spinta laterale sulle opere verticali e una sottospinta idraulica sulle opere di fondazione. In presenza di interrati la spinta del terreno è incrementata per il fatto che il terreno è saturo di acqua. Si può modellare tale sovra-azione con una distribuzione di pressione triangolare aggiuntiva. In mancanza di analisi di dettaglio si può considerare un'altezza di sommersione pari a 1.5 m e una velocità di flusso pari a 2 m/s se la pendenza del terreno è inferiore al 2% e pari a 5 m/s se la pendenza è compresa tra il 2% ed il 10%. Tali valori sono tuttavia condizionati dalla orografia del sito, motivo per il quale una ragionevole stima è necessaria.

2.6 FENOMENI METEOROLOGICI

2.6.1 Trombe d'aria e tempeste

I tornado (o trombe d'aria) sono violenti vortici d'aria che si formano alla base delle nuvole e giungono a toccare il terreno. Le tempeste sono fenomeni meteorologici generati da un centro di bassa pressione attorno a cui le masse d'aria ruotano producendo forti venti e copiose precipitazioni.

I forti venti che si generano durante questo tipo di fenomeni meteorologici possono gravemente danneggiare gli edifici, abbattere piante e linee elettriche, spostare automobili dalla sede stradale, etc. Il vento può sollevare detriti e oggetti (pannelli verticali, elementi della copertura, etc) che possono a loro volta diventare potenziali proiettili che possono impattare contro gli edifici. Pertanto, durante fenomeni meteorologici di tale entità e potenza, è bene considerare due distinte azioni sulle costruzioni: la pressione del vento sulle superfici e le forze puntuali di impatto degli oggetti movimentati. Sulla costruzione sottoposta all'azione eolica si generano differenze di pressione sulle superfici esterne ed interne del manufatto dettagliatamente descritte nell'Eurocodice 1 EN 1991-1-7 (CEN 2006) e nella CNR-DT 207. La velocità del vento da utilizzarsi deve essere commisurata alla potenza del fenomeno. È da sottolineare la possibilità che le strutture, specialmente se leggere e con grandi sbalzi, siano sottoposte a venti verticali molto forti, tali da causarne la perdita di equilibrio ed il successivo collasso.

La tipologia di detriti movimentati da forti venti è variabile e dipende dalla velocità del vento, nonché dalla massa e dal volume dei detriti stessi. In aggiunta a questi, anche parti della costruzione possono essere divelte e trasportate dal vento, proiettate in aria per svariate decine di metri di altezza per poi impattare contro finestre, porte, tamponamenti.

Negli uragani di categoria 3 o superiore (secondo la scala Saffir-Simpson di misurazione dell'intensità dei cicloni tropicali) i danni causati dagli impatti di oggetti sono confrontabili con quelli dovuti alle sovrappressioni del vento.

Il vento può abbattere alberi e linee elettriche, o comunque tutto quello che si sviluppa in altezza e che, cadendo, può collidere con i manufatti, incrementando di fatto i possibili scenari di danno. Indicazioni sugli scenari dovuti a tale tipologia di azione si possono trovare nelle FEMA P-361 (2015). Prescrizioni normative e indicazioni progettuali possono essere ricavate da FEMA P-762 (2009), FEMA P-361 (2015), USNRC Regulatory Guide 1.76 (2007), USNRC Regulatory Guide 1.221(2011).

2.6.2 Formazioni di ghiaccio

La formazione di ghiaccio è un fenomeno naturale che è generato da particolari condizioni meteorologiche per le quali la pioggia precipita al suolo congelata, in altre parole la goccia presenta un'impurità (nuclei di condensazione) ricoperta da un velo di acqua che, una volta al suolo, nella particolare condizione in cui questo sia ad una temperatura inferiore a 0°C, ricongela formando uno strato di ghiaccio. Tale situazione climatica ha principali ripercussioni sulle infrastrutture di trasporto in quanto non può essere contrastata chimicamente con l'uso di sali disgelanti. Su tutte le opere fuori terra, la pioggia congelata comporta l'aumento localizzato della massa delle strutture accessorie le quali possono danneggiarsi. Si riscontrano collassi di cartelloni, pannelli, segnali stradali, semafori, strutture leggere (reticolari o formate da cavi). La pioggia congelata a contatto con funi e cavi comporta una variazione di sezione, la quale (i) incrementa il peso del cavo, (ii) ne varia la forma della sezione rendendolo più sensibile alle raffiche di vento ed ai fenomeni aero-elastici (galloping, flutter, etc.). Il calcolo dell'incremento di massa deve essere fatto considerando che la densità del ghiaccio è pari a 900 kg/m³. La propensione degli elementi ad accumulare pioggia congelata dipende dall'esposizione del sito ai venti ed alla quota dal suolo a cui l'elemento si trova (AA. VV. 2008; ASCE/SEI 7-16, 2016).

2.7 INCENDIO E DETONAZIONI

2.7.1 Fuoco

La combustione di elementi strutturali e non strutturali è una delle azioni eccezionali che possono verificarsi sulle strutture. Le modalità di calcolo dell'azione, la risposta delle strutture all'incendio e la prevenzione di tale azione sono ampiamente dettagliati in molti documenti normativi cui è possibile fare riferimento.

2.7.2 Detonazioni in ambiente libero

Le detonazioni sono reazioni chimiche estremamente rapide che comportano il rilascio di gas incandescenti ed energia. Durante la detonazione, il gas incandescente si espande generando un'onda di pressione che si propaga in maniera sferica a partire dalla sorgente dell'esplosione. L'onda di pressione forma una superficie di shock che si muove ad una velocità superiore alla velocità del suono e trasporta una notevolissima quantità di energia. L'arrivo dell'onda di shock su una superficie, posta ad una determinata distanza del punto di esplosione, comporta un quasi-istantaneo incremento di pressione (Figura 2-1). Il valore della pressione di picco P_{so} diminuisce con la distanza tra sorgente e superficie e può essere stimata come (Karlos e Solomos 2013):

$$P_{so} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}} \quad (2.11)$$

dove W è la massa dell'esplosivo in TNT-equivalente e R è la distanza tra il punto di esplosione e la superficie.

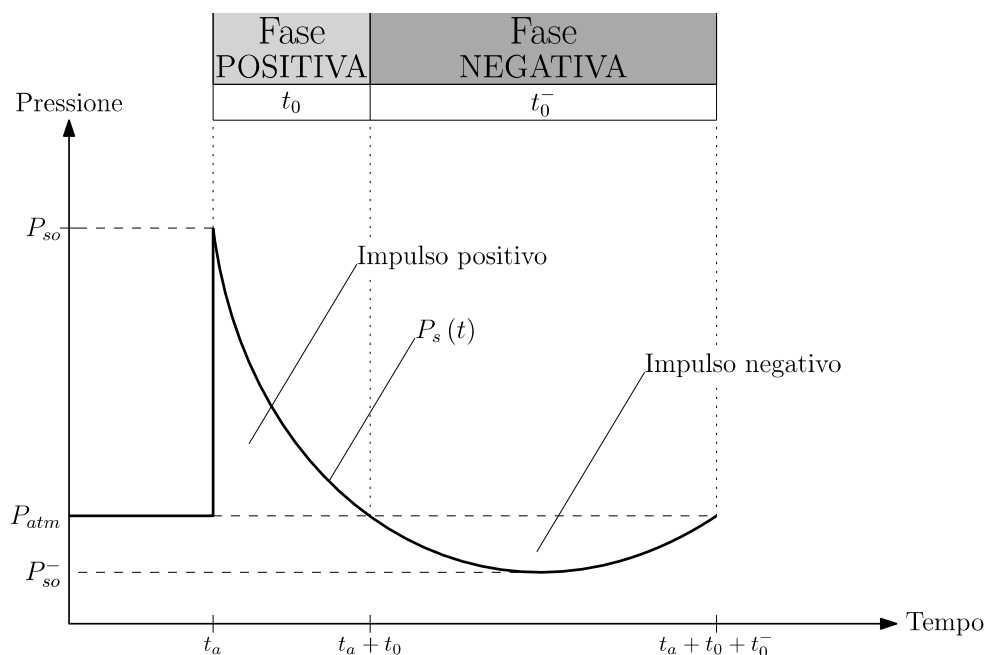


Figura 2-1 – Andamento temporale dell'onda di pressione nel caso di detonazione (da fib 2012)

Successivamente, la pressione decresce nel tempo in maniera esponenziale fino ad un valore inferiore al valore della pressione atmosferica. All'istante in cui il valore di pressione è pari a quello della pressione atmosferica termina la fase cosiddetta “positiva” e inizia la fase “negativa”. La fase negativa, durante la quale la superficie è sottoposta ad una depressione, ha durata maggiore di quella positiva. I maggiori danni alle strutture sono attribuiti alla fase positiva dell'onda di shock, la cui durata e intensità sono valutabili analiticamente (Karlos e Solomos 2013). Il calcolo dei parametri dell'onda di pressione prevede innanzitutto la valutazione della massa di tritolo (TNT)-equivalente W e la distanza (scalata) della superficie dalla sorgente dell'esplosione. Successivamente si determinano i parametri dell'onda di pressione al fine di valutarne il corretto andamento temporale. La riflessione dell'onda di pressione sulle superfici condiziona la forma della distribuzione della pressione: detonazioni al suolo hanno curve pressione-tempo differenti rispetto a detonazioni distanti dal suolo (Krauthammer 2008; UFC 3-340 2008). La conversione tra le tipologie di esplosivo può essere condotta utilizzando i valori riportati nella Tabella 2-5.

Tabella 2-5 – Equivalenza tra tipologie di esplosivo e tritolo (TNT)

Tipo di esplosivo	TNT-equivalenza	Tipo di esplosivo	TNT-equivalenza
TNT	1.00	TETRYL	1.07
C3	1.08	HMX	1.02
C4	1.37	AMATOL	0.99
CYCLOTOL	1.14	RDX	1.14
OCTOL 75/25	1.06	PENT	1.27

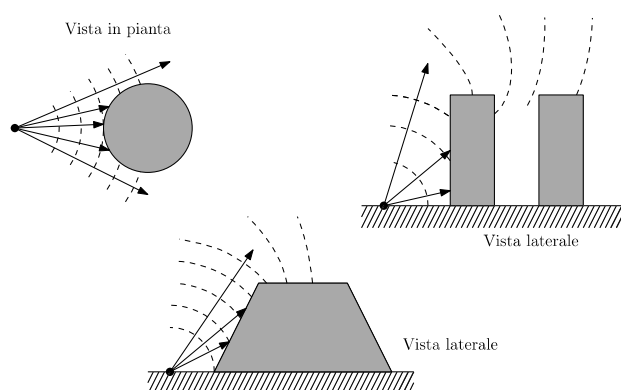
La Tabella 2-6 riporta, a titolo indicativo, i quantitativi di esplosivo che possono essere presenti in differenti oggetti.

Tabella 2-6 – Quantità di esplosivo inseribile in vari oggetti

Oggetto	Quantità di esplosivo (kg)
Valigia	10
Automobile piccola	200
Automobile grande	300
Furgoncino	1400
Furgone	3000
Camion	5000
Autotreno	10000

Anche la forma dell'edificio può avere un effetto sull'onda di shock provocata da una esplosione. In particolare, angoli rientranti e superfici concave possono intrappolare l'onda di shock aumentando l'effetto della detonazione, mentre gli effetti possono essere ridotti in presenza di superfici convesse (vedi Figura 2-2). Nel caso di terrazze, l'onda di shock può provocare pressioni dal basso verso l'alto.

FORME CHE RIDUCONO L'INTENSITA DELL'ONDA DI PRESSIONE



FORME CHE INCREMENTANO L'INTENSITA DELL'ONDA DI PRESSIONE

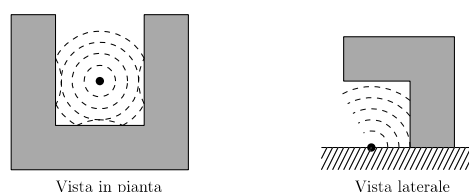


Figura 2-2 – Effetto della forma dell'edificio sull'onda di shock e sulla pressione generata dalla stessa (da fib 2012)

2.7.3 Detonazioni in ambiente confinato

Le esplosioni in ambiente confinato sono caratterizzate da due distinti fenomeni che si sviluppano contemporaneamente, ma con durata differente (Bangash e Bangash, 2006). La fase di shock comporta un repentino aumento delle pressioni sulle superfici del locale entro cui il fenomeno avviene (ed è confinato). La prima fase di pressione ha durata brevissima e dipende dalla distanza tra carica e superficie. Successivamente, le onde di shock vengono riflesse e vengono generati nuovi fronti di sovrappressione, a loro volta interagenti con le altre superfici del locale. Questo processo ha durata relativamente lunga, in quanto la dissipazione energetica è limitata. Contemporaneamente al fenomeno precedentemente descritto, i gas caldi generati dall'esplosione si espandono e creano una pressione uniforme sulle pareti dell'ambiente. Tale pressione si smorza nel tempo (più lentamente rispetto alle sovrappressioni da shock) in quanto il volume confinato generalmente presenta aperture (quali

ad esempio quelle necessarie alla ventilazione), che possono consentire alla pressione interna di ridursi. Una riduzione di pressione avviene comunque, a causa del raffreddamento dei gas.

In molte normative sono riportate indicazioni sul calcolo della pressione da impatto per esplosioni di categoria 2, valide in ambienti o in zone di edifici il cui volume totale non superi 1.000 m³. Ambienti in cui vi sono, ad esempio, polveri da farine, lavorazioni del legno, carta, ecc. devono essere progettati considerando un'adeguata superficie di sfogo. Dettagli circa il calcolo delle sovrappressioni da detonazione in differenti tipologie di ambienti (edilizia e infrastrutture) sono riportati nell'Appendice D dell'Eurocodice 1 (EN 1991-1-7, CEN 2006).

2.8 IMPATTI DI VEICOLI, IMBARCAZIONI E VELIVOLI

Gli effetti dell'impatto sulle strutture possono essere valutati mediante un'analisi statica equivalente oppure attraverso un'analisi dinamica. Le forze che il corpo impattante trasmette alla struttura impattata dipendono sia dal tipo di impatto che dalla rigidità di ciascuno dei due corpi (inclusa la capacità della struttura di deformarsi a seguito dell'applicazione della forza di impatto). Una trattazione esaustiva è riportata in Corbett et al., (1996), Abrate (2001) e nell'Eurocodice 1 EN 1991-1-7 (CEN 2006). Alcune indicazioni utili sono riportate nel seguito.

2.8.1 Impatto di veicoli a motore

Impatti di veicoli a motore possono avvenire nei riguardi sia di strutture di edifici che di infrastrutture. Ad esempio, possono avvenire impatti in edifici in cui sono presenti autorimesse, ove operano mezzi con carrello elevatore, nelle costruzioni in prossimità di strade, in tutte le opere infrastrutturali che attraversano o sono poste in prossimità di strade (Vrouwenvelder 2000). La forza di impatto di un veicolo dipende dalla categoria di traffico della strada e dalla posizione della struttura rispetto alla carreggiata (Eurocodice 1 EN 1991-1-7 CEN 2006).

Per le strutture di sostegno (colonne, muri, etc.) costruite in prossimità della strada possono essere utilizzate le forze riportate in Tabella 2-7. Come illustrato in Figura 2-3 le forze di impatto dovute ai veicoli leggeri devono essere applicate ad una quota pari a 0.5 m dal piano stradale su un'area di altezza di 0.25 m e larghezza 1.5 m (o inferiore se l'elemento impattato è più stretto). Le forze di impatto causate da veicoli pesanti devono essere applicate ad una quota variabile tra 0.5 m e 1.5 m, a partire dal piano stradale, su un'area di altezza 0.5 m e larghezza 1.5 m (o inferiore se l'elemento impattato è più stretto)

Tabella 2-7 – Forze di impatto di veicoli su elementi in prossimità della strada (Eurocodice 1 EN 1991-1-7 CEN 2006)

Categoria di traffico	Forza in direzione normale al tracciato	Forza in direzione perpendicolare al tracciato
Autostrade, strade extraurbane principali e secondarie, strade urbane di scorrimento	1000 kN	500 kN
Strade locali	750 kN	375 kN
Strade urbane di quartiere	500 kN	250 kN
Piazzali e parcheggi coperti con accesso consentito 1) alle sole automobili / 2) a veicoli di massa superiore a 35 q.li	1) 50 kN / 2) 150 kN	1) 25 kN / 2) 75 kN

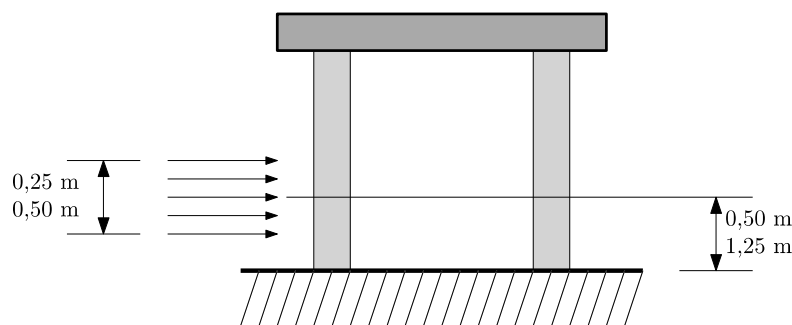


Figura 2-3 – Forze da collisione su elementi strutturali vicini alle linee di traffico (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006)

Per le strutture poste al di sopra della carreggiata (quali ponti, passerelle, etc.) che causino una limitazione alle dimensioni della sagoma dei veicoli che possono transitare sulla strada, vi è possibilità di impatto di mezzi pesanti. La forza statica equivalente da considerare per possibili impatti in strade con differenti categorie di traffico è riportata nella Tabella 2-8. La forza deve essere considerata agente su una superficie quadrata di dimensioni 0.25 m x 0.25 m. L'Eurocodice 1 EN 1991-1-7, (CEN 2006) considera che, per luci libere maggiori di 6 m, non vi sia necessità di considerare alcuna azione di impatto. L'intensità delle forze di cui alla Tabella 2-8 può essere decrementata di un fattore moltiplicativo al variare della luce libera, come illustrato nella Figura 2-4. La possibilità di riduzione della luce libera a causa di inspessimento della sovrastruttura stradale per successiva sovrapposizione di strati di conglomerato bituminoso deve essere considerata.

Tabella 2-8 – Forze di impatto di veicoli su strutture al di sopra della strada (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006)

Categoria di traffico	Forza in direzione normale al tracciato
Autostrade, strade extraurbane principali e secondarie, strade urbane di scorrimento	500 kN
Strade locali	375 kN
Strade urbane di quartiere	250 kN
Piazzali e parcheggi coperti	75 kN

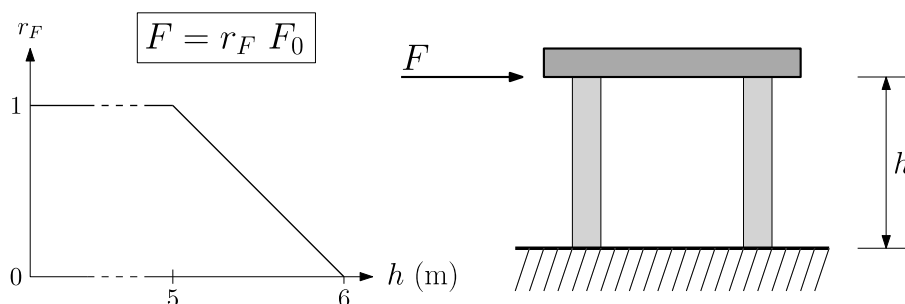


Figura 2-4 – Riduzione della forza di impatto in funzione della luce libera h al disotto dell'attraversamento stradale. F_0 è il valore della forza desunto dalla Tabella 2-8 in funzione della categoria stradale (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006)

2.8.2 Impatto di imbarcazioni

Le infrastrutture situate in corrispondenza di vie d'acqua interne (fiumi navigabili, canali navigabili), estuari dei fiumi e porti, sono suscettibili di impatto da parte di imbarcazioni.

Nel caso di infrastrutture fluviali interne, l'impatto di una imbarcazione contro le strutture (pile di ponti, muri, etc.) è da considerarsi un "impatto rigido", durante il quale l'energia cinetica del mezzo è dissipata da deformazione elastica o plastica dell'imbarcazione. La forza di impatto dipende dalla tipologia di imbarcazione, individuata dalla classe di mezzi ammessi nell'infrastruttura fluviale (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006). In assenza di più precise valutazioni, ad esempio eseguite mediante analisi dinamica, per le varie classi di imbarcazioni è possibile utilizzare i valori statici di forza di impatto frontale e laterale riportati nella Tabella 2-9.

Tabella 2-9 – Valori indicativi delle forze di impatto di imbarcazioni in infrastrutture fluviali interne (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006)

Classe	Lunghezza	Dislocamento	Forza frontale	Forza laterale
I	30 m - 50 m	200 t - 400 t	2000 kN	1000 kN
II	50 m - 60 m	400 t - 650 t	3000 kN	1500 kN
III	60 m - 80 m	650 t - 1000 t	4000 kN	2000 kN
IV	80 m - 90 m	1000 t - 1500 t	5000 kN	2500 kN
Va	90 m - 110 m	1500 t - 3000 t	8000 kN	3500 kN
Vb	110 m - 180 m	3000 t - 6000 t	10000 kN	4000 kN

In accordo con quanto indicato nell'Eurocodice 1 EN 1991-1-7 (CEN 2006), i valori di cui alla Tabella 2-9 sono indicativi e devono essere modificati in maniera tale da prendere in considerazione i danni a seguito dell'impatto. Si consiglia, pertanto, di incrementare l'intensità della forza se gli effetti dell'impatto sono gravi o di ridurla in caso di lievi conseguenze. In assenza di una specifica analisi dinamica, si consiglia inoltre amplificare l'azione di impatto utilizzando un coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.3 per gli impatti frontali e 1.7 per gli impatti laterali). Nelle aree portuali, i valori delle forze di cui alla Tabella 2-9 possono essere ridotti di un fattore 0.5.

In Tabella 2-10 sono riportati i valori delle forze dovuti ad impatto di imbarcazioni in infrastrutture marittime.

In accordo con quanto indicato in Eurocodice 1 EN 1991-1-7 (CEN 2006), i valori di cui alla Tabella 2-10 sono indicativi e devono essere modificati in maniera tale da prendere in considerazione i danni a seguito dell'impatto. Si consiglia, pertanto, di incrementare l'intensità della forza se gli effetti dell'impatto sono gravi o di ridurla in caso di lievi conseguenze. In assenza di una specifica analisi dinamica, si consiglia inoltre amplificare l'azione di impatto utilizzando un coefficiente di amplificazione dinamica (pari a 1.3 per gli impatti frontali e 1.7 per gli impatti laterali). Nelle aree portuali, i valori delle forze di cui alla Tabella 2-10 possono essere ridotti di un fattore 0.5.

Tabella 2-10 – Valori indicativi delle forze di impatto di imbarcazioni in infrastrutture marittime (Eurocodice 1 EN 1991-1-7, CEN 2006)

Lunghezza	Dislocamento	Forza frontale	Forza laterale
50 m	3000 t	30000 kN	15000 kN
100 m	10000 t	80000 kN	40000 kN
200 m	40000 t	240000 kN	120000 kN
300 m	100000 t	460000 kN	230000 kN

2.8.3 Impatto di velivoli

L'impatto di velivoli su una costruzione, a causa di un incidente aereo o di un atto volontario (atto terroristico), va tenuto in conto principalmente per edifici di altezza superiore all'altezza media dell'area, o nel caso di infrastrutture rilevanti anche in aree a bassa densità edilizia (ad esempio impianti e siti industriali). L'analisi è tipicamente condotta definendo uno scenario compatibile con l'area in esame e l'altezza della costruzione, considerando ad esempio (nel caso di atti terroristici) il fatto che velivoli di grandi dimensioni non sono in grado di governare quando si trovano ad una altezza troppo esigua rispetto alle costruzioni nell'area. A titolo di esempio, le U.S. NRC (Nuclear Regulation Commission) Guidelines (USNRC 2018) definiscono il possibile scenario di un impatto aereo su una centrale nucleare come *“aereo commerciale di grandi dimensioni utilizzato per lunghe distanze negli Stati Uniti, con il carburante tipicamente utilizzato per tali voli, con una velocità ed un angolo di impatto dipendenti dalla abilità di piloti esperti e non esperti operanti ad una altezza rappresentativa del basso profilo di un impianto nucleare”*.

Il caso di impatti di elicotteri su edifici sulla cui copertura è realizzata un'area di atterraggio è dettagliato nell'Eurocodice 1 EN 1991-1-7 (CEN 2006), che indica di considerare una forza verticale di tipo statico F_d definita come:

$$F_d = c \sqrt{m} \quad (2.12)$$

dove $c = 3 \text{ kN kg}^{-0.5}$ e m è la massa dell'elicottero (in kg). L'area di impatto deve essere considerata pari a $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$, e l'impatto agente in qualsiasi punto della zona di atterraggio, così come sulla struttura del tetto fino ad una distanza massima di 7 m dall'area di atterraggio.

2.9 ATTI VANDALICI E TERRORISTICI

La valutazione delle azioni dovute ad atti vandalici e terroristici è molto più complessa rispetto a quanto indicato in precedenza per le altre tipologie di azione, in quanto è innanzitutto necessario analizzare le intenzioni e le motivazioni che spingono i singoli, o il gruppo, a provocare un danno sulla società. Nel costruire uno scenario è quindi opportuno prendere in considerazione le modalità di esecuzione del danno, l'obiettivo e la capacità dei terroristi di valutare l'effettiva portata delle loro azioni (Steward et al. 2006).

La scelta della modalità di esecuzione e di pianificazione di un attacco terroristico è in linea con il principio di minima resistenza, che guida in generale le azioni umane (Woo 2011). Gli obiettivi dell'azione vandalica sono usualmente scelti sulla base del grado di difficoltà nel riuscire a generare un danno, sulla base del grado di protezione e di sorveglianza delle strutture/infrastrutture, sulla base del numero di persone necessarie a portare a termine l'atto terroristico. Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto, infatti, per compiere un attacco terroristico con amplissima rilevanza (quale gli attacchi dell'11 settembre 2001 negli USA) è necessario mobilitare un grande numero di persone, con la conseguente elevata possibilità di fuga di notizie e la reale possibilità che l'attacco venga sventato. La teoria dei giochi sottolinea il fatto che, quando gli obiettivi primari sono troppo protetti o difficili da attaccare, l'attenzione si sposta su obiettivi secondari, più semplici.

L'esperienza dimostra che, in generale, i terroristi utilizzano modalità simili di attacco, sulla base di precedenti tentativi che si sono dimostrati efficaci, fino a quando non emerge una buona modalità di attacco che risulta essere particolarmente efficace, anche in base all'effetto sorpresa generato dal nuovo tipo di intervento. Dal punto di vista previsionale, studi basati sull'integrazione dell'informazione spaziale con statistiche di precedenti eventi malevoli hanno permesso di ricostruire dei pattern di possibili obiettivi.

Utili riferimenti si possono trovare in:

- FEMA 426, Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings
- FEMA 427 Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attack
- FEMA 452, A How-To Guide to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings
- START, Terrorist Attacks Targeting Critical Infrastructure in the United States, 1970-2015

2.10 ERRORI DI CONCEZIONE/PROGETTAZIONE/ESECUZIONE

Sebbene non siano da considerarsi a tutti gli effetti delle vere e proprie azioni, gli errori che possono essere commessi in tutte le fasi di progettazione e realizzazione di una struttura sono possibili scenari nei riguardi dei quali valutare la robustezza.

Gli errori di concezione strutturale sono quelli che riguardano il comportamento complessivo della struttura soggetta alle azioni di progetto. A titolo di esempio, essi possono riguardare:

- Presenza di elementi spingenti ed errata valutazione delle conseguenti azioni;
- Scelta errata della tipologia di fondazione;
- Errata concezione e/o dimenticanza dei sistemi di stabilizzazione laterale e di piano;
- Errata modellazione strutturale;
- Errata valutazione del grado di vincolo offerto realmente da una determinata tipologia costruttiva dei giunti.

Gli errori di progettazione sono quelli che riguardano la resa finale del progetto, inclusi i dettagli costruttivi da realizzarsi in opera o in stabilimento. A titolo di esempio, errori di progettazione possono essere:

- Assenza di elementi di rinforzo in presenza di carichi appesi;
- Errata valutazione della capacità portante delle strutture di fondazione;
- Errato dimensionamento dei giunti di dilatazione;
- Errata applicazione dei modelli analitici di dimensionamento degli elementi strutturali;
- Errato dimensionamento dei dettagli costruttivi atti a garantire duttilità;
- Errata valutazione degli effetti del degrado, in particolare nella progettazione dei dettagli costruttivi.

Infine, gli errori di esecuzione sono quelli che riguardano la realizzazione della struttura, inclusi i collegamenti tra gli elementi, da parte delle maestranze. A titolo di esempio, errori di esecuzione possono riguardare:

- Utilizzo di materiali con caratteristiche prestazionali inferiori a quelle indicate nel progetto e non idonei all'uso specifico;
- Realizzazione di particolari costruttivi differenti da quanto indicato in progetto, inclusi i collegamenti tra elementi strutturali, per difficoltà realizzative del dettaglio o per scarsa chiarezza del progetto.

2.11 RIFERIMENTI

- AA.VV. (2008). *Atmospheric Icing of Power Networks*. Farzaneh, M. (ed.), Springer, New York.
- Abrate S. (2001). Modeling of impacts on composite structures. *Composite Structures*; 51, 129-138.
- ASCE/SEI 7-16, ASCE Standard (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Chapter 6, Tsunami Loads and Effects. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- ASCE/SEI 24-14, ASCE Standard (2014). *Flood Resistant Design and Construction*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Bangash M. Y. H., Bangash T. (2006). *Explosion-Resistant Buildings*. Springer-Verlag, London.
- Blong R. J. (1984) *Volcanic Hazards. A Sourcebook on the Effects of Eruptions*. Academic Press, Sydney.
- Bugnion L., McArdell B. W., Bartelt P. e Wendeler C. (2012). Measurements of hillslope debris flow impact pressure on obstacles. *Landslides*, 9, 179-187.
- Bunce C. M., Cruden D. M., Mørgenstern N. R. (1997). Assessment of the hazard from rock fall on a highway. *Canadian Geotechnical Journal*; 34, 344-356.
- CEN 2006. CEN (European Committee for Standardisation). EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1 - *Actions on structures. Part 1-7: General actions - Accidental actions*. CEN, European Standard, Brussels, Belgium.

- Chernov D. e Sornette D. (2015). *Man-made Catastrophes and Risk Information Concealment: Case Studies of Major Disasters and Human Fallibility*. Springer, New York.
- Corbett G. G., Reid S. R., Johnson W. (1996). Impact loading of plates and shells by free-flying projectiles: a review. *International Journal of Impact Engineering*; 18, 141-230.
- Consiglio Nazionale delle Ricerche (2008). CNR DT-207/2008. *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*.
- De Biagi V., Frigo B., Chiaia B. (2012). *Linee guida per la progettazione di edifici soggetti ad impatto valanghivo*, Regione Autonoma Valle d'Aosta.
- De Biagi V., Napoli M. L., Barbero M., Peila D. (2017). Estimation of the return period of rockfall blocks according to their size. *Natural Hazards and Earth System Sciences*; 17, 103-113.
- Federal Emergency Management Agency (2003). FEMA 426. *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2003). FEMA 427. *Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2005). FEMA 452. *A How-To Guide to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2009). FEMA P-762, *Local Officials Guide for Coastal Construction*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2012). FEMA P-259, *Engineering Principles and Practices of Retrofitting Floodprone Residential Structures*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2012). FEMA P-646, *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis*, Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency (2015). FEMA P-361. *Safe Rooms for Tornadoes and Hurricanes: Guidance for Community and Residential Safe Rooms*, Washington, D. C.
- fib bulletin 63, (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. Fédération Internationale du béton, Lausanne (CH), 78 pages, ISBN 978-2-88394-103-8.
- Geotechnical Engineering Office (2000) *Review of Natural Terrain Landslide Debris-resisting Barrier Design*. GEO Report No. 104, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.
- Geotechnical Engineering Office (2012) *Supplementary Technical Guidance on Design of Rigid Debris-resisting Barriers*. GEO Report No. 270, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.
- Grimaz S., Malisan P. (2014). Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*; 55, 717-738.
- Hungr O., Corominas J., Eberhardt E. (2005). *Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity*. In: Hungr, O., Fell, R., Couture, E. e Eberhardt, E. (Eds.) *Landslide risk management*, Taylor e Francis, New York, pp. 99-128.
- Jaboyedoff M., Labiouse V. (2011). Technical Note: Preliminary estimation of rockfall runout zones. *Natural Hazards and Earth System Sciences*; 11, 819-828.
- Karlos V., Solomos G. (2013). *Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components*. Joint Research Centre Technical Report, Ispra, Italia.
- Kelman I., Spence R. (2004) An overview of flood actions on buildings. *Engineering Geology*; 73, 297-309.
- Krauthammer T. (2008). *Modern Protective Structures*. CRC Press, Taylor e Francis Group.

- Lake L.M., Rankin W.J., Hawley J. (1996) *Prediction and Effects of Ground Movements Caused by Tunnelling in Soft Ground Beneath Urban Areas*, CIRIA Report PR30, Construction Industry Research and Information Association, London,
- Lorito S., Tiberti M. M., Basili R., Piatanesi A. e Valensise G. (2008) Earthquake-generated tsunamis in the Mediterranean Sea: Scenarios of potential threats to Southern Italy. *Journal of Geophysical Research*; 113, B01301.
- Mavrouli O., Corominas J. (2010) Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*; 10, 2055-2066.
- Mastrolorenzo G., Pappalardo L., Troise C., Panizza A., De Natale G. (2008) Probabilistic tephra hazard maps for the Neapolitan area: Quantitative volcanological study of Campi Flegrei eruptions. *Journal of Geophysical Research*; 113, B07203.
- Mazzolani F.M. (Editor) (2010). *Urban habitat constructions under catastrophic events. COST Action C26, Final Report*. CRC Press, Boca Raton, USA.
- McClung D., Schaerer P. (1996) *Manuale delle valanghe*. Zanichelli, Bologna.
- Moriguchi S., Borja R. I., Yashima A., Sawada K. (2009) Estimating the impact force generated by granular flow on a rigid obstruction. *Acta Geotechnica*; 4, 57-71.
- Protezione Civile. <http://iononrischio.protezionecivile.it>
- Spence R. J. S., Kelman I., Baxter P. J., Zuccaro G., Petrazzuoli S. (2005). Residential building and occupant vulnerability to tephra fall. *Natural Hazards and Earth System Sciences*; 5, 477-494.
- START (2016). *Terrorist Attacks Targeting Critical Infrastructure in the United States, 1970-2015. Report to the Office of Intelligence and Analysis*, U.S. Department of Homeland Security. National Consortium for the Study of Terrorism and Responses to Terrorism, College Park, Maryland.
- Stein S., Stein J. (2014) *Playing against Nature: Integrating Science and Economics to Mitigate Natural Hazards in an Uncertain World*. Wiley, New York.
- Stewart, M. G., Netherton, M. D., Rosowsky, D. V. (2006). Terrorism risks and blast damage to build infrastructure. *Natural Hazards Review*; 7(3), 114-122.
- Suda J., Strauss A., Rudolf-Miklau F., Hübl J. (2009) Safety assessment of barrier structures. *Structure and Infrastructure Engineering*; 5, 311-324.
- Toll D.G, Abedin Z., Buma J., Cui Y., Osman A. S., Phoon K.K (2010). *The impact of changes in the water table and soil moisture on structural stability of buildings and foundation systems: systematic review* CEE10-005 (SR90). Technical Report. Collaboration for Environmental Evidence.
- Unified Facilities Criteria (2008) *UFC 3-340 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. U.S. Department of Defense, Washington, D. C.
- USNRC (2007). *Regulatory Guide 1.76 Design-Bases Tornado and Tornado Missiles for Nuclear Power Plants*. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D. C.
- USNRC (2011). *Regulatory Guide 1.221 Design-Bases Hurricane and Hurricane Missiles for Nuclear Power Plants*. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D. C.
- USNRC (2018). *Regulatory Guide 50.150 Aircraft impact assessment*. U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D. C.
- VKF/AEAI (2005). Protection des objets contre les dangers gravitationnels. VKF/AEAI, Bern. Disponibile all'indirizzo <https://www.protection-dangers-naturels.ch>
- Vrouwenvelder T. (2000). Stochastic modelling of extreme action events in structural engineering. *Probabilistic Engineering Mechanics*; 15, 109-117.
- Woo G. (2011). *Calculating Catastrophe*. Imperial College Press, London.

3 RISCHIO DI COLLASSO SPROPORIZIONATO

3.1 PREMESSA

Per “collasso sproporzionato” si intende un collasso caratterizzato da una marcata sproporzione tra l’evento che interessa la struttura e le sue conseguenze in termini di estensione della parte di struttura interessata dal collasso. Tale collasso può anche interessare l’intera struttura. Si parla invece di “collasso progressivo” qualora la crisi di uno o più elementi strutturali causi una serie di collassi successivi fino a coinvolgere buona parte o tutta la struttura (anche detto comunemente collasso a catena o effetto domino) (COST, 2011). Pertanto, il termine “sproporzionato” è riferito all’estensione dell’area interessata dal collasso, mentre “progressivo” ad una specifica modalità di collasso¹.

In un collasso progressivo, tipicamente il danno direttamente causato dall’evento è inizialmente localizzato ad uno o pochi elementi, e prosegue successivamente coinvolgendo via via altri componenti. Poiché può interessare una porzione significativa dell’intera struttura, il “collasso progressivo” risulta essere tipicamente anche un “collasso sproporzionato”, e vi sono documenti di letteratura scientifica internazionale che utilizzano i termini “collasso progressivo” e “collasso sproporzionato” come sinonimi.

Le cause scatenanti un collasso sproporzionato possono essere numerose e svariate. Ad esempio, tutte le azioni eccezionali descritte nel capitolo precedente (incendio, impatti, esplosioni di gas, errori di progettazione e/o realizzazione, attacchi terroristici, etc.) possono generare sollecitazioni sulle strutture in grado di provocarne il collasso. Conseguentemente, tutte le tipologie di strutture sono potenzialmente esposte al rischio di collasso sproporzionato, seppur ciascuna tipologia esibisca un diverso livello di vulnerabilità allo stesso (Ellingwood e Dusenberry 2005; Ellingwood, 2006; Taylor 1975; Ellingwood e Leyendecker 1978).

In generale, strutture con elevati livelli di ridondanza e duttilità esibiscono un comportamento strutturale che, tendenzialmente, può garantire un buon contenimento di danneggiamenti locali. Sistemi costruttivi di tipo prefabbricato risultano, al contrario, potenzialmente più vulnerabili in quanto la continuità tra le diverse parti è tipicamente concentrata in specifici elementi di collegamento, limitando la ridondanza strutturale e la possibilità di attingere alle riserve anelastiche della struttura nel caso di eventi eccezionali e/o estremi. Quindi per i sistemi prefabbricati il contenimento del danno deve affidarsi al concetto della compartimentazione (vedi paragrafo 5.4).

Attualmente, gran parte delle normative e linee guida sulle costruzioni affronta le tematiche di integrità strutturale e collasso sproporzionato in maniera qualitativa, evidenziando i concetti generali del problema e sottolineando la forte necessità di standardizzare le procedure di stima e mitigazione del rischio. D’altro canto, molteplici sono anche i modi in cui la robustezza, ovvero la capacità di una struttura di limitare l’estensione del danneggiamento nel caso di azioni eccezionali che possono potenzialmente produrne un collasso sproporzionato, può essere interpretata e quantificata.

In quest’ambito, diviene molto importante anche l’identificazione dello stato di danno tollerabile nel caso di tali eventi. È evidente, infatti, che nessun sistema strutturale può essere concepito e realizzato in modo da azzerare il rischio, anche in ragione della molteplicità di incertezze in gioco e della comunque ridotta probabilità di accadimento di eventi eccezionali e/o estremi che possono potenzialmente condurre al collasso. Diviene pertanto fondamentale stabilire il livello di rischio comunque accettabile, da un punto di vista pratico, dalla società, anche a confronto con gli altri livelli di rischio ai quali siamo soggetti quotidianamente.

Dal punto di vista tecnico, il principale obiettivo della comunità scientifica e dei normatori riguarda lo sviluppo di strumenti prescrittivi e linee guida che possano supportare i decisori nella gestione

¹ Da COST, 2011: “A disproportionate collapse need not be progressive, but suffers damage that is disproportionate to the original cause of failure. An example is the collapse of a statically determinate structure from the failure of a single member. In the case of a progressive collapse, different members of a statically indeterminate structure fail one after the other as they get overloaded with an accompanying redistribution of load”.

consapevole ed efficiente del rischio associato sia alle nuove costruzioni che al costruito esistente. Nella letteratura scientifica, sono disponibili numerosi studi riguardanti il problema del collasso sproporzionato e le possibili strategie per garantire un'adeguata robustezza strutturale. In particolare, viene fortemente suggerito l'impiego di approcci probabilistici alla gestione del rischio che, in ambito ingegneristico, rientrano nell'ambito delle metodologie prestazionali (si veda il capitolo 4).

3.2 IL CONCETTO DI RISCHIO

Gli eventi che possono innescare il collasso sproporzionato da un lato sono caratterizzati da probabilità di accadimento molto basse, dall'altro tuttavia possono produrre gravi conseguenze. La definizione e l'implementazione di azioni normative e formative rivolte alla mitigazione del rischio e dell'impatto di tali eventi sono pertanto responsabilità non solo della comunità scientifica internazionale, ma anche dei soggetti economici e sociali.

Nel campo dell'affidabilità strutturale, il termine "rischio" è un concetto probabilistico, essendo sostanzialmente correlato alla probabilità che accada un certo evento capace di causare un certo livello di danno alle persone o alle cose (JCSS 2008). La nozione di rischio implica quindi l'esistenza di una sorgente di pericolo e la possibilità che essa si trasformi in un danno. Quest'accezione del termine può assumere diverse connotazioni, in funzione delle possibili conseguenze che si intende valutare (perdite economiche e di vite umane, danni alle strutture strategiche, perdite di valore culturale, etc.) da parte degli attori coinvolti nei processi decisionali e di gestione del rischio, piuttosto che in chiave di valutazione preventiva.

In termini generali, il rischio è determinato dalla combinazione di tre fattori, la pericolosità (P), la vulnerabilità (V), e l'esposizione (E) definiti nel § 1.2:

$$R = P (*) V (*) E \quad (3.1)$$

dove "(*)" indica in modo generale "combinazione" (e non necessariamente prodotto).

Il rischio può essere diversamente concepito e percepito dalla molteplicità di attori coinvolti nei processi decisionali, di valutazione e di gestione, quali le agenzie di governo, singoli individui, gruppi di gestione e decisori. Ad esempio, gran parte delle persone tende ad essere avversa al rischio, il che implica una bassa percezione dello stesso, quindi una tendenza comportamentale influenzata più dall'entità attesa dell'evento (ovvero ciò che mediamente può accadere) che dalla probabilità del verificarsi dell'evento stesso. Sul versante opposto, le grandi aziende spesso ricorrono alla stipula di assicurazioni private al fine di esplicitare un comportamento neutrale nei riguardi del rischio (cioè preferiscono impegnare una certa somma annuale al fine di neutralizzare le conseguenze negative di un evento fortemente avverso). Dal punto di vista sociale, invece, le comunità hanno in generale una diversa percezione degli eventi catastrofici, anche se coinvolgono un numero limitato individui, rispetto ad eventi più comuni e che, per questo, possono coinvolgere globalmente un grande numero di persone. Un esempio tipico è rappresentato dalla percezione del rischio nei confronti di un incidente aereo (che generalmente causa un numero superiore di vittime rispetto al singolo incidente stradale e del quale i media si occupano con maggiore attenzione) piuttosto che degli incidenti stradali, di fatto più frequenti e, dal punto di vista statistico, più rischiosi.

Le norme definiscono livelli di sicurezza da utilizzare nella pratica per la progettazione e realizzazione di sistemi strutturali aventi un livello di rischio accettabile, sebbene sia ancora poco chiaro quale livello di rischio possa definirsi "accettabile" per il costruito. La soglia di rischio accettabile è infatti fortemente soggettiva.

Un criterio oggettivo per la definizione di rischio accettabile nei sistemi costruttivi può essere determinato solo a confronto con ciò che è ritenuto accettabile anche in altre attività, nella quantificazione degli investimenti necessari alla riduzione marginale del rischio ed alla stima delle perdite che potrebbero verificarsi se il rischio aumentasse. Tuttavia, la quantificazione del margine di rischio dipende dal punto di vista con cui esso viene valutato. Ad esempio, per il proprietario di un edificio, è accettabile qualsiasi livello di rischio che si collochi al di sotto del margine ammissibile. Dal punto

di vista di un costruttore, invece, ciascun livello di rischio al di sopra del margine ammissibile rappresenta un costo non recuperabile. In ogni caso, sebbene sia naturale provare a confrontare i rischi che inficiano l'ambiente costruito con quelli presumibilmente accettabili in altri contesti, le statistiche disponibili aprirebbero un margine di discussione ben più ampio, che rende evidente l'impossibilità di paragonare i rischi connessi alle diverse cause di morte anche e soprattutto in virtù della diversa esposizione individuale (per esempio non tutti viaggiano in aereo o in auto). In aggiunta, si è dimostrato che il rischio accettabile per attività intraprese volontariamente risulta fino a tre ordini di grandezza maggiore, in termini di tasso annuale, rispetto a quello per attività involontarie. Può dunque dedursi la forte correlazione che sussiste tra la percezione individuale del rischio e l'effettiva individuazione dei livelli accettabili dello stesso (Starr, 1969).

Nell'ottica di cui sopra, la probabilità di collasso sproporzionato deve essere limitata ad alcuni valori socialmente accettabili, valutati attraverso un'attenta analisi basata sulle pratiche professionali e sulle normative di riferimento.

La maggior parte delle norme di progettazione definiscono il collasso strutturale come un evento molto raro, suggerendo l'adozione di un livello di rischio molto basso, per la cui valutazione è possibile utilizzare strumenti di analisi anche di elevata complessità. Ciononostante, non è ancora definito con precisione quale sia il tasso di rischio socialmente accettabile per il collasso di un edificio. In generale, è possibile individuare il rischio *de minimis*, ovvero il livello di rischio, in termini di probabilità, al di sotto del quale la società non richiede prescrizioni normative. Tale rischio accettabile è stato valutato nell'ordine di 10^{-7} /anno (Pate-Cornell, 1994) e nel presente documento sarà adottato come valore di riferimento, tenendo presente che, nella pratica, la sua determinazione deve essere necessariamente affidata a decisioni di carattere socio-politico.

Il collasso sproporzionato è caratterizzato tipicamente dallo squilibrio, in termini di estensione e gravità, tra il danno inizialmente subito a causa dell'evento e la configurazione di danno finale. Esso può essere quantificato mediante un'analisi di tipo probabilistico. In particolare, la probabilità di collasso sproporzionato può computarsi mediante la caratterizzazione delle probabilità condizionate di due livelli di danneggiamento: danno locale, dato l'accadimento di un evento eccezionale; danno globale, ovvero collasso sproporzionato, dato l'attingimento del danno locale. Tali probabilità condizionate di stato limite possono determinarsi mediante un'analisi multi-livello, che consente di quantificare le incertezze e modellarne la propagazione in relazione alle azioni eccezionali ed alle aleatorietà del sistema strutturale stesso (Asprone et al., 2010).

3.3 ANALISI PROBABILISTICA DEL RISCHIO

L'analisi probabilistica del rischio (PRA), basata sulla quantificazione del rischio, è un approccio razionale al problema della valutazione del rischio che consente l'adozione di decisioni informate mirate alla mitigazione dei disastri (Baker et al., 2008). Nel seguito se ne riportano gli aspetti essenziali, con specifico riferimento alla probabilità di collasso sproporzionato.

Sia H (*Hazard*) un evento dannoso, con bassa probabilità di accadimento ma gravi conseguenze attese nel caso di suo accadimento, in particolare dovute all'accadimento di un collasso sproporzionato, e sia SL uno stato di danno locale alla struttura, indotto da H . Si identifichi con C il collasso sproporzionato causato da SL .

Il modello matematico di base per la valutazione della probabilità di collasso è rappresentato dall'equazione seguente:

$$P[C] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot P[H] \quad (3.2)$$

dove:

- $P[C]$ rappresenta la probabilità annuale di collasso strutturale C dovuto all'evento H , correlata alla "resistenza al collasso" del sistema;
- $P[H]$ è la probabilità di accadimento dell'evento H , assunta pari al tasso annuale medio di accadimento λ_H ;

- $P[SL|H]$ rappresenta la probabilità condizionata di danno locale, dato H ;
- $P[C|SL]$ rappresenta la probabilità condizionata di collasso sproporzionato dato lo stato di danno locale SL .

Tale decomposizione del rischio consente una sua identificazione e valutazione trasparente, rendendone possibile una gestione consapevole, nonché l'implementazione di opportune strategie di mitigazione (Ellingwood e Dusenberry, 2005). I decisori istituzionali sono agevolati, seguendo tale schema logico, nella scelta dei possibili interventi per ridurre il rischio. Ad esempio:

- riducendo la probabilità dell'occorrenza di eventi eccezionali avversi, mediante la pianificazione sociale e politica, cioè riducendo λ_H o $P[H]$ (mitigazione della pericolosità);
- mitigando le conseguenze dirette dell'accadimento di un evento eccezionale avverso sulla struttura, a livello locale, riducendo $P[SL|H]$ (mitigazione della vulnerabilità locale);
- mitigando le conseguenze finali, cioè la probabilità di un possibile collasso, una volta avvenuto un danno locale, cioè riducendo $P[C|SL]$ (mitigazione della vulnerabilità globale).

Il terzo contributo, $P[C|SL]$, definisce la robustezza della struttura². La sua valutazione in termini probabilistici, come richiesto dall'equazione citata, può essere complessa, richiedendo, a rigore, l'utilizzo di metodologie di analisi avanzate, quali analisi dinamiche non lineari, eseguite su modelli numerici dettagliati e realistici (Brunesi et al., 2015; Parisi, 2015; Brunesi e Parisi, 2017) e suffragate da adeguate campagne sperimentali condotte fino al collasso degli elementi strutturali, tipicamente in ambito fortemente non lineare per materiale e geometria.

In Figura 3-1 è riportata una rappresentazione grafica della definizione di probabilità di collasso sproporzionato, in cui sono indicati anche gli ambiti sui quali è possibile intervenire con diverse strategie di mitigazione, riportate in dettaglio nel Capitolo 4.

Un'opportuna gestione del rischio richiede di considerare tutte le possibili strategie che possano in qualche modo influenzare ciascuno dei termini dell'equazione (3.2). Le strategie di prevenzione del collasso sproporzionato possono dunque basarsi su tre livelli:

- 1) prevenire l'occorrenza di azioni eccezionali, ad esempio mediante l'isolamento del sistema strutturale dall'esposizione a tali azioni, il che si traduce in una riduzione della probabilità $P[H]$;
- 2) prevenire il verificarsi di danni strutturali locali significativi che possano potenzialmente innescare il collasso sproporzionato, il che si traduce in una riduzione della probabilità $P[SL|H]$;
- 3) prevenire il collasso strutturale e la perdita di vite umane attraverso la progettazione strutturale (ad esempio, basata sulla compartimentazione del sistema strutturale, ovvero sullo sviluppo di percorsi di carico alternativi, si vedano i capitoli 4 e 5), il che si traduce in una riduzione della probabilità $P[C|SL]$, ma anche mediante la definizione di vie di uscita alternative ed altre misure attive e passive.

Ovviamente, una strategia ottimale dovrebbe prevedere una combinazione delle tre azioni sopra descritte.

Si osservi, innanzitutto, che $P[H]$ è essenzialmente indipendente dalle strategie di progettazione, che sono invece mirate all'incremento della sicurezza strutturale. Tale probabilità va quindi ridotta con riferimento alle diverse tipologie possibili di azioni. Ad esempio, per quanto riguarda esplosioni ed attentati terroristici in generale, possono essere predisposte misure di accesso limitato all'edificio in sito, esaminati i pericoli potenzialmente derivanti dall'accadimento di un evento avverso nel contesto strutturale, informati gli occupanti della necessità di porre attenzione nell'utilizzo di sostanze pericolose o nel praticare accessi non autorizzati, e attraverso strumenti politici.

² In altri documenti la robustezza è correlata sia al termine $P[C|SL]$ che al termine $P[SL|H]$, e.g. COST 2011

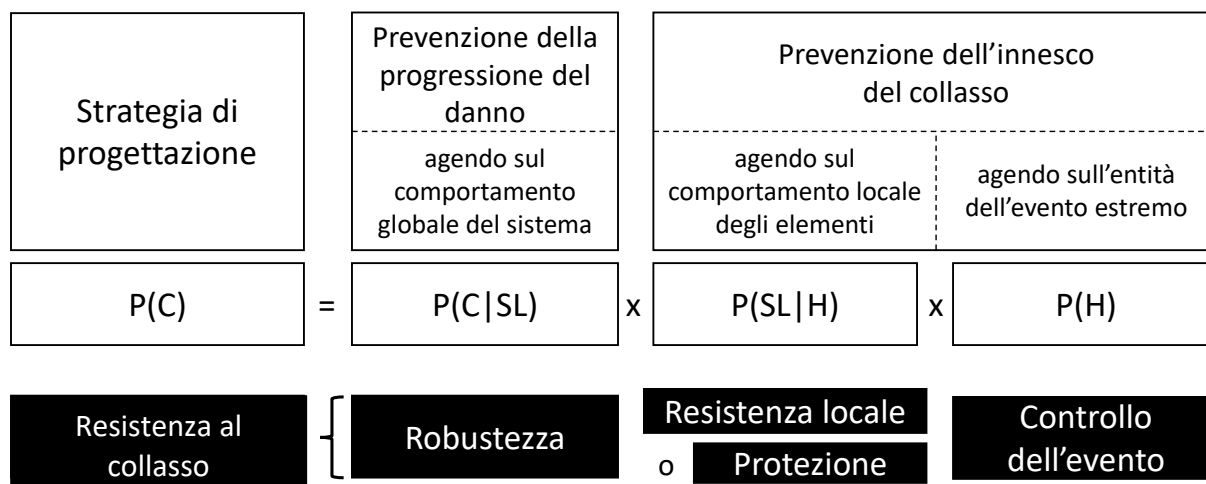


Figura 3-1 – Strategie per la prevenzione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starossek 2009)

Nel caso di una specifica strategia di progettazione mirata alla resistenza locale, l'attenzione è concentrata sul controllo del termine $P[SL|H]$, al fine di minimizzare la probabilità che il danno si innesci a causa dell'occorrenza dell'evento. Questo tipo di strategia può spesso rivelarsi antieconomica e difficile da attuare, e limitarsi a questa strategia può indurre a trascurare alcune tipologie di azioni potenzialmente pericolose per la struttura ed i danni locali conseguenti. Se non si fornisce, inoltre, adeguata resistenza locale agli elementi chiave del sistema strutturale, $P[SL|H]$ assumerà un valore molto vicino all'unità, per cui la probabilità di collasso potrà stimarsi conformemente all'equazione (3.2) come segue:

$$P[C] \approx P[C|SL] \cdot P[H] \quad (3.3)$$

Nella strategia di progettazione secondo i percorsi di carico alternativi (*Alternative Load Path - ALP*) descritta nel Capitolo 5 (Ellingwood e Leyendecker, 1978), che rappresenta un metodo consolidato nell'approccio rigoroso alla robustezza strutturale, il focus è invece sulla probabilità condizionata $P[C|SL]$, cioè su ridurre la probabilità che un danno locale porti a collasso la struttura. L'adozione di misure appropriate per la mitigazione del rischio di collasso può spaziare dall'assegnazione di livelli minimi di continuità tra gli elementi strutturali ad assicurare una adeguata duttilità agli elementi, entrambi aspetti che riducono la probabilità di giungere al collasso della struttura, in sostanza aumentando la robustezza della stessa. L'effettivo rischio e la probabilità ad esso correlata possono essere valutati conducendo una analisi strutturale post-danno completa, in cui vengono mobilitati anche i meccanismi resistenti che normalmente non sono considerati nella progettazione strutturale ordinaria (ovvero grandi capacità di deformazione dovute ad un comportamento ad arco o ad effetto catenaria delle travi o delle pareti, l'incremento della resistenza di molti materiali quando soggetti ad azioni dinamiche di breve durata, etc.).

Ai fini della valutazione della probabilità $P[C|SL]$, è necessaria la definizione di un modello matematico del comportamento del sistema strutturale, accurato fino al livello di prestazione considerato. Il modello che viene così definito, $G(X) = 0$, deve essere in grado di cogliere la fisica del comportamento strutturale ed essere basato su principi di meccanica supportati, ove possibile, da evidenze di tipo sperimentale. Il vettore X include i carichi, le caratteristiche peculiari dei materiali che ne determinano il comportamento in campo anelastico, le dimensioni della struttura.

Le densità di probabilità di tutte le variabili aleatorie devono essere determinate con riferimento a database accreditati o, nel caso questi non siano disponibili, alle opinioni di esperti. La funzione densità di probabilità combinata di X deve poi essere integrata su quella regione dello spazio in cui la probabilità è definita, ove risulta $G(X) < 0$, al fine di computare la probabilità condizionata dello stato

limite di danno considerato. In alternativa, possono utilizzarsi analisi di affidabilità del primo ordine per calcolare l'indice di affidabilità condizionato β definito dall'equazione:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (3.4)$$

dove μ_G e σ_G rappresentano, rispettivamente, la media e la deviazione standard di $G(X)$. Tale indice di affidabilità è legato alla probabilità $P[C|SL]$ mediante la seguente relazione:

$$\beta = \phi^{-1}(P[C|SL]) \quad (3.5)$$

in cui $\phi(\cdot)$ è la distribuzione di probabilità standard normale, caratterizzata da media pari a zero e deviazione standard unitaria.

Le azioni eccezionali possono essere modellate come eventi che si verificano nel tempo, attraverso un processo poissoniano avente un tasso medio di accadimento annuale pari a λ . Come già evidenziato, si tratta di tassi di accadimento molto ridotti, in corrispondenza dei quali $P(H) \approx \lambda T$, dove T rappresenta il periodo di riferimento. Generalmente, tale periodo riguarda un arco temporale che va da 1 anno a 50 anni, a seconda della tipologia di edificio e dei soggetti coinvolti (*stakeholders*). La relazione (3.5) diventa quindi:

$$\beta = \phi^{-1}(P[C/\lambda T]) \quad (3.6)$$

e consente di determinare un valore accettabile di β sul quale basare la progettazione agli stati limite condizionati.

L'analisi delle probabilità di stato limite per i componenti strutturali soggetti a carichi gravitazionali suggerisce probabilità di collasso di tali componenti nell'ordine di 10^{-5} /anno. La probabilità di collasso del sistema strutturale è inferiore di un ordine di magnitudo, a seconda della ridondanza del sistema e del grado di continuità tra i componenti (Ellingwood, 2001).

Se λ attinge un valore tra 10^{-6} e 10^{-5} (Burnett 1975; Ellingwood e Leyendecker, 1978), allora la probabilità condizionata dovrebbe essere dell'ordine di 10^{-2} o 10^{-1} ed il valore di riferimento di β dell'ordine di 1.5.

3.4 MISURA DEL RISCHIO E DELLE PERDITE ANNUE ATTESE

Per una corretta valutazione del rischio di collasso sproporzionato può essere necessario considerare la presenza di molteplici eventi dannosi e stati iniziali di danno. In tal caso, l'equazione (3.2) può essere generalizzata come illustrato nella seguente equazione (valida per eventi fra loro indipendenti):

$$P[C] = \sum_H \sum_{SL} P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot \lambda_H \quad (3.7)$$

dove λ_H può sostituire $P[H]$ (cfr. Eq. (3.2)) laddove i tassi di accadimento siano inferiori a 10^{-2} /anno. Elaborazioni statistiche, disponibili in letteratura, forniscono valori di riferimento di λ_H per diverse tipologie di evento, come riportato in Tabella 3-1 (Leyendecker e Burnett, 1976; CIB W14, 1983; Ellingwood e Corotis, 1991):

Tabella 3-1 – Tasso di accadimento annuale medio per diverse tipologie di evento eccezionale

Evento	λ_H
Esplosioni di gas	$2 \cdot 10^{-5}$ /appartamento
Esplosioni di ordigni	$2 \cdot 10^{-6}$ /edificio
Impatto di veicoli	$6 \cdot 10^{-4}$ /edificio
Incendi	$5 \cdot 10^{-8}$ /m ² /edificio

I tassi medi annuali di accadimento riportati in Tabella 3-1 non dipendono comunque dalle caratteristiche degli edifici considerati; al contrario, essi sono fortemente influenzati dall'occupazione degli stessi, ossia dalla loro esposizione. Soltanto alcuni di questi tassi dipendono, inoltre, dalle dimensioni e dalla configurazione dell'edificio in esame, nonché dalla sua accessibilità

L'equazione (3.7) può inoltre essere estesa per definire il concetto di perdita attesa, adoperando metriche diverse per la valutazione del rischio: rischio di morte, probabilità di collasso e valutazione costi-benefici (Stewart, 2010). La probabilità annuale di perdita può, in tal senso, essere computata secondo l'equazione:

$$P[L] = \sum_H \sum_{SL} \sum_C \sum_L P[L|C] \cdot P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot \lambda_H \quad (3.8)$$

ove L rappresenta la metrica opportuna da utilizzare e contempla perdite economiche, danni gravi a cose e persone, perdita di vite umane e costi diretti del danno.

Analizzando l'equazione (3.8) è possibile chiarire ulteriormente le basi di una gestione ottimale del rischio per sistemi strutturali. Se λ_H è inferiore alla soglia del rischio *de minimis*, la probabilità di danno o collasso dato che si sia verificato l'evento H contribuirà in maniera trascurabile alla probabilità di collasso $P[C]$. Dunque, quello specifico evento può essere ignorato e l'attenzione, nonché le azioni di mitigazione del rischio, può essere concentrata su altri eventi. In caso contrario, se λ_H risulta essere uno o due ordini di grandezza superiore alla soglia del rischio *de minimis*, saranno necessarie ulteriori analisi di quella tipologia di evento e del rischio ad esso connesso.

3.5 ANALISI DI RISCHIO BASATA SU SCENARI

La quantificazione del tasso di accadimento annuale medio λ_H deve essere basata su una sufficiente mole di dati, in modo tale da supportare decisioni ingegneristiche e consentire che queste vengano prese sulla base incondizionata del rischio. Ciò non vale nel caso di alcuni edifici specifici e di particolari eventi, come gli attacchi terroristici. In tali situazioni, frequenze di accadimento ridotte possono rivelarsi piuttosto complesse da interpretare con sufficiente confidenza. In questi casi, dunque, poiché valutare il tasso di accadimento annuale può rivelarsi critico, è opportuno procedere con analisi di rischio basate su scenari S , assumendo dunque l'evento come deterministico. In tal caso, l'equazione (3.2) si particolarizza nella seguente:

$$P[C|S] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \quad (3.9)$$

3.6 RIFERIMENTI

Asprone, D., Jalayer, F., Prota, A., Manfredi, G. (2010). Proposal of a probabilistic model for multi-hazard risk assessment of structures in seismic zones subjected to blast for the limit state of collapse. *Structural Safety*; 32(1):25-34.

Baker, J. W., Schubert, M., Faber, M. H. (2008). On the assessment of robustness. *Structural Safety*; 30(3), 253-267.

Brunesi E., Nascimbene R., Parisi F., Augenti N. (2015). Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*; 104: 65-79.

Brunesi E., Parisi F. (2017). Progressive collapse fragility models of European reinforced concrete framed buildings based on pushdown analysis. *Engineering Structures*; 152:579-596.

Burnett E. F. P. (1975). Abnormal loading and building safety. Special Publication, 48:141-190.

CIB, A. (1983). Conceptual Approach towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety. In: *CIB W14 Workshop Report*, Rotterdam, Netherlands.

- COST (2011). *Structural robustness design for practicing engineers*. Canisius, T.D.G., Baker, J.W., Diamantidis D., Ellingwood B., Faber M., Holicky M., Markova J., Maitra A., Narasimhan H., Sørensen, J.D., Vogel T., Vrouwenvelder A. Proceedings of COST Action TU0601: Robustness of structures.
- Ellingwood B. R. (2001). Acceptable risk bases for design of structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*; 3(2):170-179.
- Ellingwood B. R. (2006). Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*; 20(4), 315-323.
- Ellingwood B. R., Corotis R. B. (1991). Load combinations for buildings exposed to fires. *Engineering Journal*; 28(1), 37-44.
- Ellingwood B. R., Dusenberry D. O. (2005). Building design for abnormal loads and progressive collapse. *Computer - Aided Civil and Infrastructure Engineering*; 20(3), 194-205.
- Ellingwood B. R., Leyendecker E. V. (1978). Approaches for design against progressive collapse. *Journal of the Structural Division*; 104(3), 413-423.
- Haberland M., Starossek U. (2009). Progressive Collapse Nomenclature. In: Griffis, L., Helwig, T., Waggoner, M., Hoit, M. (eds.). *Structures Congress 2009 — Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*.
- Health and Safety Executive (2001). *Reducing Risks, Protecting People (R2P2) – HSE's decision-making process*. HSE Books, Crown.
- JCSS (2008). *Risk assessment in engineering*. ISBN 978-3-909386-78-9.
- Leyendecker E. V., Burnett E. F. (1976). *The incidence of abnormal loading in residential buildings* (No. 89). US Dept. of Commerce, National Bureau of Standards: for sale by the Supt. of Docs., US Govt. Print. Off..
- Parisi F. (2015). Blast fragility and performance-based pressure–impulse diagrams of European reinforced concrete columns. *Engineering Structures*; 103, 285-297.
- Paté-Cornell M. E. (1994). Quantitative safety goals for risk management of industrial facilities. *Structural Safety*; 13(3), 145-157.
- Starr C. (1969). *Social benefit versus technological risk*. Readings in Risk, 183-194.
- Stewart, M. G. (2010). Acceptable risk criteria for infrastructure protection. *International Journal of Protective Structures*; 1(1), 23-40.
- Taylor D. A. (1975), Progressive collapse, *Canadian Journal of Civil Engineering*; 2(4), 517–29.

4 STRATEGIE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO

4.1 PREMESSA

La progettazione per la riduzione del rischio di collasso sproporzionato delle strutture richiede un approccio differente rispetto a quello utilizzato nella progettazione tradizionale. Mentre quest'ultima è basata fundamentalmente su criteri di tipo prescrittivo, la progettazione per la robustezza strutturale dovrebbe, viceversa, essere di tipo prestazionale. Si tratta infatti di considerare l'accadimento di eventi eccezionali e/o estremi (cioè eventi la cui probabilità di occorrenza risulta estremamente bassa) durante la vita nominale della struttura, eventi tipicamente non essere presi in considerazione nella progettazione corrente.

La definizione di specifiche caratteristiche che la struttura deve possedere in modo da ridurre il rischio di collasso sproporzionato è in genere vincolata da una serie di fattori esterni che normalmente limitano la flessibilità del progettista. Nell'ambito degli edifici, si dovranno prendere in considerazione: la configurazione del sito, la geometria dell'edificio, i layout architettonici, le necessità impiantistiche e, non ultimi, gli aspetti economici. Tali considerazioni diventano particolarmente vincolanti quando si affronta il tema delle strutture esistenti, per le quali la maggior parte dei parametri non è modificabile. Il miglioramento della risposta nei riguardi del collasso sproporzionato degli edifici esistenti presenta, quindi, peculiarità diverse rispetto al caso degli edifici di nuova realizzazione.

La riduzione del rischio comporta una serie di passi: il primo consiste nella definizione dei requisiti (ovvero delle prestazioni) che la struttura deve garantire in corrispondenza di specifici scenari di rischio, che parimenti dovranno essere preventivamente individuati. Successivamente si calcola la probabilità di non soddisfacimento dei requisiti ed infine si conclude con la valutazione delle conseguenze dell'eventuale non soddisfacimento dei requisiti stessi.

4.2 REQUISITI STRUTTURALI

Fra i requisiti che la struttura deve possedere, ve ne sono alcuni di carattere generale, validi per qualsiasi tipologia strutturale, ed altri che sono invece legati alla destinazione d'uso della costruzione.

Fra i primi si possono annoverare quelli relativi alla perdita di vite umane ed ai danni ambientali; il rischio accettato deve essere, in questo caso, definito da appositi regolamenti a livello nazionale. Fanno invece parte della seconda categoria quelli legati alle perdite economiche dovute ad esempio ad una interruzione delle attività svolte all'interno della struttura; in tal caso il rischio accettato può essere definito di comune accordo con le parti interessate.

4.3 STRATEGIE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO

Come introdotto al capitolo 3, le strategie di mitigazione del rischio operano sostanzialmente su tre differenti livelli:

1. prevenendo l'accadimento dell'evento;
2. prevenendo lo sviluppo di danneggiamenti locali che rendano probabile l'innescio di un collasso sproporzionato;
3. prevenendo, successivamente ai danneggiamenti locali, la loro evoluzione in un collasso sproporzionato di estese parti della costruzione, ovvero della struttura nel suo complesso.

Generalmente la strategia più efficace in termini di analisi costi-benefici coinvolge tutti e tre i livelli precedentemente definiti.

Controllare l'accadimento dell'evento significa ridurre la probabilità che si sviluppi lo scenario di rischio e che questo possa dare origine ad un inizio di collasso. Per operare in tale direzione, occorre che le minacce siano di tipo specifico, cioè occorre che siano singolarmente individuate. Controllare

l'accadimento di un evento può portare a prevedere misure da adottare sul sito su cui sorge l'edificio (per esempio adottare barriere fisiche per assicurare distanze minime da zone pericolose), sulle attività all'interno dell'edificio (per esempio limitazioni all'uso di gas o di altre sostanze pericolose) o sulle persone autorizzate ad accedere all'edificio stesso. L'esperienza mostra che, quando possibile, diminuire la probabilità di accadimento dell'evento è la via più economica per la riduzione del rischio. Ovviamente non richiede misure di carattere strutturale, che viceversa riguardano espressamente gli altri due punti.

Nel momento in cui lo scenario di rischio si verifica, la robustezza deve essere garantita attraverso la progettazione del sistema strutturale, il cui obiettivo è la riduzione della probabilità che si sviluppino danneggiamenti locali a seguito del realizzarsi di uno scenario di rischio e/o che questi evolvano in un collasso sproporzionato.

Prevenire (o limitare) i danneggiamenti locali richiede la definizione dell'azione da considerare in modo che il progettista possa determinare la domanda richiesta al singolo elemento strutturale. Viceversa, la limitazione dell'evoluzione del collasso da locale a generalizzato, può anche non richiedere la definizione di una specifica minaccia in quanto il progettista può immaginare uno scenario di danno specifico in modo indipendente dalla causa che lo ha provocato e progettare il sistema strutturale in modo che questo danno non si propaghi in modo incontrollato.

4.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI APPROCCI DI PROGETTO

Nell'ambito delle strategie di progettazione che comportano misure e provvedimenti di carattere strutturale, si possono distinguere diversi approcci progettuali. Ogni approccio progettuale è caratterizzato da un determinato livello di complessità da un punto di vista analitico; sarà quindi cura del progettista scegliere l'approccio progettuale più idoneo in funzione del livello di rischio accettato e delle relative conseguenze di un eventuale collasso.

In particolare, gli approcci di progetto possono essere classificati in base (ASCE/SEI 7-05, 2006):

- all'approccio generale assunto per la progettazione: approccio prescrittivo (prescriptive design process) o approccio prestazionale (performance-based design process) (vedi 4.4.1).
- al metodo utilizzato per la progettazione del sistema strutturale: metodo indiretto o metodo diretto (vedi § 4.4.2);
- alla definizione dello scenario di rischio: minaccia specifica o minaccia generica (vedi §4.4.3).

Tali approcci vengono dettagliatamente descritti nei sottoparagrafi seguenti. Da un punto di vista generale, può essere messo in evidenza come, nell'ambito di un approccio prestazionale, il metodo di progettazione può essere diretto o indiretto, e lo scenario di rischio può essere identificato attraverso una definizione a minaccia specifica o a minaccia generica. Tuttavia, non sempre un approccio prestazionale utilizza un metodo diretto di progettazione. Al contrario, se si utilizza un approccio prescrittivo, la definizione degli obiettivi di progetto e le verifiche non sono necessari: di conseguenza si può affermare che un approccio prescrittivo utilizza sempre un metodo indiretto di progettazione. L'impostazione del progetto di riduzione del rischio secondo un approccio prestazionale o in alternativa prescrittivo può essere riassunta come da Figura 4-1.

4.4.1 Approcci prescrittivi o prestazionali

Gli approcci prescrittivi si basano sulla definizione di caratteristiche minime che deve possedere la struttura e che sono riconosciute come in grado di incrementare la sicurezza dell'opera nei confronti del collasso sproporzionato ad un livello considerato sufficiente. Possono venire ad esempio prescritte resistenze minime dei materiali, resistenze e/o rigidità minime delle membrature e dei collegamenti fra le stesse, dettagli costruttivi, oppure limitare l'utilizzo di alcuni sistemi strutturali (si pensi ad esempio agli edifici prefabbricati in cui la resistenza alle azioni laterali è garantita dal solo attrito). Tali requisiti minimi si sono dimostrati sufficienti a garantire la robustezza del sistema sulla base di analisi effettuate su strutture simili e la loro efficacia sulla struttura da progettare non deve essere

dimostrata. Essi valgono per strutture standard, simili a quelle su cui sono stati tarati, mentre la loro estensione a strutture di tipo particolare deve essere considerata con molta cautela ed in generale è meglio procedere, in questi casi, con un approccio di tipo prestazionale.

Gli approcci di tipo prestazionale valutano il comportamento della struttura per un dato set di scenari di rischio che devono essere quindi preventivamente definiti, così come devono essere definite le prestazioni strutturali attese associate ad ognuno degli scenari (si veda ad esempio Quiel et al., 2015). Con riferimento alle classificazioni che verranno illustrate ai paragrafi 4.4.2 e 4.4.3, la minaccia può essere generica o specifica, mentre il progetto è sostanzialmente sempre sviluppato con metodi diretti. Non esistono indicazioni predefinite di come gli obiettivi possano essere raggiunti, e quindi la soluzione strutturale può essere di più difficile individuazione. Per contro, il progettista ha la massima libertà di sperimentare sistemi strutturali non tradizionali e materiali innovativi; in aggiunta, gli approcci prestazionali, permettendo la valutazione diretta della prestazione, consentono la comparazione di soluzioni strutturali anche molto differenti, rendendo possibile una analisi costi-benefici.

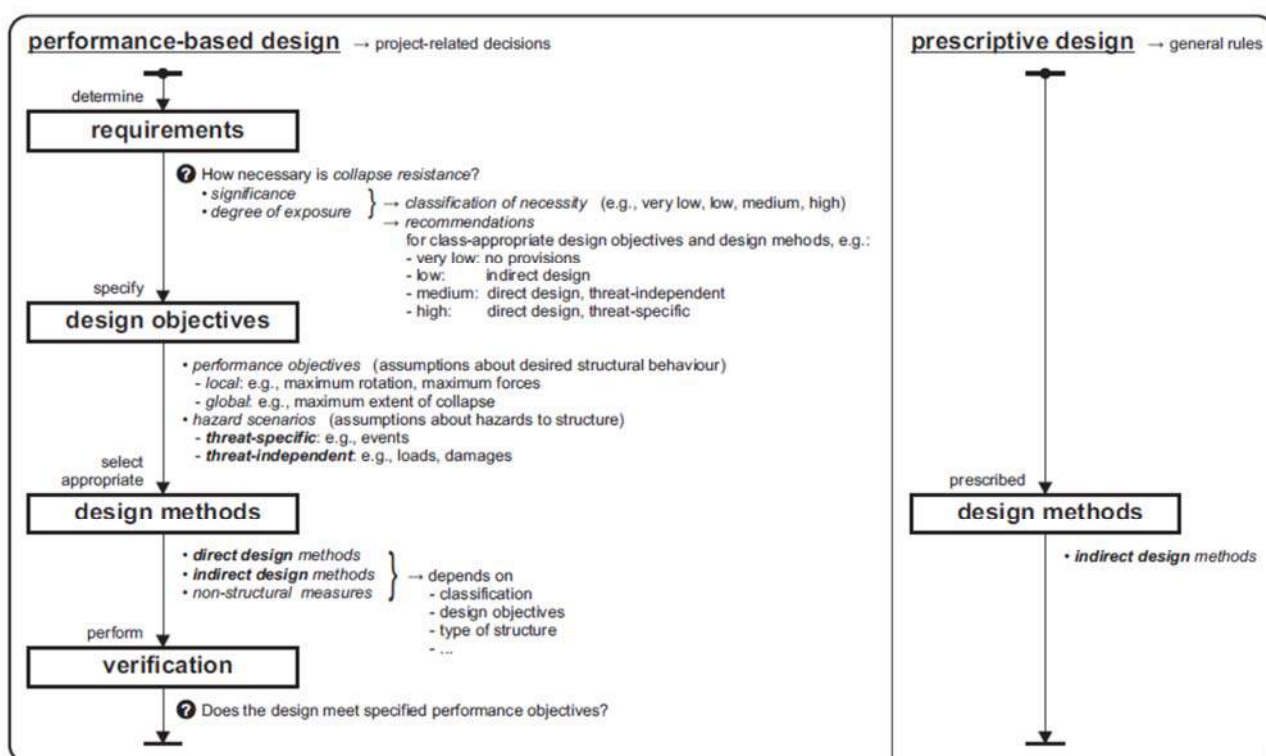


Figura 4-1 – Impostazione generale del progetto per la riduzione del rischio secondo approcci di tipo prestazionale o prescrittivo (Haberland e Starossek 2009)

4.4.2 Metodi di progetto indiretti e diretti

I metodi di progetto di tipo indiretto si utilizzano sostanzialmente nel caso di approcci di tipo prescrittivo. Essi guidano/limitano la scelta del sistema strutturale, il layout di setti, pilastri e colonne, le dimensioni minime delle membrature, la resistenza minima delle connessioni, i loro dettagli costruttivi, ecc. Hanno il vantaggio di essere di facile applicazione e di portare ad una uniformità e standardizzazione dei progetti. Peraltro, la capacità della struttura di prevenire collassi locali e/o collassi sproporzionati non è valutata in modo esplicito e la libertà del progettista nell'individuazione delle forme e delle soluzioni strutturali è fortemente penalizzata.

Viceversa, utilizzando metodi di progetto di tipo diretto il progettista valuta in modo esplicito la capacità della struttura di prevenire collassi locali o la loro eventuale evoluzione in collassi sproporzionati in presenza di azioni eccezionali. Il progetto si sviluppa, ad esempio, nell'incrementare la resistenza di elementi chiave della struttura, oppure nell'individuazione di una soluzione strutturale in

grado di non crollare completamente anche in caso di cedimento di una singola membratura. I metodi di analisi che occorre utilizzare necessitano di un livello di complessità maggiore di quelli normalmente utilizzati nella progettazione strutturale, e quindi richiedono specifiche competenze da parte dei professionisti.

Nei paragrafi 4.5 e 4.6 sono riportate le descrizioni dettagliate dei metodi di progetto diretti ed indiretti.

4.4.3 Metodi di progetto a minaccia generica o specifica

I metodi di progetto a minaccia generica vengono utilizzati quando:

- a. le azioni eccezionali non vengono definite e/o quantificate;
- b. gli effetti delle azioni eccezionali non vengono definiti e/o quantificati.

Nel caso a) vengono quindi definite delle azioni nominali (tipicamente dei carichi equivalenti) ed il progetto si sviluppa nella valutazione di un eventuale danneggiamento iniziale e nella sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato. Nel caso b) si individua direttamente un danneggiamento locale nominale iniziale (che, al limite, può tradursi nella completa rimozione di una membratura) indipendentemente dalla causa che può averlo provocato e si studia direttamente la sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato.

Nei metodi di progetto a minaccia specifica gli eventi ed i conseguenti effetti in termini di azioni eccezionali sulla struttura sono quantificati e considerati in modo esplicito, e l'analisi strutturale dovrà individuare il conseguente danneggiamento iniziale e la sua possibile evoluzione in un collasso sproporzionato o. Il passaggio dalla definizione delle caratteristiche dell'evento alle azioni eccezionali sulla struttura potrà anche richiedere metodi di analisi multi-fisica, per esempio in caso di incendio, esplosioni, ecc.

4.5 METODI DI PROGETTO INDIRETTI

Come precedentemente descritto, i metodi di progetto indiretti sono principalmente prescrittivi e mirano ad ottenere la robustezza garantendo un livello di collegamento minimo fra i vari componenti della struttura in modo da sfruttare più efficacemente la ridondanza del sistema e la duttilità delle membrane. Con tale approccio al progettista è richiesta una mole di calcolo addizionale limitata rispetto al progetto tradizionale. Tali metodi garantiscono il risultato solo se applicati a tipologie costruttive con determinate caratteristiche, per cui alcune prescrizioni (limitazione della tipologia strutturale, layout di colonne e setti, dimensioni minime delle membrane) hanno l'obiettivo di far rientrare la struttura nel campo di applicazione.

Le prescrizioni atte a far raggiungere alla struttura il livello di robustezza richiesto, si limitano essenzialmente alla richiesta di incatenamenti continui per le costruzioni di calcestruzzo armato e, per le costruzioni di acciaio o composte acciaio-calcestruzzo, connessioni trave-colonna e travi secondarie-travi principali dimensionate per trasferire non solo azioni flettenti e taglianti, ma anche sforzi assiali di trazione. L'obiettivo è incrementare le capacità membranali dei piani in modo che il collasso locale di una membratura possa essere assorbito attraverso redistribuzioni che sfruttino anche l'effetto catenaria o, più in generale l'effetto membrana (vedi Figura 4-2).

Dovranno in particolare essere previsti incatenamenti tridimensionali quali indicati in Figura 4-3:

- Incatenamenti perimetrali di piano (nelle due direzioni principali);
- Incatenamenti interni di piano (nelle due direzioni principali);
- Incatenamenti orizzontali fra le colonne o i setti;
- Incatenamenti verticali.

La resistenza di questi incatenamenti dipenderà dal sistema strutturale secondo le indicazioni fornite nel Capitolo 6.

Occorre infine sottolineare che i metodi di progetto indiretti non permettono in nessun caso una quantificazione della robustezza strutturale ottenuta.

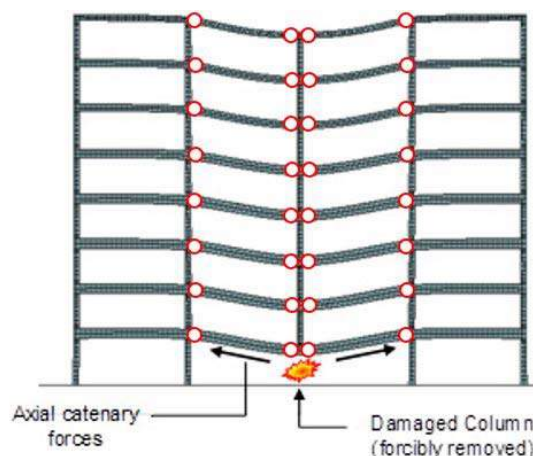


Figura 4-2 – Sviluppo dell'effetto catenaria a seguito della rimozione di una colonna (da <http://www-personal.umich.edu/~eltawil/catenary-action.html>).

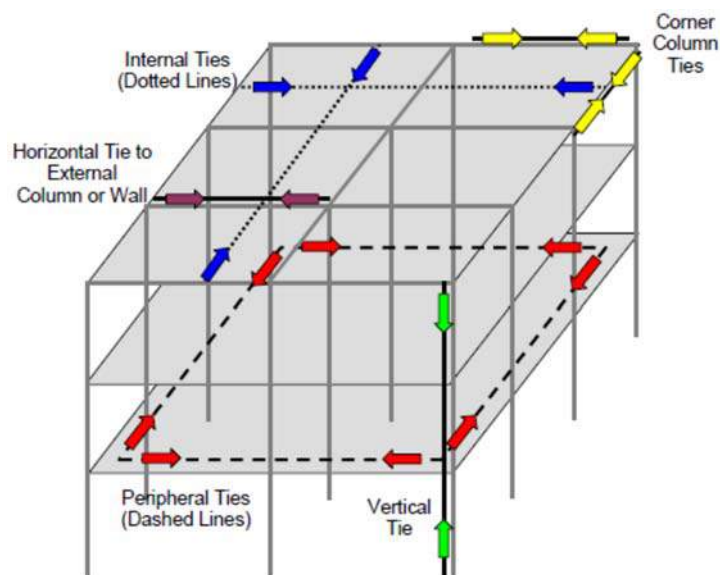


Figura 4-3 – Diversi tipi di incatenamento (DoD 2016).

4.6 METODI DI PROGETTO DIRETTI

I metodi di progettazione diretti considerano esplicitamente la capacità resistente della struttura nei riguardi del collasso sproporzionato. La struttura deve quindi essere in grado di rispondere ad un evento eccezionale e/o estremo senza subire conseguenza sproporzionate rispetto alla causa.

Per ottenere un comportamento adeguato il progettista può:

- Incrementare la capacità resistente di elementi strutturali principali il cui danneggiamento locale potrebbe innescare un collasso sproporzionato (elementi chiave) in modo tale che questi siano in grado di resistere alle azioni eccezionali di progetto; tale approccio è chiamato “Metodo della resistenza locale” e generalmente si basa sulla quantificazione di una minaccia specifica. Nel caso in cui la minaccia non sia identificata il metodo può ancora essere applicato come descritto nei paragrafi successivi;
- Progettare la struttura in modo che sia capace di continuare a trasferire i carichi “scavalcando” la porzione interessata da un collasso locale. Tale approccio è chiamato “Metodo del percorso alternativo dei carichi” e nella maggior parte delle situazioni consiste nello studio del comportamento della struttura a seguito della rimozione di un elemento strutturale; tale rimozione

è generalmente considerata in modo indipendente dalla minaccia che ha provocato il danneggiamento/collasso locale. L'elemento che viene rimosso dall'analisi dipende ovviamente dal tipo di struttura: negli edifici è usualmente una colonna (ma potrebbe anche essere un'asta di una travatura reticolare, un controvento, ecc); nel caso di ponti strallati, sospesi o ad arco è generalmente uno strallo / pendino.

Questo metodo può anche essere visto come uno strumento per valutare la ridondanza strutturale (in termini di percorsi di carico) piuttosto che come tecnica di simulazione della risposta strutturale in seguito ad un danneggiamento iniziale.

Occorre specificare che, in generale, i metodi diretti richiedono tecniche di analisi più complesse rispetto a quelle utilizzate nella progettazione strutturale tradizionale, è quindi evidente che questi approcci richiedono la supervisione di professionisti esperti.

Differentemente dai metodi di progetto indiretti, i metodi di progetto diretti possono impattare in modo sostanziale sull'analisi strutturale necessaria nel progetto richiedendo tecniche di analisi più complesse rispetto a quelle utilizzate nella progettazione strutturale tradizionale. Il progettista dovrà quindi essere in grado di individuare lo strumento di analisi più idoneo in relazione alle informazioni che desidera ottenere dall'analisi stessa ed in funzione delle proprie competenze, anche considerando che i metodi di analisi più semplici sono sempre di più immediata interpretazione rispetto a quelli più sofisticati (Ellingwood et al., 2007).

4.7 METODI DI RIDUZIONE DELL'ENTITÀ DELLE AZIONI ECCEZIONALI E DELL'ESPOSIZIONE DELLA STRUTTURA ALL'AZIONE

La riduzione dell'entità dell'azione eccezionale e/o dell'esposizione della struttura all'azione eccezionale, è, se possibile, il primo livello da attuare al fine di ottenere la riduzione del rischio di collasso sproporzionato. Come già anticipato nei paragrafi precedenti, si tratta generalmente di misure di carattere non strutturale che per essere realizzate necessitano della definizione specifica della minaccia. Indipendentemente dalla azione eccezionale che è prevista agire sulla costruzione, la riduzione del rischio può essere ottenuta attraverso due differenti modalità:

- intervenendo sul modo con il quale il fenomeno naturale/antropico interagisce con la struttura, modificando opportunamente la costruzione in maniera tale da ridurre l'intensità delle azioni su di essa;
- intervenire sul fenomeno stesso, controllando o monitorandone le cause e la modalità di propagazione in maniera tale da ridurre l'esposizione della struttura all'azione.

La Tabella 4-1 riassume, per ognuno degli eventi eccezionali introdotti nel Capitolo 2, le possibili soluzioni che possono essere adottate per ridurre l'entità delle azioni eccezionali, distinguendo fra:

- l'inserimento di parti sacrificabili a protezione degli elementi stessi. Rientrano in questa categoria la protezione di un elemento strutturale dall'incendio attraverso l'utilizzo di una barriera ignifuga (che dovrà essere eventualmente ripristinata a seguito dell'evento), la protezione delle colonne con elementi assorbi-urto in presenza di macchine in movimento all'interno dell'edificio, oppure l'utilizzo di superfici danneggiabili per lo sfogo della sovrappressione nel caso di esplosioni in ambienti confinati;
- la scelta di una forma poco sensibile all'azione (soluzione particolarmente adatta ogni qualvolta la struttura interagisce con un fluido);
- l'utilizzo di soluzioni tecnologiche finalizzate al controllo dell'azione. Tale approccio può essere adottato nei casi di protezione incendio (sprinkler) oppure per prevenire il gelicidio dove è possibile riscaldare parte degli elementi in maniera tale da impedire la formazione del ghiaccio;
- l'installazione di elementi di protezione non strutturali (NS), quali pannellature, inferriate, infissi anti-sfondamento, elementi dissipatori di energia.

Tabella 4-1 – Soluzioni finalizzate alla riduzione dell'entità delle azioni eccezionali

	Parti sacrificabili	Forma dell'elemento interessato poco sensibile all'azione	Utilizzo di soluzioni tecnologiche	Protezione sulla costruzione con elementi NS
Fenomeni indotti da azione sismica				
Terremoto				
Maremoto		X		
Fenomeni naturali gravitativi				
Frane di materiale sciolto				
Colate detritiche				
Crolli di roccia				X
Valanghe di neve		X		
Eruzioni vulcaniche				
Cedimenti di fondazione				
Smottamenti				
Modificazioni del livello di falda				
Alluvioni e allagamenti		X		
Fenomeni meteorologici				
Trombe d'aria e tempeste	X	X		X
Formazioni di ghiaccio			X	
Incendio e detonazioni				
Fuoco	X		X	
Detonazioni ambiente libero				
Detonazioni ambiente confinato	X			
Impatti				
Impatto di veicoli a motore	X			
Impatto di imbarcazioni	X			
Impatto di velivoli	X			
Atti vandalici e terroristici			X	X
Errori di concezione, progettazione ed esecuzione				

La Tabella 4-2 riassume invece le soluzioni che possono essere adottate per ridurre l'esposizione della struttura all'azione. Queste comprendono:

- l'installazione di sistemi di monitoraggio finalizzati alla valutazione dell'intensità dei fattori predisponenti il fenomeno. Infatti, nel caso in cui i valori monitorati superino dei valori di soglia precedentemente definiti, sarà eventualmente possibile mettere in atto eventuali procedure di evacuazione negli insediamenti;
- il controllo dei fattori predisponenti il fenomeno consente di impedire il verificarsi del fenomeno o, quantomeno, di limitarne l'entità. Ad esempio, un idoneo drenaggio consente di impedire l'innescio di frane, l'installazione di opere ferma-neve limita il volume di distacco di valanghe, chiodature e disgaggi in parete controllano i crolli di roccia. Per i rischi da detonazione è possibile, ad esempio, eliminare la presenza di impianti a gas all'interno della costruzione;
- l'installazione di opere nella zona di propagazione del fenomeno. Rientrano in questa categoria le briglie per le colate detritiche, le barriere e i rilevati paramassi per i crolli di roccia, i

deviatori per le valanghe di neve, le dighe per il maremoto. Per limitare l'esposizione della struttura alle azioni dovute a detonazione in ambiente libero è possibile installare, nelle aree circostanti, dei dissuasori stradali in modo da non consentire a mezzi potenzialmente carichi di esplosivo di avvicinarsi alla costruzione;

- l'installazione di opere di protezione in prossimità della costruzione, quali componenti non facenti parte della costruzione che sono sacrificabili (ossia danneggiabili a seguito del verificarsi del fenomeno).

Tabella 4-2 – Soluzioni finalizzate alla riduzione dell'esposizione della struttura all'azione

	Monitoraggio dei fattori pre- disponenti il fenomeno	Controllo dei fattori predi- sponenti il fenomeno	Azioni nella zona di pro- pagazione del fenomeno	Azioni di pro- tezione in pros- simità della co- struzione
Fenomeni indotti da azione si- smica				
Terremoto				
Maremoto			X	X
Fenomeni naturali gravitativi				
Frane di materiale sciolto	X	X		
Colate detritiche	X	X	X	
Crolli di roccia		X	X	X
Valanghe di neve		X	X	X
Eruzioni vulcaniche	X		X	
Cedimenti di fondazione				
Smottamenti	X	X		
Modificazioni del livello di falda	X	X		
Alluvioni e allagamenti	X			
Fenomeni meteorologici				
Trombe d'aria e tempeste	X			
Formazioni di ghiaccio				
Incendio e detonazioni				
Fuoco				
Detonazioni ambiente libero		X	X	X
Detonazioni ambiente confinato		X		
Impatti				
Impatto di veicoli a motore				X
Impatto di imbarcazioni				X
Impatto di velivoli			X	
Atti vandalici e terroristici	X			
Errori di concezione, progetta- zione ed esecuzione				
	X	X		X

4.8 INQUADRAMENTO DELLE POSSIBILI STRATEGICHE PER LA RIDUZIONE DEL RISCHIO

La Figura 4-4 riassume i tre differenti livelli su cui si può operare al fine di ottenere la riduzione del rischio, distinguendo fra metodi non strutturali per il controllo dell'evento e metodi strutturali per la valutazione locale del danno e della sua evoluzione. I metodi strutturali possono essere sviluppati con

una progettazione di tipo diretto (quindi sostanzialmente prestazionale) oppure di tipo indiretto (sostanzialmente prescrittiva), operando sia con minacce di tipo specifico che di tipo generico.

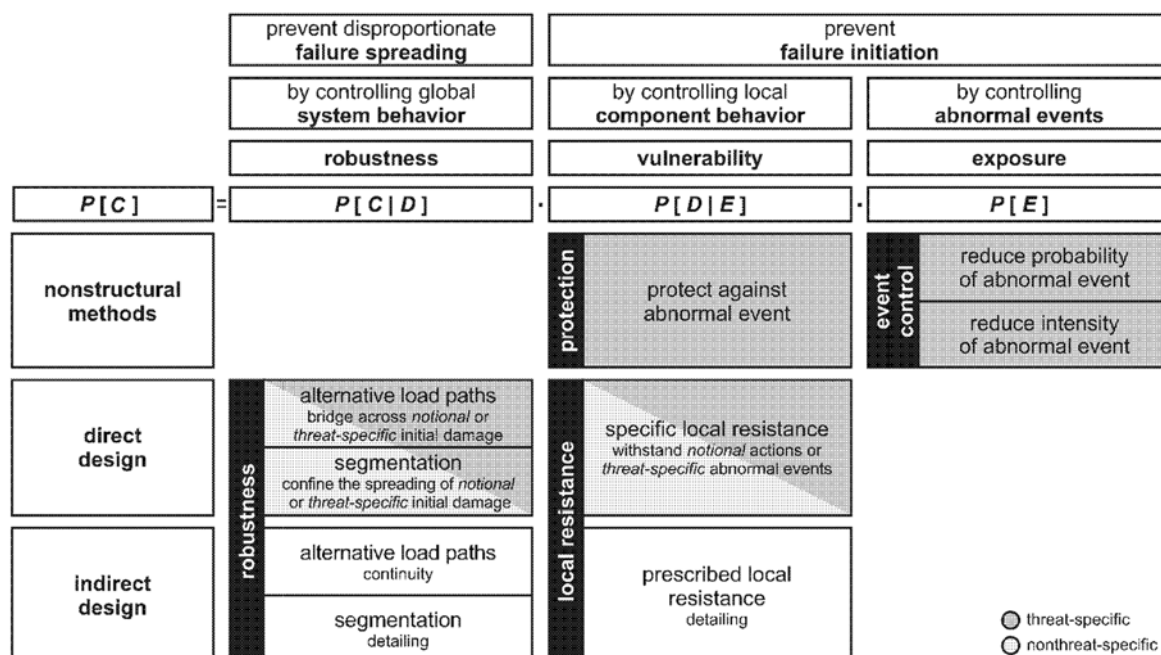


Figura 4-4 – Schema generale per la riduzione del rischio (Haberland e Starossek 2009)

4.9 RIFERIMENTI

ASCE/SEI 7-05, ASCE Standard (2006). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

Department of Defense (DoD) Unified Facilities Criteria (UFC-04-023-03) (2016). *Design Building to Resist Progressive Collapse*. Washington, D.C.

Ellingwood B. R., Smilowitz R., Dusenberry D., Duthinh D., Lew H. S., Carino N. J. (2007). *NISTIR 7396. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings*, 171-194.

Haberland M., Starossek U., Progressive Collapse Nomenclature (2009). *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*. Edited by L. Griffis; T. Helwig; M. Waggoner, M. Hoit, ASCE.

Quiel, S. E., Marjanishvili, S. M., Katz, B. P. (2015). Performance-based framework for quantifying structural resilience to blast-induced damage. *Journal of Structural Engineering*; 142(8), C4015004.

5 CONCEZIONE PROGETTUALE PER LA ROBUSTEZZA (CONCEPTUAL DESIGN)

5.1 PREMESSA

La riduzione del rischio di collasso sproporzionato può essere ottenuta con una corretta concezione della struttura. Ognuno degli aspetti citati nel seguito contribuisce a limitare la propagazione del danno e nel loro complesso incrementano la robustezza della struttura:

- **Ridondanza:** strutture isostatiche non presentano possibilità di ovviare al danneggiamento di una membratura innescando un percorso dei carichi alternativo. L'incremento del grado di iperstaticità esterno, ma anche interno (strutture bi-dimensionali) viceversa comporta una maggiore possibilità di far fronte a danni locali;
- **Incatenamenti:** la perdita di elementi strutturali principali può comportare redistribuzione delle sollecitazioni e grandi spostamenti. La presenza di un sistema di incatenamento tridimensionale incrementa la capacità della struttura di sfruttare la ridondanza strutturale;
- **Duttilità:** affinché la ridondanza strutturale possa essere adeguatamente utilizzata, le membrature devono essere in grado di sopportare grandi spostamenti e/o rotazioni senza eccessiva diminuzione della capacità portante. Le azioni da porre in atto per incrementare la duttilità dipendono dal materiale utilizzato e saranno dettagliate nei capitoli successivi;
- **Distribuzione uniforme degli elementi strutturali (colonne, setti, travi):** la regolarità strutturale (intesa più in generale come uniformità nella distribuzione di rigidezze, resistenze e masse) può avere un impatto significativo sulla capacità dell'edificio di redistribuire i carichi nel caso di collasso di una singola membratura; parimenti discontinuità nel percorso dei carichi e concentrazione delle azioni (per esempio in corrispondenza di piani di trasferimento) vanno limitate il più possibile;
- **Adeguate resistenza alle tensioni tangenziali:** la resistenza a taglio dovrebbe sempre superare la capacità flessionale della membratura in modo da attivare la risposta duttile della singola membratura prima e della struttura poi; parimenti il collasso per punzonamento deve essere evitato anche a seguito della perdita un elemento verticale principale;
- **Capacità di resistere ad inversione delle azioni e delle sollecitazioni:** gli elementi strutturali principali e secondari devono possedere una adeguata resistenza alla inversione della direzione delle azioni variabili (si pensi ad esempio alle esplosioni). Inoltre, nel caso di collasso di un singolo elemento strutturale, si assiste ad una inversione del segno delle sollecitazioni rispetto alla situazione di progetto tradizionale (vedi Figura 5-1 in cui le travi al di sopra della colonna rimossa, si trovano a lavorare a momento positivo invece che a momento negativo).

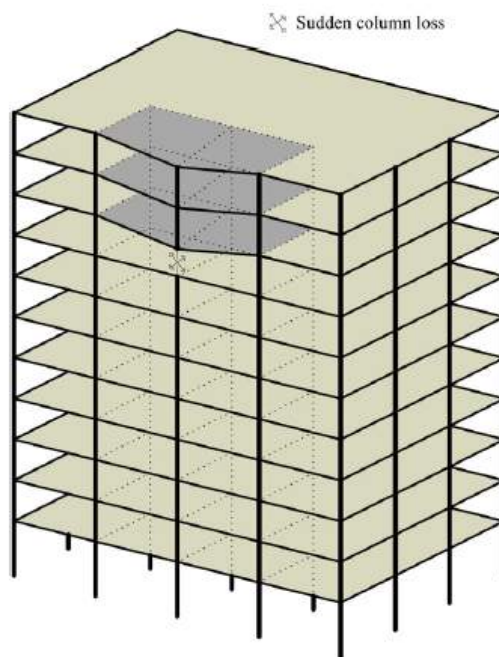


Figura 5-1 – Rimozione improvvisa di una colonna (Izzuddin et al., 2007)

5.2 METODO DELLA RESISTENZA LOCALE (PROGETTO DEGLI ELEMENTI CHIAVE)

Il metodo della resistenza locale ha l'obiettivo di prevenire l'innesco di un possibile collasso sproporzionato, e quindi di evitare il danneggiamento locale di quegli elementi il cui collasso porterebbe ad una propagazione incontrollata del danno (elementi chiave). È sovente utilizzato in presenza di tipologie strutturali in cui risulta improbabile l'instaurarsi di un percorso alternativo dei carichi e che quindi risultano più sensibili di altre ai danneggiamenti locali; si tratta perlopiù di strutture con ridotto livello di ridondanza quali tensostrutture, strutture reticolari (piane o spaziali), strutture strallate e sospese.

Un altro caso tipico di utilizzo è in corrispondenza di un piano di trasferimento (Figura 5-2) in cui, vista la grande luce, è improbabile che la perdita di una colonna non evolva in un collasso sproporzionato.

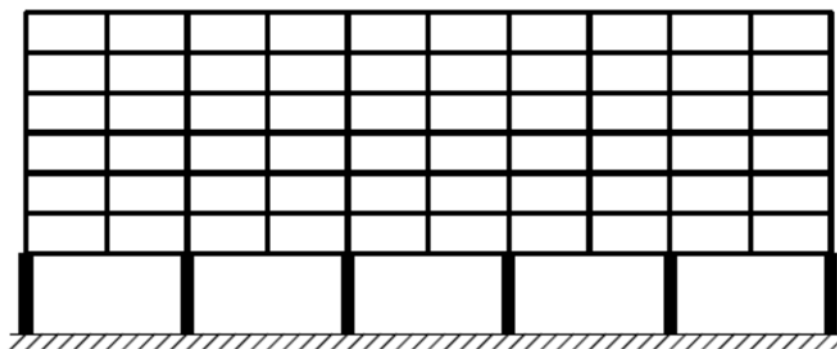


Figura 5-2 – Edificio con piano di trasferimento (Kokot e Solomos, 2012)

Considerando le classificazioni precedentemente descritte il metodo della resistenza locale può essere considerato un metodo diretto. L'azione può essere specifica (quantitativo di esplosivo, tipologia di impatto in termini di massa, velocità e direzione del veicolo impattante, carico di incendio, ecc), nel qual caso l'analisi può essere dinamica non lineare e in alcuni casi anche multi-fisica (analisi termomeccaniche o di interazione fluido-struttura), oppure generica (tramite la definizione di un valore

nominale), nel qual caso l'analisi può essere anche statica non-lineare. In entrambi i casi si tratta quindi di un metodo di progetto diretto. Tuttavia, nel caso in cui la resistenza locale sia raggiunta non con calcolo esplicito, ma solo con dettagli costruttivi di tipo prescrittivo, si parlerà invece di metodo di calcolo indiretto.

L'approccio prevede che l'elemento chiave sia progettato per resistere alle minacce identificate in precedenza attraverso una delle seguenti modalità fra loro alternative:

- in modo individuale, cioè senza richiamare il contributo di altri elementi strutturali;
- richiamando il contributo di altri elementi strutturali coinvolti nel medesimo meccanismo resistente.

Operando con la seconda modalità, le membrature (e i relativi collegamenti) che connettono l'elemento chiave direttamente coinvolto e gli altri elementi strutturali che contribuiscono al meccanismo resistente, devono essere progettate in modo da trasferire la massima capacità resistente degli elementi connessi.

Questo metodo costituisce in molti casi l'unica soluzione a disposizione del progettista, soprattutto quando si deve intervenire su strutture esistenti per migliorarne le prestazioni nei confronti del collasso sproporzionato.

Il metodo è generalmente basato sull'identificazione e sulla quantificazione preliminare delle minacce. Queste vengono definite ad esempio in termini di quantitativo di esplosivo, tipologie di impatto (massa del veicolo impattante, sua velocità e direzione, ecc), carico di incendio.

Nel caso in cui non siano state identificate delle minacce specifiche il metodo può ancora essere applicato. In questa situazione gli elementi chiave e le rispettive connessioni devono essere dimensionati in modo che il meccanismo flessionale (duttile) dell'elemento chiave direttamente coinvolto ed eventualmente degli altri elementi strutturali coinvolti possa essere attivato. A titolo di esempio, la rottura per taglio di una colonna soggetta all'impatto di un veicolo, non dovrà mai precedere il raggiungimento del momento resistente della colonna stessa. Nella valutazione della resistenza del meccanismo duttile si dovranno considerare gli effetti dovuti all'interazione fra le caratteristiche di sollecitazione (per esempio interazione $N-M$ in una colonna). Infine, se la stabilità di un elemento chiave è garantita da un vincolo laterale offerto dalla presenza di una membratura, anche quest'ultima dovrà soddisfare i medesimi requisiti richiesti all'elemento chiave.

La progettazione dei dettagli costruttivi deve quindi essere finalizzata a garantire la formazione di meccanismi duttili; ciò può essere ottenuto con un adeguato confinamento e la continuità delle armature in prossimità dei nodi per strutture di calcestruzzo armato o con idonei irrigidimenti per strutture di acciaio. L'applicazione di tale approccio consente quindi di sfruttare la massima resistenza locale e globale a disposizione, evitando l'attivazione dei meccanismi fragili.

Per ridurre il rischio di collasso sproporzionato è opportuno adottare alcuni accorgimenti come:

- rendere le travi di trasferimento continue su più appoggi;
- adottare misure per favorire un percorso alternativo tra le travi di trasferimento attraverso le orditure ad esse perpendicolari;

Progettare la connessione delle travi con le colonne in modo che siano in grado di trasferire completamente il momento flettente (es. giunti a completo ripristino nel caso di strutture di acciaio).

In generale, tutte le soluzioni prescritte nei metodi indiretti, riducono il rischio di collasso sproporzionato. La loro implementazione all'interno del metodo della resistenza locale, permette di quantificarne l'effetto e di effettuare il confronto fra diverse tipologie di intervento.

5.3 EFFETTO PONTE / PERCORSO ALTERNATIVO DEI CARICHI

Il metodo ha lo scopo di prevenire il collasso sproporzionato della struttura una volta che si è verificato un collasso locale, collasso la cui estensione non deve comunque eccedere uno specifico limite. La struttura deve quindi essere in grado di ridistribuire i carichi portati dall'elemento collassato agli elementi strutturali integri (Figura 5-3).

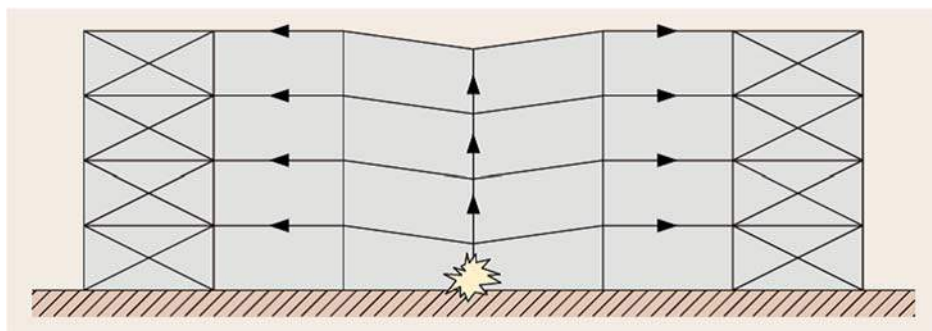


Figura 5-3 – Esempio di percorso alternativo dei carichi (SCI, 2011)

Questo metodo può essere implementato senza l'identificazione preliminare delle minacce e la loro quantificazione, ma a partire da danneggiamenti nominali (quindi a seguito di una minaccia generica). Generalmente, il progettista opera rimuovendo un elemento strutturale (tipicamente una colonna) e verificando attraverso analisi statiche non-lineari o dinamiche non-lineari che il resto della struttura sia ancora in grado di trasferire le azioni nella combinazione di carico accidentale. Ovviamente il danneggiamento può anche essere valutato preventivamente a seguito di una minaccia specifica che può portare a una non completa eliminazione dell'elemento strutturale.

Il metodo può anche essere implementato in modo indiretto. Si parla in tal caso di metodo delle catene: la struttura è meccanicamente legata tramite incatenamenti continui nelle tre direzioni principali in modo da incrementare continuità, duttilità e capacità nello sviluppare percorsi di carico alternativi. In questo modo si riescono ad utilizzare risorse strutturali di cui normalmente non si tiene conto nella progettazione (effetto catenaria).

Percorsi alternativi dei carichi si possono più facilmente sviluppare in sistemi strutturali dotati di duttilità, regolarità strutturale, ridondanza e capacità dissipativa. In tal modo quindi si minimizza il rischio di collasso sproporzionato. Come si può notare quindi vi è un elevato grado di corrispondenza tra questo metodo e le prescrizioni progettuali adottate in campo sismico.

5.4 COMPARTIMENTAZIONE

Il metodo ha lo scopo limitare l'estensione del collasso sproporzionato dovuto ad un collasso locale isolando la parte strutturale collassata dalla struttura rimanente. I bordi del compartimento sono formati da elementi "forti" che interrompono il collasso degli elementi "deboli" del compartimento, oppure viceversa da elementi deboli che collassando sconnettono la parte danneggiata dal resto della struttura che rimane in tal modo integra (fusibili strutturali).

Come il precedente può essere implementato in modo diretto a seguito di un danneggiamento nominale oppure di un danneggiamento causato da una minaccia specifica, ma anche in modo indiretto attraverso approcci prescrittivi relativi agli elementi di bordo.

5.5 RIFERIMENTI

Izzuddin B.A., Vlassis A.G., Elghazouli A.Y., Nethercot D.A. (2007). Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*; 30(5):1308-1318.

Kokot S., Solomos G. (2012). *Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines*. Ispra: Joint Research Centre - Institute for the Protection and Security of the Citizen. ISBN: 978-92-79-27734-4.

SCI, Steel Construction Institute (2007) *Structural Robustness of Steel Framed Buildings. In accordance with Eurocodes and UK National Annexes*. Publication number: SCI P391. SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK. ISBN: 978-1-85942-198-7.

6 PROGETTO PER LA ROBUSTEZZA

6.1 TECNICHE DI ANALISI

6.1.1 Modellazione strutturale

Studiare il comportamento di una struttura in seguito ad un'azione eccezionale è un'operazione molto complessa dato l'elevato numero di variabili in gioco e il grado di incertezza ad esse associato.

In quest'ottica riveste importanza fondamentale la modellazione strutturale. Tale operazione consente in via teorica di valutare il rischio di un eventuale collasso sproporzionato, tuttavia l'accuratezza dei risultati è strettamente legata alla modalità di analisi scelta, alla tipologia di modellazione ed al comportamento dei materiali con cui è realizzata la struttura.

Riguardo l'ultimo aspetto elencato la capacità di assorbire e dissipare l'energia in seguito alla formazione di danneggiamenti localizzati è collegata direttamente alle leggi costitutive adottate per i materiali che costituiscono gli elementi strutturali e le loro connessioni.

I programmi agli elementi finiti consentono infatti di simulare il comportamento dei materiali utilizzando differenti formulazioni, dalle più semplici in cui il comportamento può essere considerato elastico-lineare, a quelle più complesse di tipo non-lineare isteretico. Il progettista inoltre ha la possibilità di intervenire modificando alcuni parametri che governano tali leggi. È chiaro quindi come la sensibilità e l'esperienza del professionista giochino un ruolo fondamentale nella scelta e nella calibrazione delle leggi costitutive più idonee a simulare un determinato comportamento e come i singoli parametri debbano essere eventualmente scelti con attenzione, valutando la sensitività della risposta strutturale alla loro variazione. Di seguito sono elencati alcuni aspetti da tenere in considerazione nelle analisi strutturali sia in termini di leggi costitutive che di modellazione:

- Modelli costitutivi elastici-lineari. I modelli costitutivi elastici lineari sono in assoluto i più semplici da utilizzare e i più facili da interpretare; sono utili soprattutto nelle fasi di studio preliminare, quando le non linearità del materiale vengono generalmente trascurate. Il loro utilizzo può aiutare il progettista a mettere in evidenza eventuali criticità nel comportamento strutturale, che dovrebbero essere risolte prima di procedere con analisi più complesse. Se da un lato la loro semplicità costituisce un vantaggio, dall'altro però li rende non idonei per lo studio di fenomeni complessi come il collasso sproporzionato, in quanto l'entità delle deformazioni in gioco rende il comportamento dei materiali impiegati marcatamente non lineare.
- Modelli costitutivi non lineari dipendenti / indipendenti dalla velocità di applicazione del carico. Lo studio del collasso sproporzionato generalmente implica lo sviluppo di deformazioni strutturali tali da comportare la nascita di deformazioni anelastiche. La plasticizzazione del materiale rappresenta un contributo fondamentale nel processo di dissipazione dell'energia e nella redistribuzione delle azioni e per tale motivo non può essere trascurata nelle analisi. Una particolarità da considerare nella implementazione analitica del comportamento non lineare dei materiali tradizionalmente utilizzati (calcestruzzo, acciaio, materiali compositi, muratura, ecc...) è rappresentato dalla dipendenza della legge costitutiva dalla velocità di applicazione del carico, soprattutto nel caso in cui l'azione sia applicata rapidamente (per esempio nel caso di esplosione o di impatto di veicoli ad alta velocità). Tale aspetto comporta un incremento della resistenza e/o rigidità dei materiali, incremento di cui si può tener conto nella valutazione della robustezza.
- Modelli locali / modelli globali. Lo studio della risposta strutturale si articola di norma su diversi livelli in quanto non è generalmente conveniente da un punto di vista computazionale e di gestione dell'output realizzare un modello unico in grado di cogliere i molteplici aspetti di comportamento di una struttura. Per questo motivo è opportuno realizzare sia dei modelli globali che locali. I primi sono utilizzati per ricavare informazioni di carattere generale come l'andamento delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti in tutta la struttura.

I secondi invece si rivelano necessari per studiare il comportamento in regioni particolari (zone di discontinuità, punti di applicazione del carico, zone di concentrazione degli sforzi, nodi, connessioni, ecc...). L'utilizzo di modelli locali diviene inoltre fondamentale nello studio del comportamento di particolari costruttivi di cui non si hanno a disposizione prove sperimentali: lo studio dettagliato di una connessione trave-colonna fra membrature metalliche può ad esempio essere trasformato in una semplice link non-lineare da utilizzare nel modello globale la cui legge momento-rotazione viene ricavata dal modello locale.

6.1.2 Tipologie di analisi

Il danneggiamento locale e/o il collasso di un elemento può determinare il passaggio dalla configurazione originale a quella danneggiata in maniera repentina, generando quindi degli effetti dinamici che possono essere presi in considerazione in diversi modi a seconda del tipo di analisi scelto. Occorre sottolineare che in seguito a tale evento, nella struttura possono nascere spostamenti (e conseguentemente deformazioni) tali da superare il limite elastico dei materiali. Lo sconfinamento in campo plastico consente di dissipare una parte dell'energia rilasciata in seguito alla rimozione, mitigando così gli effetti dinamici.

Di seguito sono elencate le tipologie di analisi che si possono eseguire:

- a. Analisi statiche-lineari: sebbene la risposta strutturale in seguito a danneggiamenti e/o collassi locali e alla conseguente redistribuzione dei carichi sia di tipo dinamico-non lineare, è in alcuni casi possibile valutare il comportamento strutturale utilizzando analisi statiche elastiche incrementando gli effetti per mezzo di un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico. Questo tipo di analisi ha il vantaggio di poter essere effettuata anche con i programmi più semplici ed essere gestita anche dai progettisti meno esperti. In ogni caso, attraverso questo approccio il progettista non ha la possibilità di prendere in considerazione diversi effetti dovuti a:
 - redistribuzione delle sollecitazioni;
 - effetti P-delta (non linearità geometrica);
 - caratteristiche non lineari dei materiali;
 - effetto catenaria/membranale.

L'utilizzo di questo tipo di analisi nell'ambito della valutazione della robustezza strutturale conduce generalmente ad una soluzione eccessivamente approssimata e per questo motivo dovrebbe essere limitato esclusivamente a strutture molto semplici; nelle altre situazioni è più opportuno ricorrere ai metodi di progettazione indiretti.

- b. Analisi statiche-non lineari: la presa in conto della non linearità geometrica dovuta alle grandi deformazioni che la struttura subisce a seguito di danneggiamenti e/o collassi locali, consente di cogliere in modo adeguato l'effetto catenaria e/o l'effetto membranale degli orizzontamenti. Il progettista deve comunque valutare l'entità degli sforzi che queste configurano, confrontandola con la capacità portante degli elementi coinvolti (travi e solette) e delle loro connessioni con gli altri elementi.

In questo tipo di analisi, riveste particolare importanza la scelta del tipo di comportamento da associare ai materiali e la simulazione del comportamento non lineare delle connessioni (nodi); in genere è opportuno sviluppare modelli locali per valutare le scelte più opportune. Inoltre, particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui possano sorgere problemi legati alla dipendenza dei risultati dalla mesh utilizzata.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici, questi in genere possono essere tenuti in considerazione utilizzando un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico.

- c. Analisi dinamiche-lineari: questo tipo di analisi permette di tenere in conto gli effetti dinamici collegati al danneggiamento/collasso locale, tuttavia non consente di apprezzare gli effetti legati alla non linearità del problema.

- d. Analisi dinamiche-non lineari: costituiscono la tipologia di analisi più completa ed adatta per simulare il problema. Il calcolo viene in genere eseguito utilizzando modelli tridimensionali, non lineari, in condizioni di grandi deformazioni e tenendo conto del comportamento in fase transitoria. Tuttavia, non tutti i programmi di calcolo sono in grado di effettuare questo tipo di studio. A causa della complessità e del grande numero di parametri coinvolti, questo tipo di analisi può essere svolta solo da progettisti esperti.

Si deve tenere in conto anche l'onere in termini computazionali che queste modellazioni comportano, soprattutto nel caso di grandi strutture.

Per quanto riguarda il coefficiente di amplificazione dinamica da utilizzare nelle analisi statiche per le tipologie più frequenti si può far riferimento alla Tabella 6-1 nella quale si indica con θ_p la capacità di rotazione plastica (rispetto alla corda) dell'elemento/componente/connessione e con θ_y la corrispondente rotazione (sempre rispetto alla corda) allo snervamento. Nella valutazione del rapporto θ_p/θ_y occorre fare riferimento al più piccolo valore fra gli elementi/componenti/connessioni che sono interessate da un comportamento non-lineare (DoD, 2016).

Tabella 6-1 – Coefficiente di amplificazione dinamica in funzione della tipologia strutturale (DoD, 2016)

Materiale	Tipologia strutturale	Coeff. amplif. dinamica
Acciaio	Strutture intelaiate	$1.08 + 0.76/(\theta_p/\theta_y + 0.83)$
Calcestruzzo armato	Strutture intelaiate	$1.04 + 0.45/(\theta_p/\theta_y + 0.48)$
	Strutture a pareti	2.0
Muratura	Strutture a pareti	2.0
Legno	Strutture a pareti	2.0
Profili in acciaio piegati a freddo		2.0

6.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO GETTATE IN OPERA

Le costruzioni di calcestruzzo armato gettate in opera presentano una serie di caratteristiche favorevoli nei confronti della risposta ad eventi eccezionali e/o estremi:

- la continuità strutturale (e la conseguente ridondanza) può essere facilmente ottenuta;
- sebbene il comportamento del calcestruzzo in compressione non presenti sufficienti caratteristiche di duttilità, utilizzando idonei dettagli costruttivi si può facilmente ottenere un comportamento duttile di sezioni e membrature soggette a flessione;
- la dimensione delle colonne le rende meno suscettibili all'instabilità anche nel caso di perdita di un singolo vincolo di piano;
- l'elevata massa della struttura ne incrementa la risposta alle esplosioni in quanto la massa stessa è sovente mobilitata dopo che l'onda d'urto dell'esplosione ha già subito riduzioni significative.

Per contro: la massa della struttura rende talvolta difficoltoso ottenere un adeguato comportamento a seguito di danneggiamenti locali rilevanti in quanto la forza che deve essere veicolata su un percorso alternativo risulta elevata; i meccanismi resistenti di tipo fragile (quali taglio, torsione, ancoraggi e sovrapposizione delle armature) possono impedire lo sviluppo dei meccanismi duttili.

Riguardo a quest'ultimo effetto, i meccanismi fragili dovranno quindi essere evitati utilizzando un approccio di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze in modo del tutto analogo ai metodi di progetto utilizzati in presenza di azioni di tipo sismico.

6.2.1 Collapsi in edifici di calcestruzzo armato

La letteratura scientifica fornisce numerosi esempi di collassi in edifici di c.a. dovuti ad azioni eccezionali. In molte situazioni, tipicamente quando le strutture non erano state inizialmente concepite e progettate nei riguardi delle azioni sismiche, il collasso è avvenuto a causa di tale evento. Non mancano tuttavia casi di collassi dovuti anche ad altre azioni come riportato nei seguenti esempi.

Un primo e importante caso di collasso di edificio di calcestruzzo armato gettato in opera è quello del Murrah Federal Building (MFB) che è stato il principale obiettivo dell'esplosione avvenuta nel 1995 a Oklahoma City. L'edificio era costituito da nove piani fuori terra con dimensioni in pianta pari a 67 m × 30 m. La struttura dell'edificio era a telaio di calcestruzzo armato ordinario gettato in opera con pilastri, travi e piastre monodimensionali. La pianta strutturale con la posizione dei pilastri e la nomenclatura degli stessi è rappresentata in Figura 6-1.

Il sistema resistente alle azioni orizzontali era costituito da pareti di taglio di calcestruzzo posizionate sul lato sud dell'edificio in corrispondenza di scale ed ascensori. Il lato nord dell'edificio era invece caratterizzato da una facciata completamente vetrata in corrispondenza della fila G di pilastri (Figura 6-1 e Figura 6-2).

L'esplosione è avvenuta proprio in corrispondenza del lato nord dell'edificio in prossimità del pilastro G20. Alcune analisi hanno stimato che l'esplosione corrispondesse alla detonazione di circa 1800 kg di TNT.

Secondo alcuni autori (Sozen et al., 1998) l'esplosione ha causato il collasso del pilastro G20 e il successivo collasso a taglio delle colonne G16 e G24. A causa della perdita di questi tre appoggi intermedi, la trave che supportava la porzione superiore dell'edificio sul lato ovest è giunta a rottura causando un fenomeno di collasso progressivo e sproporzionato (Figura 6-2 e Figura 6-3). Tale ipotesi di collasso sembra essere condivisa da numerosi autori (FEMA, 1996; Kazemi-Moghaddam, 2015), anche se alcuni sostengono che tale collasso non possa essere stato attivato esclusivamente dal collasso del Pilastro G20 ma che a tale collasso debba essere associato un danno iniziale maggiore, specialmente se si considera l'attivazione di meccanismi resistenti alternativi, come azione di catenaria nelle travi e comportamento a trave *Vierendeel* del sistema a telaio dei piani superiori (Kazemi-Moghaddam, 2015).

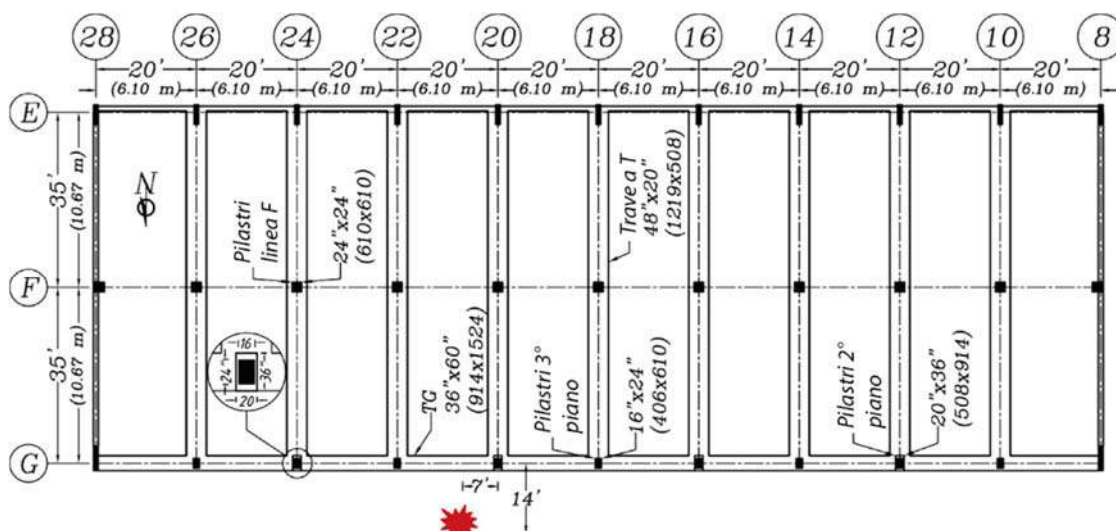


Figura 6-1 – Pianta dell'edificio con griglia dei pilastri e posizione della carica esplosiva (riadattata da Kazemi-Moghaddam, 2015)



Figura 6-2 – Vista aerea dell'edificio e della parete vetrata sul lato nord a seguito del collasso (da https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Murrah_Building_-_Aerial.jpg)



Figura 6-3 – Vista ravvicinata dell’edificio a seguito del collasso (da <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Oklahomacitybombing-DF-ST-98-01356.jpg>)

Un secondo esempio di collasso di edificio di c.a. è quello che il 25 gennaio 1971 ha coinvolto due terzi di un condominio di 16 piani in fase di costruzione a Boston, nel Massachusetts. La struttura dell’edificio era quasi completamente ultimata all’epoca del collasso. L’edificio era costituito da piastre di solaio gettate in opera e da un nucleo centrale per l’ascensore (Figura 6-4). Le piastre di solaio avevano uno spessore di 190 mm eccezion fatta per alcune campate in prossimità dell’ascensore e delle scale caratterizzate da uno spessore di 230 mm. Come riportato da King e Delatte, (2003), il collasso della copertura per punzonamento ha innescato un collasso progressivo e sproporzionato fino al seminterrato. Fortunatamente, il collasso è avvenuto abbastanza lentamente consentendo alla maggior parte degli operai di mettersi in salvo facendo così registrare un numero limitato di vittime.

La commissione creata per stabilire le cause del collasso concluse che il collasso non sarebbe avvenuto se la costruzione fosse stata conforme al progetto, evidenziando numerose carenze sia nelle procedure di costruzione sia nella qualità dei materiali impiegati. Le cause principali del collasso per punzonamento sono ascrivibili ai seguenti fattori: a) l’inadeguato puntellamento della piastra del solaio di copertura e b) la bassa resistenza del calcestruzzo. Quest’ultima era in parte dovuta ad una bassa qualità dell’agglomerato e in parte all’inadeguata protezione nei confronti del clima freddo durante la fase di maturazione del calcestruzzo.

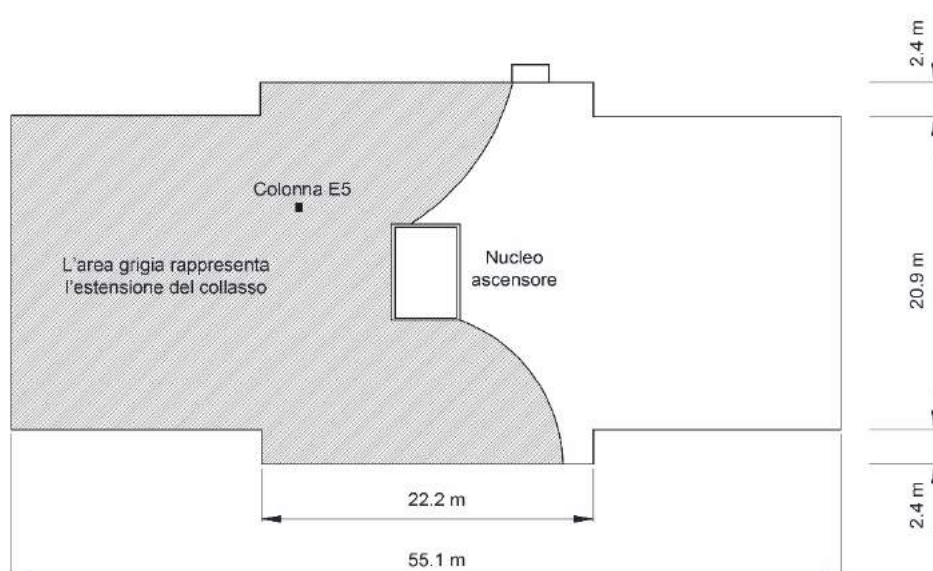


Figura 6-4 – Estensione del collasso nell'edificio in costruzione a Boston nel Massachusetts (riadattata da King e Delatte, 2003)

Un terzo esempio di collasso parziale che ha interessato un edificio di c.a. è quello tristemente noto che ha coinvolto la Casa dello Studente durante il terremoto dell'L'Aquila il 6 aprile 2009 (Mulas et al., 2013; Mulas e Martinelli, 2017). L'edificio fu progettato nei primi anni '60, ed era caratterizzato da due piani interrati e cinque piani fuori terra con struttura intelaiata. In pianta l'edificio era costituito da tre corpi come raffigurato in Figura 6-5. Il crollo ha interessato l'ala nord, dove tutte le colonne al piano terra e tre colonne, situate all'interfaccia con le altre ali, sono collassate lungo tutta la loro altezza (Figura 6-6). Il crollo è per lo più ascrivibile all'errata concezione strutturale caratterizzata da una grossolana sottostima, nella procedura di progettazione, delle forze sismiche agenti nella direzione Nord-Sud. La capacità globale degli elementi strutturali (telai) disposti nella direzione N-S era infatti inferiore alla metà della capacità degli elementi strutturali disposti lungo la direzione ortogonale.

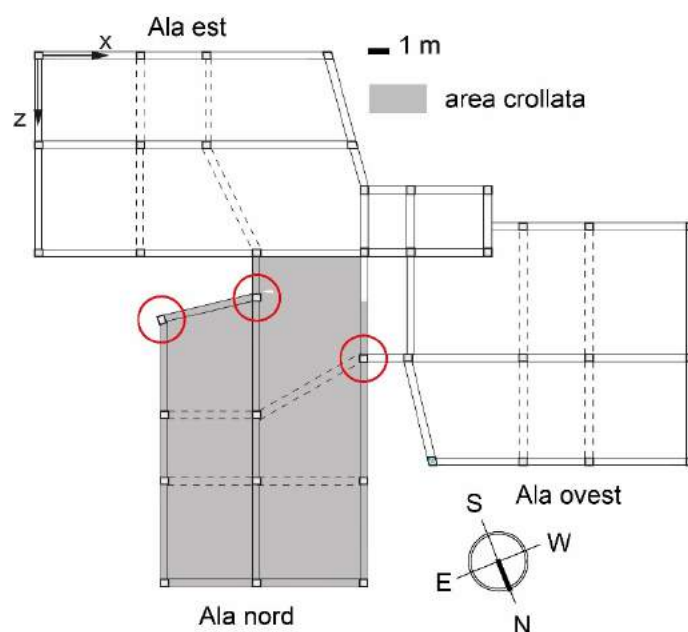


Figura 6-5 – Vista in pianta dell'edificio con indicazione della porzione di struttura crollata. Le colonne crollate sull'intera lunghezza sono indicate con un cerchio rosso



Figura 6-6 – Casa dello Studente prima della demolizione dell'ala crollata: a) meccanismo di piano debole nell'ala nord; b) Collasso delle colonne all'interfaccia tra l'Ala Nord (destra) e le rimanenti (sinistra e posteriore). (riadattata da Mulas e Martinelli, 2017)

6.2.2 Percorsi alternativi dei carichi ed effetti membranali negli edifici di CA

Gli effetti membranali contribuiscono significativamente alla definizione della robustezza strutturale degli elementi di calcestruzzo armato quali, per esempio, travi e piastre.

Per il calcolo della robustezza strutturale risulta quindi fondamentale considerare le riserve di resistenza dovute agli sforzi membranali al fine di evitare strategie di rinforzo (per strutture esistenti) o di progettazione (per strutture nuove) eccessivamente conservative.

Si ricorda infatti che la robustezza strutturale viene spesso progettata studiando percorsi di carico alternativo, quali ad esempio quelli che coinvolgono gli sforzi di tipo membranale. La dipendenza degli sforzi membranali dai parametri geometrici e meccanici è stata esplorata durante gli anni variando le condizioni al contorno, lo spessore delle piastre, le armature a flessione e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Gli sforzi membranali di compressione e di trazione dipendono in particolare da alcuni parametri meccanici fondamentali quali la luce dell'elemento inflesso, l'altezza della sezione trasversale e la percentuale geometrica di armatura.

6.2.2.1 Travi di calcestruzzo armato: effetti membranali

Il cosiddetto effetto membranale consiste nell'instaurarsi, in elementi tipo trave, di un regime di sforzi assiali e, in elementi tipo piastra, di un regime di sforzo radiale e tangenziale con conseguente effetto benefico nei confronti della resistenza degli elementi inflessi. La Figura 6-7 evidenzia come il benefico effetto degli sforzi membranali possa essere sfruttato non solo in occasione di un evento accidentale quale la rimozione di una colonna, Figura 6-7b, ma in occasione di applicazioni di carichi superiori a quelli previsti in fase progettuale per la struttura, Figura 6-7a.

In particolare Figura 6-7a riporta l'esempio di un solaio continuo soggetto a carichi applicati distribuiti, q , variabili e condizioni vincolari che rimangono immutate nello sviluppo temporale dello scenario di rischio. La Figura 6-7b riporta invece l'esempio della rimozione di una colonna in un solaio continuo. La Figura 6-7c illustra qualitativamente, per entrambi i casi riportati in Figura 6-7, la risposta strutturale in termini di grafico carico distribuito (q) – inflessione (f) del solaio. Dalla Figura 6-7c si evince che la risposta della struttura, ottenuta senza tenere conto degli effetti membranali e della non linearità geometrica, si discosta dalla risposta della struttura ottenuta considerando tali effetti. In particolare, dalla Figura 6-7c si evince che gli effetti membranali e della non linearità geometrica producono un aumento di resistenza nella risposta strutturale.

In elementi di calcestruzzo armato gettati in opera usualmente si osserva lo sviluppo di sforzi membranali di compressione all'insorgere della fessurazione e di sforzi membranali di trazione al plasticizzarsi delle sezioni trasversali. Gli sforzi membranali di compressione possono essere più o meno rilevanti a seconda della snellezza degli elementi strutturali coinvolti nel cinematismo. In generale, gli sforzi membranali possono essere rilevanti nella determinazione della capacità degli elementi strutturali sia nei riguardi dei meccanismi fragili (quali rotture per taglio o punzonamento), sia nei riguardi dei meccanismi duttili (quali rotture a flessione).

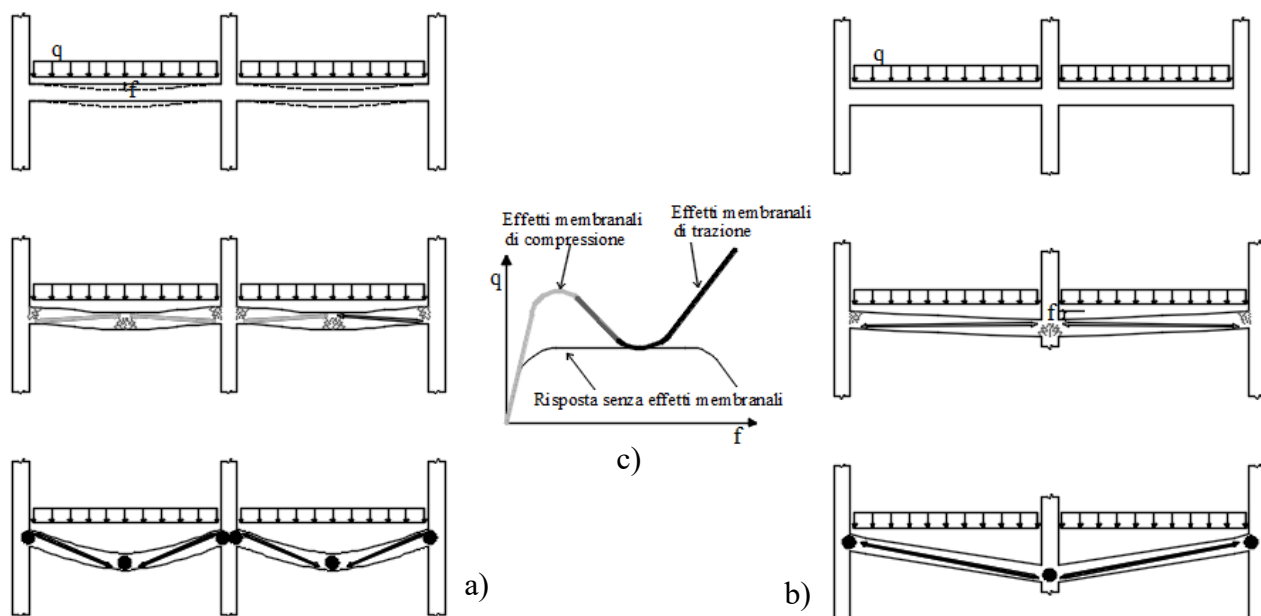


Figura 6-7 – Sforzi membranali negli elementi strutturali

Pertanto nel caso di luci modeste gli sforzi membranali di compressione si attivano già in corrispondenza di ridotti valori di deformazione, mentre nel caso di luci elevate gli sforzi membranali di compressione risultano trascurabili e quelli di trazione contribuiscono significativamente alla resistenza degli elementi inflessi.

Si ricorda inoltre che gli effetti del ritiro e della viscosità, così come lo stato fessurativo pregresso, possono condizionare in modo significativo il valore delle azioni membranali di compressione, anche in funzione dei quantitativi di armatura utilizzati. Al contrario gli sforzi membranali di trazione non dipendono in misura significativa dalle deformazioni del calcestruzzo ma dipendono sensibilmente dalle deformazioni ultime raggiungibili dalle barre d'armatura e dai rapporti geometrici d'armatura. Pertanto è bene ricordare che nel caso di strutture esistenti il degrado endogeno o esogeno, la fessurazione dovuta a carichi pre-esistenti ed altri fenomeni possono alterare significativamente le proprietà meccaniche dei materiali da cui dipendono gli sforzi membranali, per esempio la riduzione della deformazione ultima delle barre d'armatura a causa della corrosione può ridurre fortemente l'effetto "catenaria" in caso di sviluppo di sforzi membranali di trazione (Botte et al., 2015).

Il valore degli sforzi membranali dipende in misura sostanziale dalle condizioni vincolari: la condizione di incastro definisce il limite superiore del valore degli sforzi membranali, che si riducono al ridursi della rigidità del vincolo esterno senza mai esaurirsi totalmente poiché gli sforzi membranali sono presenti anche in elementi privi di vincoli agli spostamenti laterali in virtù della continuità strutturale (Cantone et al., 2016).

6.2.2.1 Piastre di calcestruzzo armato: effetti membranali

Nel caso di solai continui di calcestruzzo armato, Figura 6-8, sebbene l'impedimento degli spostamenti laterali risulti modesto e funzione della rigidità delle colonne, l'effetto membranale risulta di particolare interesse e contribuisce, insieme alla redistribuzione del momento flettente, all'incremento della resistenza a flessione, taglio e punzonamento di tali elementi strutturali.

Lo sforzo membranale si genera nel piano della piastra dopo la fessurazione dell'estradosso della piastra in prossimità della colonna, ovvero in corrispondenza dei massimi valori di momento negativo, Figura 6-8(a), (Belletti et al., 2018). La diversa rigidità della parte di piastra non fessurata rispetto a quella fessurata genera un vincolo alla dilatazione radiale della parte fessurata e pertanto un anello tangenziale di tensione, Figura 6-8(b) auto-equilibrato con uno stato di compressione radiale.

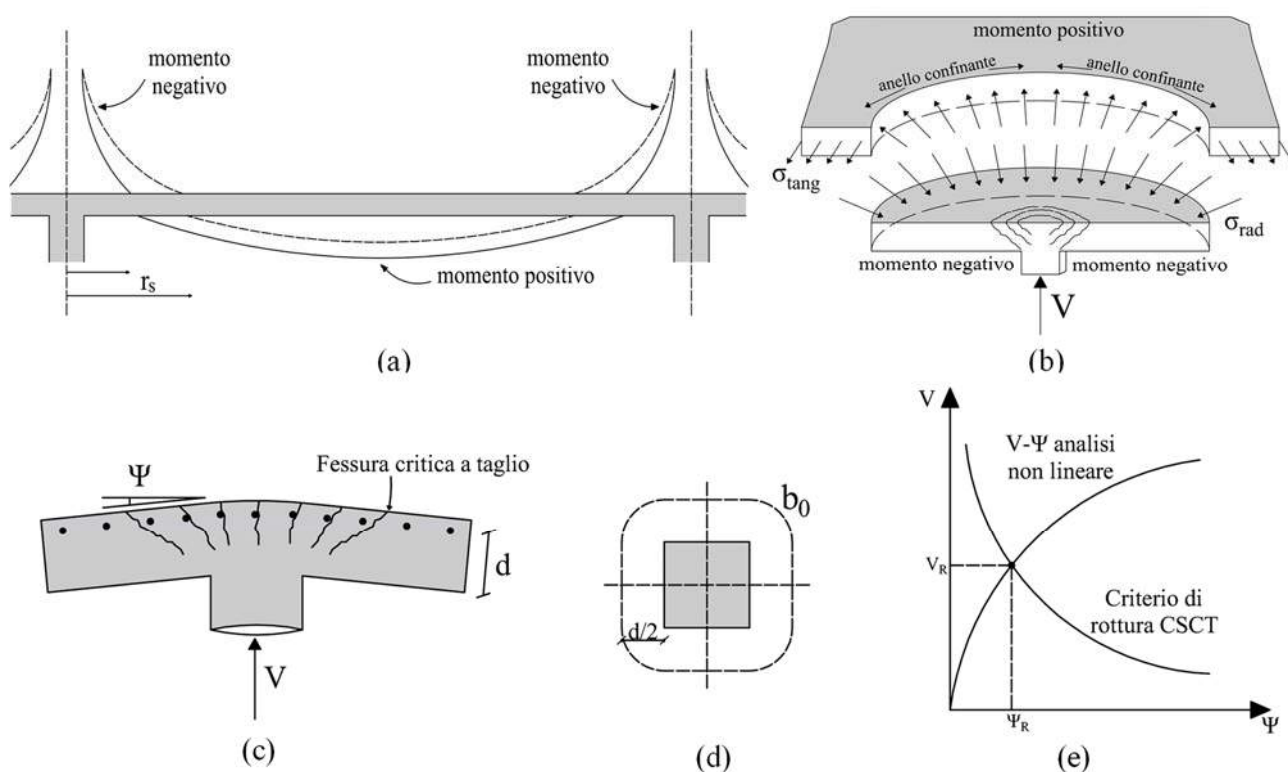


Figura 6-8 - (a) – Diagramma del momento; (b) – sforzi membranali di compressione in prossimità della colonna; (c) rotazione della piastra; (d) perimetro critico; (e) criterio di rottura CSCT (Belletti et al., 2018)

Al paragrafo 8.1 è riportato un esempio di un'analisi ad elementi finiti eseguita su una piastra in c.a. con evidenziati gli effetti membranali.

6.2.2.2 Formulazioni per la valutazione degli effetti membranali

Negli ultimi 50 anni sono state condotte varie campagne sperimentali per indagare l'effetto degli sforzi membranali sugli elementi di calcestruzzo armato ma, a causa della complessità del problema, tuttora questo fenomeno è considerato solo da poche normative (quali, per esempio la normativa Britannica, BD 81/02, 2007).

Il ruolo degli effetti membranali rimane pertanto sconosciuto o quanto meno poco considerato nella pratica professionale ingegneristica, la quale spesso adotta teorie molto conservative.

In realtà, vari studi sia sperimentali che numerici dimostrano che gli effetti membranali possono produrre effetti favorevoli sia nei riguardi della resistenza a flessione che a taglio e punzonamento di piastre continue in c.a. (Gvozdev, 1936; Braestrup, 1980; Vecchio e Collins, 1990).

In generale quindi la presenza di detti sforzi membranali può essere vantaggiosamente utilizzata nell'analisi del comportamento non lineare delle solette da ponte (Taylor et al., 2007; Rankin et al., 1991; Salim e Sebastian, 2003; Belletti et al., 2015; Amir et al., 2016; Rankin e Long, 1997), nelle connessioni pilastri – piastre (Rankin et al., 1987; Belletti et al., 2016), nelle strutture offshore, nelle strutture interrate soggette alla pressione del suolo, nelle piastre soggette a carico d'incendio (Dat e Hai, 2013) e negli elementi soggetti ad una rimozione repentina di una colonna di appoggio (Belletti et al., 2016b; Galmarini, 2014; Botte et al., 2015).

Negli anni '70 parecchi test (Hewitt e Batchelor, 1975) condotti dal Ministero dei Trasporti dell'Ontario hanno permesso di inserire in Highway Bridge Design Code (OMTC, 1979) formulazioni empiriche per tenere conto degli effetti membranali. Nel Regno Unito, Rankin e Long svilupparono un metodo elasto-plastico per valutare l'incremento di resistenza dovuto all'effetto arco per piastre monodimensionali (Taylor et al., 2003). Nel 2002 il British Code ha elaborato una formulazione per considerare una percentuale di armatura aggiuntiva equivalente all'effetto membranale da valutare nel calcolo della resistenza a punzonamento di solette da ponte soggette ad un carico concentrato:

$$V_{Rd,BD81/02} = 1.52 (\varphi + d) d \sqrt{f_{cd}} (100 \cdot \rho_e)^{0.25} \quad (6.1)$$

dove φ è il diametro dell'impronta di carico, d è l'altezza utile della sezione trasversale della piastra, f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo e ρ_e è un rapporto d'armatura equivalente agli effetti membranali, calcolato assumendo che l'armatura della piastra non contribuisca alla resistenza per carico concentrato secondo l'equazione:

$$\rho_e = k \left[\frac{f_{cd}}{240} \right] \left[\frac{h}{d} \right]^2 \quad (6.2)$$

Il coefficiente adimensionale, k , si ottiene come:

$$\varepsilon_c = (-400 + 60f_{cd} - 0.33f_{cd}^2)10^{-6} \quad (6.3)$$

Questa equazione è valida in caso di comportamento elasto-plastico del calcestruzzo fino a resistenze pari a 70 N/mm².

Il parametro k si determina con l'equazione:

$$k = 0.0525 \left(4.3 - 16.1 \sqrt{3.3 \cdot 10^{-4} + 0.1243R} \right) \quad (6.4)$$

con il parametro R adimensionale pari a:

$$R = \frac{\varepsilon_c L_f^2}{h^2} \quad (6.5)$$

essendo L_r metà della luce della piastra.

La normativa Britannica BD81/02 stabilisce varie limitazioni all'uso delle formulazioni precedenti. Per esempio la larghezza della soletta in direzione perpendicolare alla direzione del traffico non deve essere superiore a 3.7 m, la soletta deve avere uno sbalzo di almeno 1 m o ulteriori campate aventi luci di almeno 1m (le luci trasversali della soletta sono definite dalle distanze fra le travi longitudinali) il rapporto fra luce ed altezza utile della soletta non deve superare il valore 15, il minimo rapporto di armatura deve essere pari a 0.3%.

Appare evidente che le ipotesi di base su cui si fondano infatti le formulazioni disponibili in letteratura (come quelle fornite dalla normativa Britannica BD81/02) difficilmente si adattano alla varietà di casi presenti nella pratica ingegneristica. Pertanto risulta sovente più adatto l'utilizzo di analisi non lineari

ad elementi finiti per la valutazione della resistenza flessionale e a taglio di elementi di calcestruzzo armato, utilizzando per le modellazioni elementi beam, membranali, solidi brick o elementi shell.

In ogni caso per una corretta previsione degli effetti membranali è fondamentale disporre di strumenti numerici capaci di imporre le condizioni di equilibrio rispetto alla configurazione deformata della struttura, ovvero capaci di considerare la non linearità geometrica.

La ricerca pertanto si sta orientando da un lato nella direzione di una valutazione delle incertezze di modello associate all'utilizzo di analisi non lineari ad elementi finiti per la valutazione della robustezza strutturale e dall'altro nella calibrazione di modelli ad elementi finiti capaci di cogliere gli aspetti statici e dinamici che caratterizzano gli effetti membranali che intervengono sulla struttura.

In parallelo si studiano infine dei metodi progettuali che permettano un calcolo semplificato da utilizzare nella pratica professionale. A riguardo, in Appendice A viene riportato un metodo semplificato per la valutazione della capacità portante ultima di piastre di c.a. in caso di rimozione improvvisa di una o più colonne. Un esempio numerico che utilizza il metodo esposto in Appendice A è illustrato nel capitolo 8.

6.2.3 Incatenamenti

Come introdotto nel capitolo precedente, si può ottenere un adeguato comportamento nei confronti del collasso sproporzionato disponendo nella struttura idonei incatenamenti atti a garantire un corretto sviluppo dell'effetto membranale a livello di solaio. In particolare, in accordo alla Figura 4-3, e con riferimento ad un edificio a pianta rettangolare, possono essere previsti quattro tipi di incatenamenti (perimetrali di piano, interni di piano, orizzontali fra le colonne o i setti e verticali).

A livello internazionale, le varie normative quantificano gli incatenamenti anche in modo sostanzialmente differente, a dimostrazione del fatto che l'argomento è ancora in fase di sviluppo. Nel seguito si riportano due formulazioni: la prima è relativa alla EN1992-1-1 (CEN 2004), mentre la seconda è relativa alla UFC 4-023-03 (DoD, 2016).

6.2.3.1 Incatenamenti in accordo alla EN1992-1-1

L'Eurocodice 2 (CEN 2004) definisce gli incatenamenti nel punto 9.10 e con riferimento alle notazioni riportate in Figura 6-9.

I quantitativi di armatura che derivano dalle formulazioni sotto riportate devono essere considerati come quantitativi minimi, non aggiuntivi rispetto a quelli calcolati con riferimento alle azioni di progetto non eccezionali.

Da un punto di vista generale, si può osservare che, nella maggior parte dei casi, tali armature risultano piuttosto contenute, e generalmente inferiori rispetto a quelle derivanti da un progetto tradizionale. Simulazioni numeriche in fase di sviluppo lasciano forti dubbi sulla capacità di tali armature di scongiurare un collasso sproporzionato tramite l'attivazione di un comportamento a catenaria.

Incatenamenti perimetrali. Deve essere previsto un incatenamento perimetrale continuo ad ogni piano (inclusa la copertura) entro una fascia di 1.2 m dal bordo del piano, in grado di resistere ad una forza di trazione:

$$F_{per} = 10 \text{ kN/m} \times L \leq 70 \text{ kN} \quad (6.6)$$

essendo L la lunghezza della campata finale in metri. Gli stessi incatenamenti devono essere previsti anche lungo il bordo di eventuali aperture interne (quali atri, cortili, ecc).

Incatenamenti interni. Devono essere previsti incatenamenti interni continui ad ogni piano (inclusa la copertura) disposti in due direzioni approssimativamente perpendicolari; tali incatenamenti devono essere efficacemente ancorati agli incatenamenti perimetrali ad entrambe le estremità, in modo tale da assicurare il trasferimento delle forze, a meno che non proseguano come incatenamenti di muri o

pilastrì. Gli incatenamenti interni devono essere in grado di sopportare una forza di trazione in ciascuna direzione

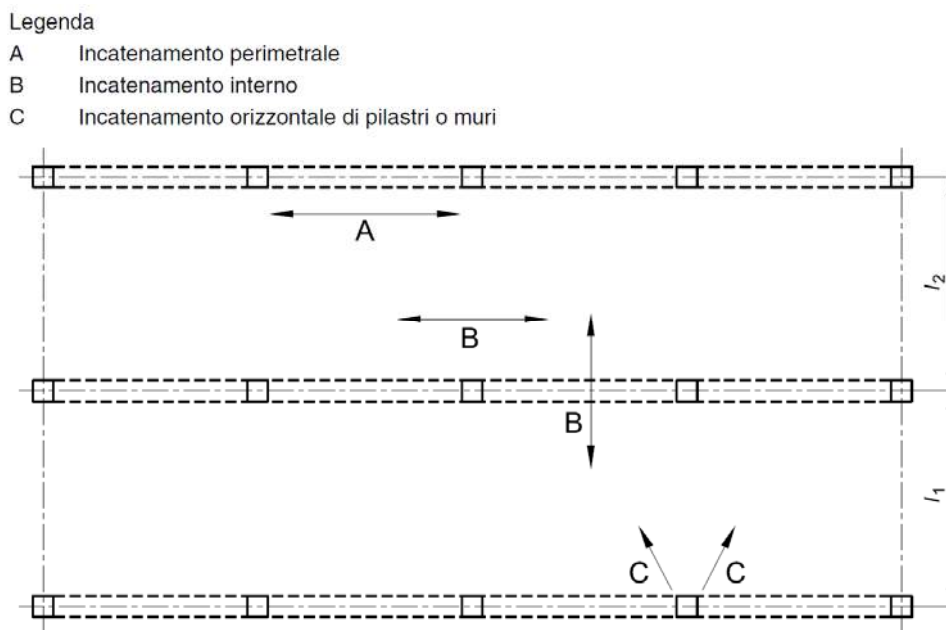


Figura 6-9 – Definizione degli incatenamenti di piano (CEN 2004)

$$F_{int} = 20 \text{ kN/m} \quad (6.7)$$

In solai senza massetto dove non è quindi possibile distribuire gli incatenamenti trasversalmente all'orditura del solaio stesso, gli incatenamenti trasversali possono essere raggruppati lungo le travi e/o i rompitratta; in questo caso la forza di trazione che dovrà essere assorbita dall'incatenamento sarà pari a

$$F_{int} = 20 \text{ kN/m} \times 0.5 \times (L_1 + L_2) \leq 70 \text{ kN/m} \quad (6.8)$$

essendo $L_1 + L_2$ le luci (in metri)-delle campate di solaio poste sui lati della trave e/o rompitratta.

Incatenamenti orizzontali di pilastrì e/o muri. Devono essere previsti incatenamenti orizzontali alla struttura dei pilastrì di bordo e dei muri ad ogni piano (inclusa la copertura). Tali incatenamenti devono essere in grado di sopportare una forza di trazione a metro orizzontale di facciata pari a 20 kN/m; per i pilastrì non occorre che la forza sia maggiore di 150 kN.

Per i pilastrì di angolo tale incatenamento dovrà essere previsto in entrambe le direzioni, con la possibilità di utilizzare l'incatenamento perimetrale come incatenamento orizzontale.

Incatenamenti verticali. Negli edifici gettati in opera, gli incatenamenti verticali sono garantiti dalla continuità delle armature longitudinali delle colonne, per cui non è necessaria armatura specifica aggiuntiva.

Le precedenti forze possono essere assorbite considerando la resistenza caratteristica delle armature (coefficienti parziali uguali ad 1.0).

Infine, se l'edificio è diviso in più corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, i precedenti incatenamenti devono essere previsti in modo indipendente su ciascun corpo.

6.2.3.2 Incatenamenti in accordo alla UFC 4-023-03

In aggiunta alle formulazioni sopra riportate, vengono proposte anche le relazioni fornite dal Dipartimento della Difesa degli Stati Uniti d'America. Si può osservare come le armature derivanti da tale approccio, applicabile a strutture intelaiate aventi almeno 4 campate per ogni direzione, risultino superiori a quelle fornite nel precedente paragrafo, comportando nella maggior parte delle situazioni un incremento di armatura rispetto alla progettazione per le azioni di progetto non eccezionali.

Nel capitolo 3 delle UFC vengono definiti i quantitativi di incatenamenti da rispettare per assicurare un livello minimo di continuità, duttilità e ridondanza dell'intera struttura.

Nello specifico, il documento stabilisce che per calcolare il quantitativo minimo di armatura da disporre, il progettista deve innanzitutto definire il carico di piano w_F attraverso la seguente relazione:

$$w_F = 1.2D + 0.5L \quad (6.9)$$

dove D indica il carico permanente e L il carico variabile. Nell'ambito delle presenti raccomandazioni w_F può essere sostituito con il carico uniformemente distribuito relativo alla condizione di carico accidentale pertinente.

Incatenamenti perimetrali. Deve essere previsto un incatenamento perimetrale continuo ad ogni piano (inclusa la copertura) entro una fascia di 1.0 m dal bordo del piano, in grado di resistere ad una forza di trazione:

$$F_p = 6w_F L_1 L_p + 3W_c \quad (6.10)$$

dove w_F è il carico di piano definito in precedenza; L_1 nel caso di incatenamenti perimetrali posti sul bordo dell'edificio è rappresentato dall'interasse maggiore tra le colonne nella direzione in considerazione, mentre nel caso di incatenamenti perimetrali posti in corrispondenza di aperture è pari alla lunghezza della campata in cui si trova l'apertura, nella direzione in considerazione; L_p è pari a 1.0 m; W_c è pari a 1.2 x il carico permanente dovuto alla presenza del tamponamento nel tratto di lunghezza L_1 (in cui 1.2 è il fattore di sicurezza associato al carico). Nell'ambito delle presenti raccomandazioni W_c può essere sostituito con il carico relativo al tamponamento valutato nella condizione di carico accidentale pertinente.

Incatenamenti interni. Deve essere previsto un incatenamento interno continuo ad ogni piano (inclusa la copertura) entro una fascia di 1.0 m dal bordo del piano, in grado di resistere ad una forza di trazione:

$$F_i = 3w_F L_1 \quad (6.11)$$

dove w_F è il carico di piano definito in precedenza; L_1 è rappresentato dall'interasse maggiore tra le colonne che sorreggono due piani adiacenti nella direzione in considerazione.

Incatenamenti verticali. Negli edifici gettati in opera, gli incatenamenti verticali sono garantiti dalla continuità delle armature longitudinali delle colonne, per cui non è necessaria armatura specifica aggiuntiva. Gli incatenamenti devono avere una resistenza a trazione di progetto almeno pari al più grande tra gli sforzi trasferiti in direzione verticale da una delle colonne, tale carico può essere ottenuto moltiplicando il carico di piano w_F per l'area di competenza della colonna.

6.2.4 Comportamento strutturale nei riguardi della rimozione di un pilastro

Il comportamento strutturale di edifici intelaiati di calcestruzzo armato soggetti ad uno scenario di rimozione di un elemento verticale portante può essere descritto con riferimento a varie fasi in funzione dello spostamento verticale che può essere mobilitato in corrispondenza della sezione in cui avviene la rimozione della colonna.

Le varie fasi sono di seguito descritte con riferimento alla prova sperimentale riportata in Figura 6-10 (Lew et al., 2011), rappresentativa di un telaio bidimensionale di calcestruzzo armato soggetto alla rimozione di una colonna non di bordo. Il prototipo è soggetto ad uno spostamento imposto in corrispondenza del punto P1, a simulare la relativa perdita della colonna.

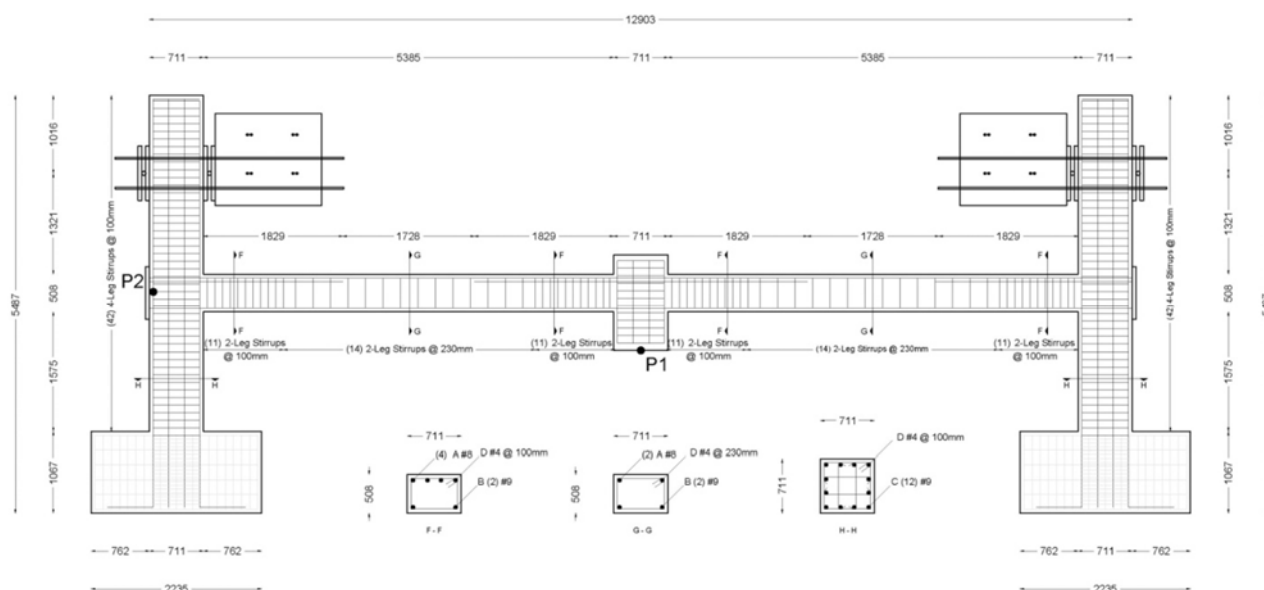


Figura 6-10 – Elemento soggetto a prova sperimentale

Il comportamento sperimentale è rappresentato in Figura 6-11, in termini di forza applicata al punto P1 (Figura 6-11a) e di spostamento orizzontale del punto P2 (Figura 6-11b) in funzione dello spostamento verticale imposto al punto P1. L'analisi del comportamento sperimentale permette di individuare tre differenti fasi.

La prima fase (tratto OA) è relativa ad un comportamento flessionale della trave e termina con la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle connessioni trave - colonna (raggiungimento del momento plastico negativo nella trave in corrispondenza delle colonne laterali, momento plastico positivo in corrispondenza della colonna centrale rimossa). In tale fase, il punto P2 è soggetto ad uno spostamento orizzontale negativo (verso l'esterno) a causa della fessurazione della trave che ne comporta un incremento di lunghezza; essendo tale incremento di lunghezza limitato dalla rigidità della colonna, la trave risulta compressa con conseguente aumento del momento di plasticizzazione.

La fase successiva (tratto AB) è caratterizzata da un tratto di softening con diminuzione della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1. Si può osservare come lo spostamento orizzontale del punto P2 inizi a cambiare verso annullandosi in corrispondenza del punto B. In tale fase lo sforzo di compressione nella trave diminuisce fino ad azzerarsi.

L'ultima fase (tratto BC) è caratterizzata da un nuovo aumento della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1. Si può osservare come lo spostamento orizzontale del punto P2 diventi positivo (verso l'interno) e conseguentemente la trave risulti tesa. In tale fase il carico viene portato dalla trave con una combinazione di effetto flessionale e di un effetto catenaria dall'armatura continua presente nella trave. L'effetto catenaria diventa via via più grande al crescere dello spostamento verticale del punto P1.

Ovviamente, affinché l'effetto catenaria si possa instaurare, occorre che sia presente un'armatura continua fra le colonne ai lati di quella rimossa dall'evento eccezionale e/o estremo; in caso contrario il massimo carico sopportabile dalla struttura sarà quello corrispondente al solo comportamento flessionale (punto A).

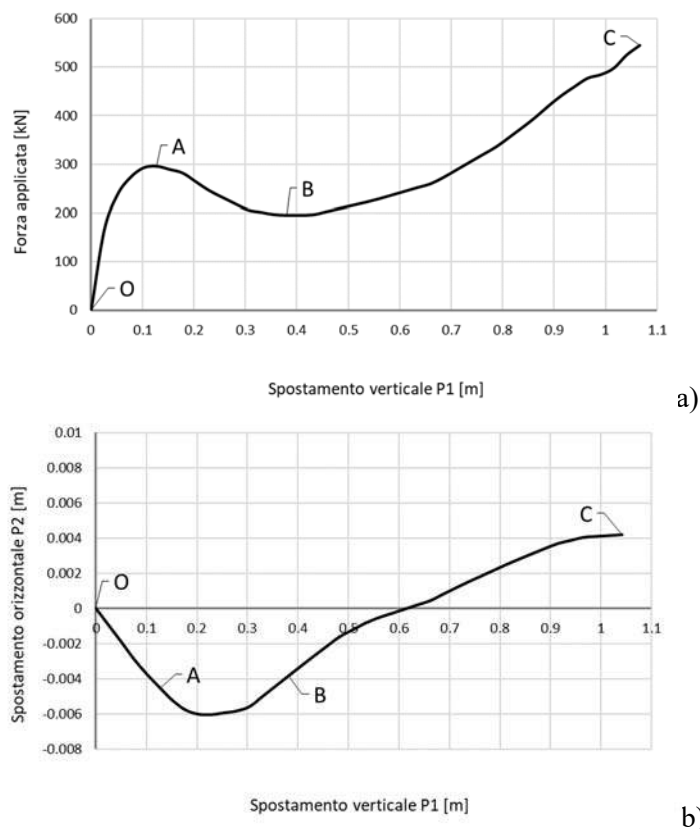


Figura 6-11 – Evoluzione del comportamento sperimentale: comportamento flessionale (tratto OA), ramo di softening (tratto AB), sviluppo dell'effetto catenaria (tratto BC)

Occorre sottolineare che il comportamento sopradescritto trascura qualunque contributo offerto dagli elementi strutturali perpendicolari al piano del telaio, quali le travi concorrenti nel punto P1 ed i solai. Il carico massimo relativo alla struttura che attiva il comportamento flessionale $P_{MAX,FL}$ (punto A) e quello corrispondente al comportamento a catenaria $P_{MAX,CAT}$ (punto C) possono essere, con opportune ipotesi semplificative, facilmente calcolati con un approccio puramente plastico come descritto nel paragrafo 6.2.5.

6.2.5 Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro

Con riferimento al comportamento descritto nel paragrafo precedente è possibile, con opportune ipotesi semplificative basate su un comportamento puramente flessionale o puramente membranale, stimare la capacità portante di un sistema strutturale intelaiato nel caso di una rimozione accidentale di un elemento verticale.

In particolare, con riferimento alla simbologia rappresentata in Figura 6-12, il carico massimo per comportamento puramente flessionale (punto A di Figura 6-11a) può essere stimato con la seguente espressione:

$$P_{MAX,FL} = \frac{2(M_{PL}^+ + M_{PL}^-)}{L} \quad (6.12)$$

dove M_{PL}^+ e M_{PL}^- sono i momenti plastici della trave in corrispondenza della connessione con la colonna rispettivamente per momento positivo e momento negativo.

Nell'ipotesi di trascurare, a favore di sicurezza, l'armatura compressa nella trave, i momenti plastici possono essere approssimativamente calcolati come:

$$M_{PL}^+ = 0.9A_s^+ f_y d \quad (6.13)$$

$$M_{PL}^- = 0.9A_s^- f_y d \quad (6.14)$$

dove A_s^+ e A_s^- sono le armature tese della trave in corrispondenza della connessione con la colonna, rispettivamente per momento positivo e momento negativo, d è l'altezza utile della trave, f_y è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale.

Una migliore approssimazione potrebbe essere ottenuta considerando, nella valutazione dei momenti plastici, non solo l'eventuale armatura presente in zona compressa, ma anche l'incremento corrispondente alla contemporanea presenza di uno sforzo normale che, come descritto nei paragrafi precedenti risulta di compressione. Peraltro, tale sforzo di compressione, dovuto all'allungamento della linea d'asse della trave conseguente alla fessurazione, risulta di difficile valutazione, almeno nell'ambito di un approccio semplificato quale quello qui descritto.

Per quanto riguarda il comportamento a catenaria (punto A di Figura 6-11a), il massimo carico sopportabile può essere valutato come:

$$P_{MAX.CAT} = 2 \frac{\delta}{L} A_{s,cont} f_t = 2\theta_u A_{s,cont} f_t \quad (6.15)$$

dove δ e θ_u sono rispettivamente la capacità di spostamento del punto ove è stata eliminata la colonna e la capacità di rotazione della trave (vedi Figura 6-12), $A_{s,cont}$ è l'armatura continua sulla lunghezza di trave $2L$ e f_t è la tensione di rottura dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale.

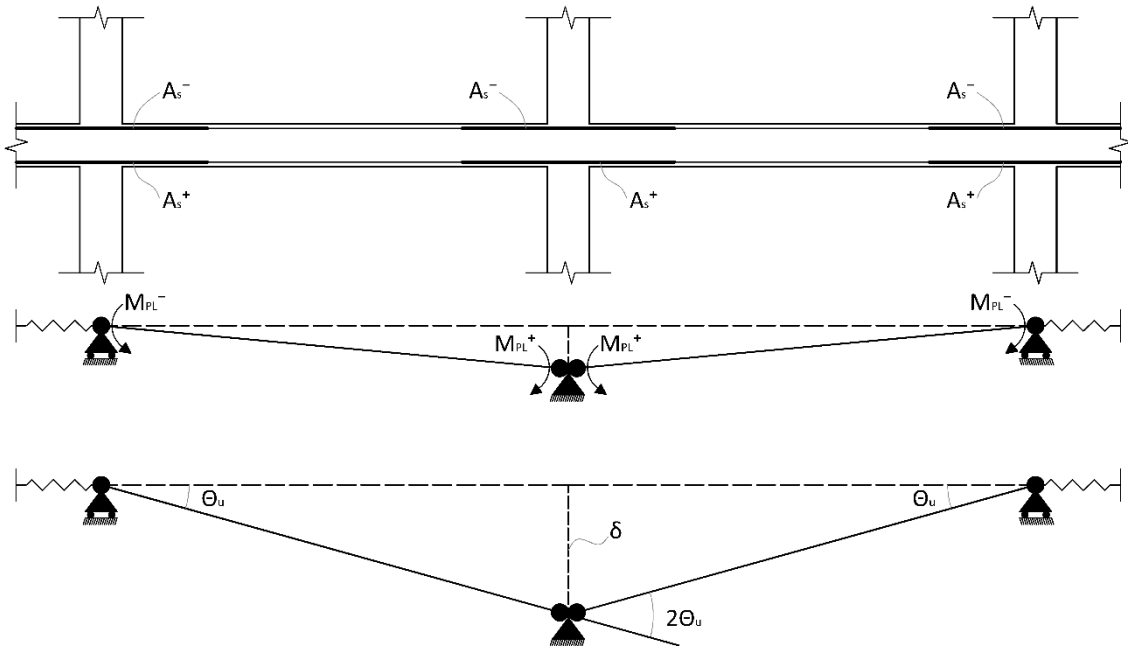


Figura 6-12 – Simbologia adottata

Per la valutazione della rotazione θ_u si dovrà fare riferimento a valori sperimentali ricavati in situazioni riconducibili a quelle in oggetto. A tal proposito è da sottolineare che le formulazioni ad oggi disponibili fanno riferimento, nella totalità dei casi ad elementi presso-inflessi o al più semplicemente inflessi, mentre nella situazione rappresentata in Figura 6-12 è presente uno sforzo normale di trazione.

Nell'ipotesi (ad oggi tutta da confermare) che le formulazioni valide in presso-flessione siano estendibili alle situazioni di tenso-flessione, la rotazione θ_u può essere valutata con la seguente relazione (EN 1998-3):

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \phi_u L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_V} \right) \quad (6.16)$$

Dove γ_{el} è un coefficiente di sicurezza che può essere assunto pari a 1.0, ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo (tenuto conto del confinamento e dello sforzo normale di trazione presente) e dell'acciaio, L_V è la luce di taglio e L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0.1 L_V + 0.17 h + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6.17)$$

dove h è l'altezza della sezione, d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali, f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa) ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale.

Affinché il comportamento a catenaria si possa instaurare è necessario che il progettista si assicuri che il conseguente sforzo di trazione sia compatibile con la porzione della struttura fuori dalla zona danneggiata. Tale situazione risulta particolarmente problematica per le colonne di bordo, e di spigolo in corrispondenza delle quali la possibilità di sviluppo del meccanismo deve essere attentamente valutata.

Infine il comportamento a catenaria rappresenterà un effettivo incremento di resistenza rispetto al comportamento flessionale, solo nel caso in cui sarà $P_{MAX.CAT} \geq P_{MAX.FL}$.

6.3 COSTRUZIONI PREFABBRICATE DI CALCESTRUZZO ARMATO

6.3.1 Premessa

Le costruzioni prefabbricate di calcestruzzo armato prevedono la realizzazione di elementi strutturali e non mediante processi industrializzati e l'assemblaggio degli stessi in opera. Può essere previsto anche il completamento in opera delle strutture con armature e getti integrativi. L'evoluzione della prefabbricazione (spesso chiamata industrializzazione edilizia, specie quanto riguarda anche la realizzazione di elementi non strutturali) ha seguito differenti approcci nei vari paesi. In Italia e nei paesi del Mediterraneo, ad esempio, è tipico l'utilizzo di schemi strutturali di tipo isostatico, con collegamenti meccanici in opera di elementi monolitici, mentre nei paesi anglosassoni gli schemi strutturali prevedono solitamente la realizzazione industrializzata solo parziale della struttura ed il completamento in opera.

Inoltre, l'evoluzione negli anni della tecnologia della prefabbricazione e della qualità dei materiali ha portato alla realizzazione di tipologie strutturali via via più sofisticate, in grado di superare luci di dimensione crescente. Per un inventario delle tipologie più ricorrenti in Italia si rimanda a Reluis (2008). Le tipologie più comuni sono anche riportate in Figura 6-13. Le strutture si differenziano non solo per la geometria delle travi utilizzate, ma anche per la tipologia dei elementi utilizzati per la copertura o i solai. Gli elementi sono tipicamente in appoggio sulle travi, e in alcuni casi si prevede la realizzazione di una soletta integrativa armata che collega gli elementi di solaio conferendo rigidità e resistenza nel piano.

Nelle strutture prefabbricate con schema isostatico, la mancanza di ridondanza strutturale rappresenta chiaramente un potenziale limite alla robustezza strutturale. I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, pertanto, giocano un ruolo fondamentale nell'assicurare alla struttura la capacità di limitare i danni nel caso di eventi eccezionali e/o estremi. Per questo motivo, strutture prefabbricate non progettate con criteri di tipo antisismico, e quindi senza collegamenti meccanici tra gli elementi, si sono rivelate particolarmente vulnerabili nel caso di azioni sismiche.

Tuttavia, come mostrato nel paragrafo 6.3.2, i problemi potenziali relativi alle strutture prefabbricate non si limitano al comportamento nei riguardi delle azioni orizzontali.

Gli sforzi molto elevati nei collegamenti, la trasmissione di tali sforzi agli elementi di calcestruzzo armato, e le tensioni di compressione nelle aree di appoggio tra elementi strutturali, fanno sì che in tali strutture debba essere dedicata particolare cura ai dettagli relativi al montaggio, nonché alla trasmissione degli sforzi localizzati.

Nelle strutture prefabbricate con schema isostatico, soprattutto se multipiano, il raggiungimento di un adeguato livello di robustezza può essere raggiunto migliorando il collegamento tra gli elementi strutturali (vedi paragrafo 6.3.3). Al contrario, nel caso di strutture molto estese in pianta e sovente monopiano, come per gli edifici ad uso industriale e produttivo, tale obiettivo è difficilmente realizzabile, e si preferisce piuttosto perseguire una compartimentazione in pianta, limitando i collegamenti tra gli elementi strutturali di copertura, in modo che un collasso dovuto ad una azione eccezionale interessi un'area di dimensioni che rimangono contenute.

Un interessante riferimento riguardo ai possibili approcci per una progettazione nei riguardi della robustezza delle strutture prefabbricate è costituito dal fib bulletin 63 (fib, 2012).

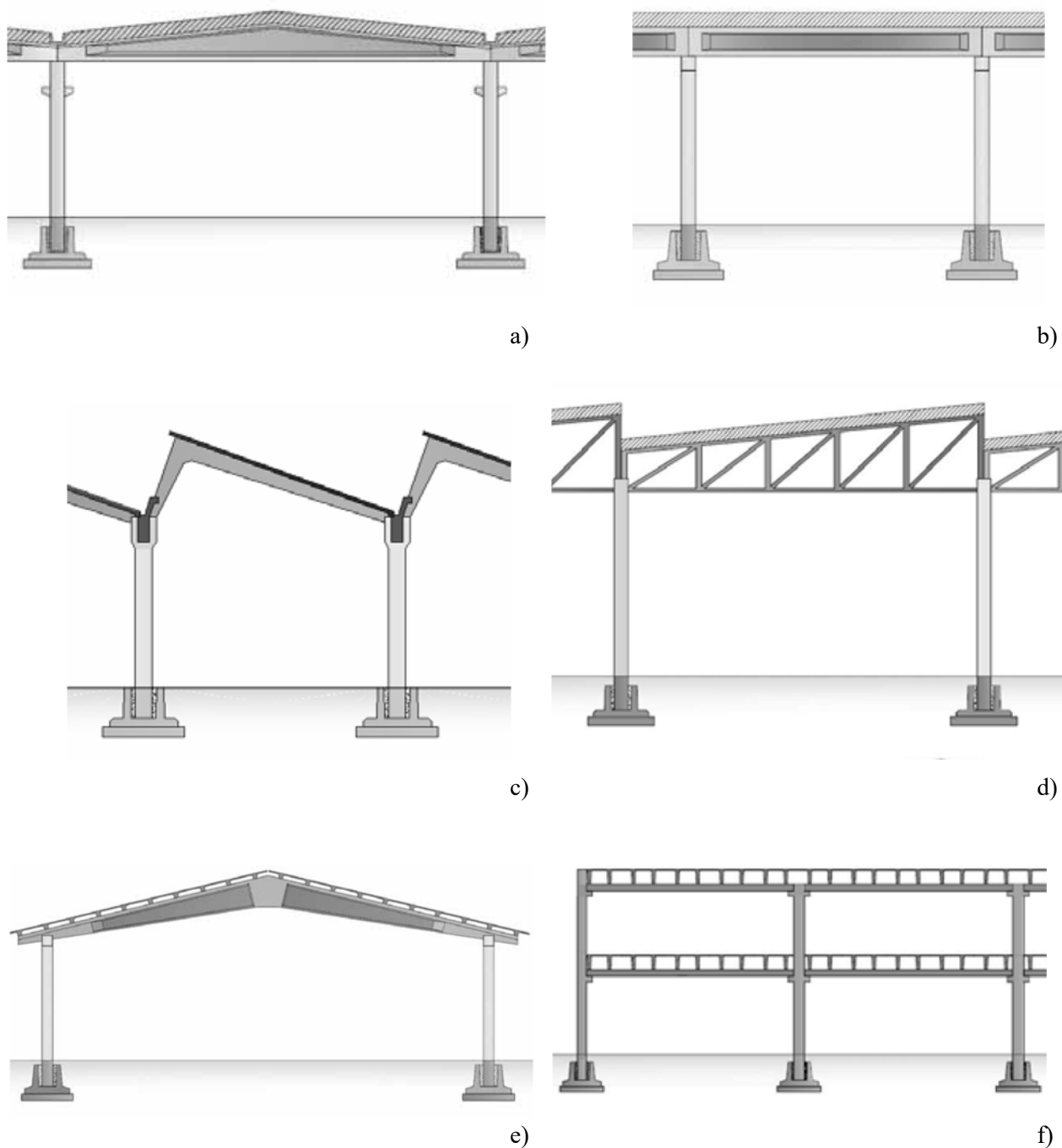


Figura 6-13 – Principali tipologie di strutture prefabbricate utilizzate in Italia (da Reluis 2008): a) Travi a doppia pendenza; b) Coperture piane; c) Coperture a shed; d) Coperture reticolari; e) Coperture con travi a boomerang; f) Strutture multipiano con pilastri a mensola

6.3.2 Collassi in edifici a struttura prefabbricate

Gli edifici realizzati con struttura prefabbricata sono per loro natura sensibili a possibili collassi progressivi. Un famoso collasso progressivo e sproporzionato avvenne in un condominio di 22 piani a Londra nel 1968, a struttura di pannelli portanti, a causa della esplosione causata da una fuga di gas in un appartamento (Figura 6-14). L'esplosione, di non particolare gravità, avvenne in un appartamento d'angolo al 18-esimo piano, e causò l'espulsione di due pannelli verticali ed il conseguente crollo della struttura dei 4 piani superiori. L'impatto del crollo causò quindi il collasso della quasi

totalità di pareti e solai dell'intero angolo del fabbricato. Tale evento mise in luce l'importanza di evitare che un danno localizzato causi un crollo progressivo, e la necessità di prevedere percorsi alternativi dei carichi nel caso di eventi eccezionali e/o estremi, ponendo le basi della progettazione nei riguardi della robustezza strutturale come la concepiamo oggi.



Figura 6-14 – Crollo progressivo di una porzione di edificio a pannelli prefabbricati (Ronan Point, East London) (da https://en.wikipedia.org/wiki/Ronan_Point)

Inoltre, il recente sisma dell'Emilia del 2012 ha chiaramente mostrato come le tradizionali costruzioni di calcestruzzo armato prefabbricato per la realizzazione di edifici industriali e commerciali, mediante l'assemblaggio di elementi isostatici con pilastri incastrati alla base, possono essere particolarmente vulnerabili in assenza di adeguati dispositivi di collegamento degli elementi strutturali (Figura 6-15). Sebbene analoghi crolli siano avvenuti in precedenza nel mondo (Arslan et al., 2006; Ghosh e Cleland, 2012) ed anche a seguito del sisma dell'Aquila (Toniolo e Colombo, 2012), la gravità ed estensione dei crolli conseguenti al sisma dell'Emilia non hanno paragoni (Liberatore et al., 2013; Magliulo et al., 2014; Minghini et al., 2016; Ercolino et al., 2016; Savoia et al., 2017; Bovo e Savoia, 2018). In assenza di azioni orizzontali di natura sismica, i criteri di progettazione per strutture prefabbricate isostatiche fino a pochi anni fa prevedevano la possibilità di assemblare gli elementi strutturali realizzanti la copertura (tegoli, travi principali, elementi secondari di copertura) mediante l'utilizzo di semplici appoggi a secco o, nel caso di elementi di maggior lunghezza, mediante l'interposizione di cuscinetti in neoprene (Magliulo et al., 2011). Tale modalità costruttiva, molto diffusa per la grande rapidità di assemblaggio e di realizzazione della struttura, si è rivelata particolarmente vulnerabile in presenza di azioni sismiche non previste all'atto della progettazione e del dimensionamento della struttura stessa.

Le principali modalità di collasso delle strutture isostatiche con schema isostatico, così come documentate subito dopo il sisma nei report redatti da gruppi di studio di Reluis e nelle “*Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici*”, redatte dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali di Reluis (2012), sono classificabili nel modo seguente:

- perdita di appoggio degli elementi di copertura dalle travi principali;
- perdita di appoggio delle travi principali dai pilastri;
- perdita di stabilità laterale di travi alte senza adeguati ritegni laterali;

- caduta di pannelli di facciata per crisi dei connettori;
- danni alla struttura per la perdita di stabilità del contenuto.

In molti casi i seguenti fattori hanno inoltre contribuito ai sopracitati crolli:

- l'interazione con pannelli di tamponamento in muratura irregolari;
- la crisi di pilastri centrali con formazione di cerniere plastiche alla base;
- la mancanza di una adeguata rigidezza a livello di copertura in grado di distribuire le azioni agli elementi con maggiore resistenza;
- la rotazione delle fondazioni, specialmente nel caso di plinti a bicchiere non ancorati alle fondazioni gettate in opera.

Durante le scosse sismiche del terremoto in Emilia, sono avvenuti crolli parziali di porzioni di fabbricati produttivi per perdita di appoggio tra gli elementi costruttivi. In molti casi, la presenza di discontinuità ed irregolarità delle strutture hanno comportato distribuzioni anomale delle sollecitazioni a livello delle coperture, (vedi Figura 6-15a, b). Tra le possibili irregolarità strutturali, hanno giocato un ruolo determinante le rigidzze dei pannelli di tamponamento in muratura, in particolare quando non disposti sull'intera altezza. La presenza quindi di pilastri con rigidzze molto differenti a causa dell'interazione con tali pannelli ha fatto sì che il taglio dovuto all'azione sismica si sia concentrato su pochi pilastri, impegnando gli appoggi di questi ultimi con forze orizzontali superiori a quelle ammissibili dal coefficiente di attrito (Figura 6-16, Figura 6-17).

In altri casi, il ribaltamento di travi particolarmente alte ed in appoggio sui pilastri, senza un adeguato ritegno costituito da forcelle o altri elementi che evitassero il ribaltamento, è stato un importante motivo di crolli diffusi (vedi Figura 6-18a). Questo aspetto è stato particolarmente rilevante nel caso di travi a shed (vedi Figura 6-18b), a causa dell'elevata distanza tra baricentro delle masse e superficie di appoggi delle travi sui pilastri.

Ovviamente, nel caso di azioni di taglio rilevanti come quelle generate dall'azione sismica, la sola presenza di un collegamento tra gli elementi strutturali non è sufficiente a fornire l'adeguato livello di ridondanza necessario ad evitare il collasso, se tale collegamento non è progettato correttamente per l'azione che lo può impegnare (vedi paragrafo 6.3.3) (Figura 6-19a, b).



Figura 6-15 – Crolli di elementi prefabbricati di copertura localizzati sovente in corrispondenza di irregolarità in pianta dei fabbricati: a) caduta di elementi di copertura in presenza di irregolarità in pianta; b) crollo di una porzione di capannone a due piani (a sinistra) e delle campate laterali di un altro capannone (a destra)



Figura 6-16 – Crolli per perdita di appoggio delle travi su pilastri.

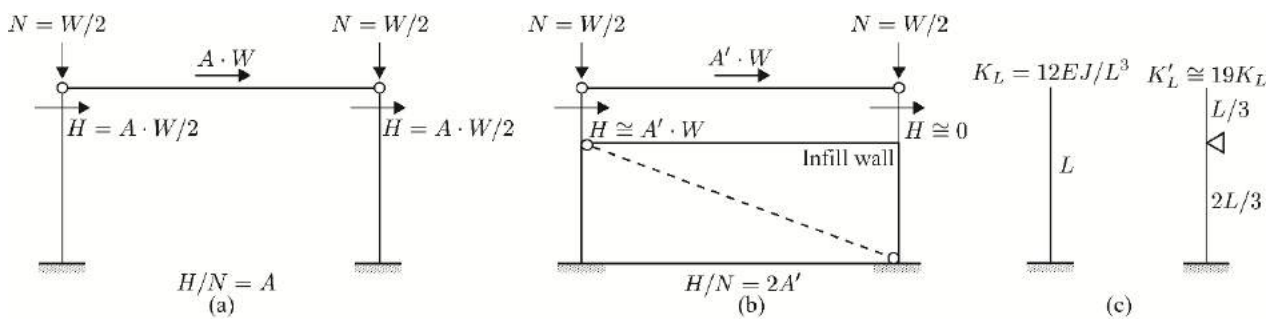


Figura 6-17 – Schema di ripartizione delle forze orizzontali da sisma in presenza di elementi di tamponamenti di facciata in muratura interagenti con la struttura prefabbricata (da Savoia et al., 2017)



a)



b)

Figura 6-18 – Ribaltamento di travi alte senza ritegni laterali o comunque insufficienti; a) ribaltamento laterale di travi piane con collasso della forcella; b) ribaltamento laterale di travi a shed

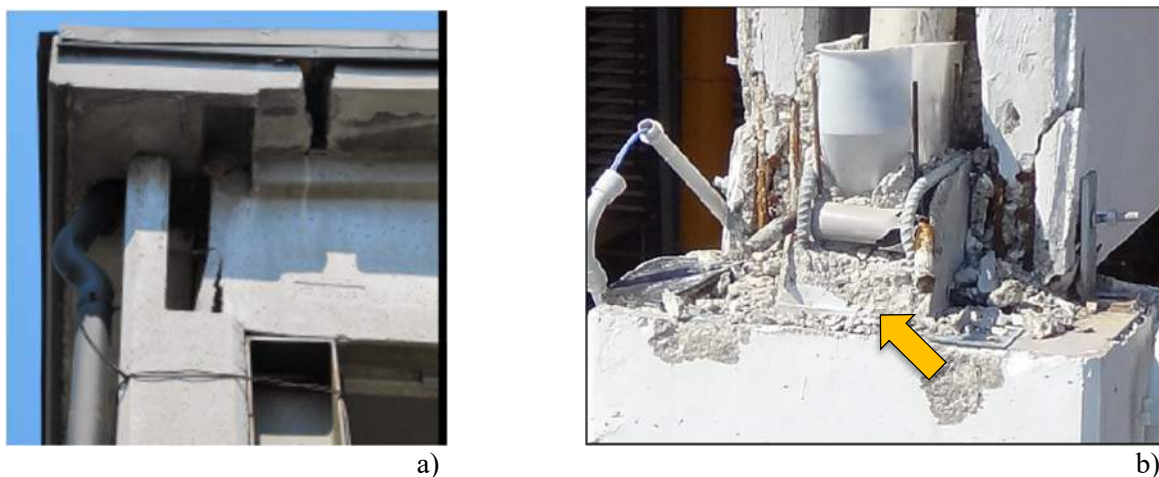


Figura 6-19 – Crisi di collegamenti non adeguatamente dimensionati: a) crisi di estremità di una trave per rottura del copriferro insufficiente ad assorbire la forza proveniente dallo spinotto sulla sommità del pilastro; b) Crisi per snervamento della barra trasversale di ancoraggio della trave

Infine, anche i pannelli di tamponamento esterni di calcestruzzo, vincolati ai pilastri con collegamenti metallici, sono risultati particolarmente vulnerabili. In questo caso, l'utilizzo di collegamenti non progettati per consentire gli elevati spostamenti nel piano causati dalla elevata flessibilità della struttura (Figura 6-20d), ma sostanzialmente di collegamenti metallici rigidi (Figura 6-20c), ha causato la caduta di un grande numero di pannellature di calcestruzzo (Figura 6-20a, b) (Toniolo e Colombo, 2012; Bournas et al., 2013).

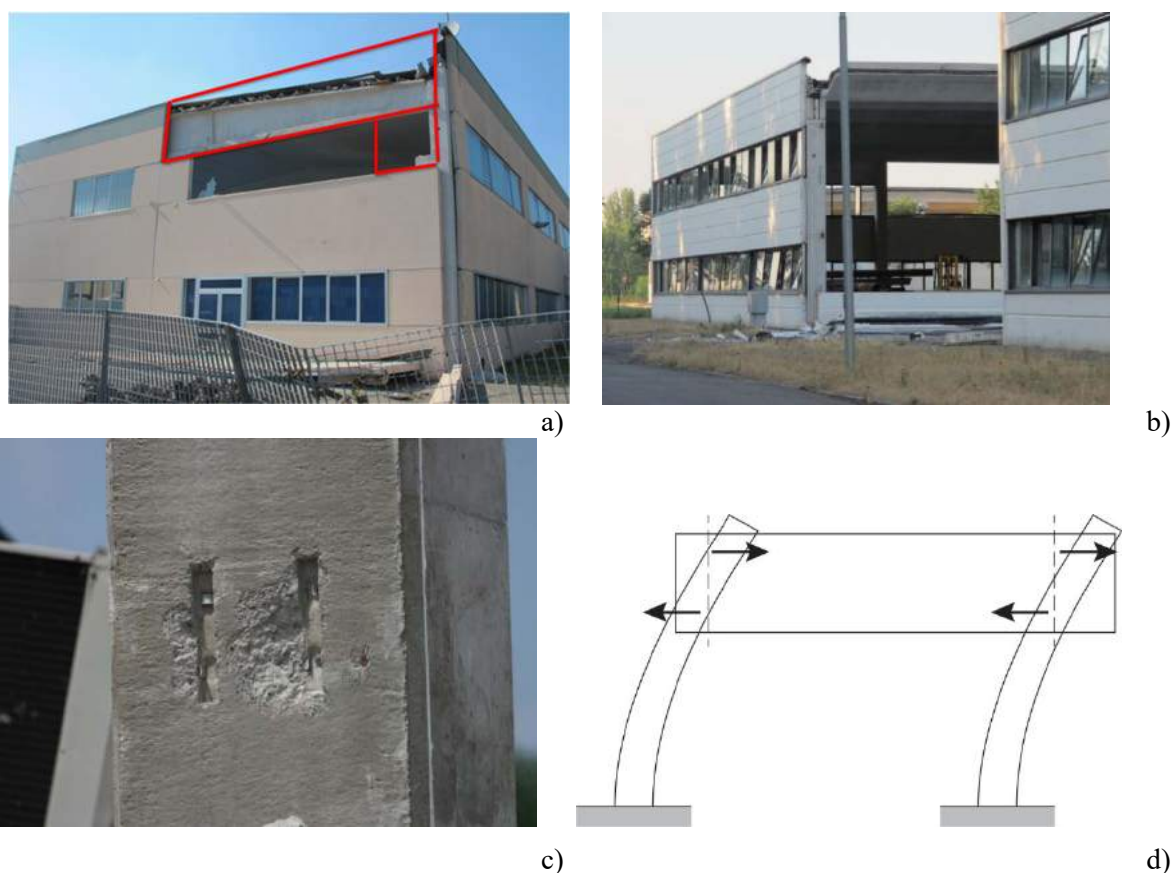


Figura 6-20 – (a, b) Caduta di pannelli di tamponamento esterni di calcestruzzo per crisi della connessione; c) particolare di una connessione al pilastro collassata; d) Modalità di sollecitazione delle connessioni di un pannello prefabbricato a causa della deformazione dei pilastri

L'assenza di collegamenti adeguati tra gli elementi strutturali è stata causa di importanti crolli anche in assenza di azioni sismiche. A titolo di esempio, in Figura 6-21a, b sono riportati due crolli, il primo di una copertura retta da travature reticolari di calcestruzzo armato per effetto del carico neve, e il secondo di un pannello prefabbricato urtato da un muletto in fase di manovra.

Sono inoltre avvenuti crolli, durante le fasi di costruzione, di strutture prefabbricate che prevedevano il completamento in opera delle armature e dei getti. In tali fasi, non era stata ancora completato il collegamento dei vari componenti tra di loro, agli elementi di controventamento ed alle strutture di fondazione (si veda ad esempio Figura 6-22), mediante armature di continuità e getti integrativi. Per ridurre i tempi di costruzione, questo collegamento viene tipicamente realizzato quando la struttura prefabbricata è stata completamente montata. In queste condizioni, un errore in fase di montaggio di un elemento può chiaramente provocare un collasso progressivo e sproporzionato che arriva ad interessare l'intera struttura.



Figura 6-21 – Crolli per azioni eccezionali (non sismiche): a) collasso per azione della neve che ha causato compressioni non sopportabili dall'appoggio di una trave su un pilastro; b) caduta di un pannello di tamponamento urtato dalle forche di un carrello elevatore

6.3.3 Criteri per il miglioramento della robustezza

Le strutture prefabbricate possono prevedere schemi strutturali molto diversi, e quindi molto differenti possono essere le problematiche come illustrato nel paragrafo 6.3.2. Schemi strutturali di tipo isostatico e schemi che prevedono la prefabbricazione di alcuni elementi e il completamento in opera della struttura per la realizzazione di strutture multipiano hanno evidentemente caratteristiche molto diverse nei riguardi della robustezza strutturale.

Nel seguito si illustrano i criteri principali per evitare l'occorrenza di crolli fragili ed improvvisi in funzione della tipologia strutturale.

6.3.3.1 Sistemi prefabbricati con schema isostatico

Nelle strutture prefabbricate con schema isostatico, soprattutto se monopiano e con luci tipiche degli edifici industriali, la robustezza della struttura nei riguardi di eventi eccezionali e/o estremi (escluso l'evento sismico) si può basare unicamente sul principio di compartimentazione, in quanto non è possibile, in genere, affidarsi a percorsi alternativi dei carichi a causa della limitata ridondanza strutturale che caratterizza tali strutture. Nel caso di azioni sismiche, al contrario, poiché viene coinvolta l'intera struttura, la robustezza dipende fondamentalmente dal tipo di collegamenti adottati tra gli elementi strutturali.



Figura 6-22 – Collasso progressivo e sproporzionato di struttura prefabbricata in fase di costruzione: a) a Miami (da www.osha.gov/doc/engineering/2013_r_02.html); b) ad Atlantic City (da <https://failures.wikispaces.com/Tropicana+Casino+Parking+Garage>)

Con riferimento ai collegamenti tra elementi orizzontali (cioè tra elementi di solaio e travi) e tra elementi orizzontali e verticali (collegamenti trave – pilastro), si sottolinea il fatto che gli sforzi a livello di copertura sono difficili da valutare con accuratezza, in quanto essi dipendono anche dalla deformabilità a livello di orizzontamento, la quale dipende dalla rigidezza dei collegamenti stessi, così come dalla presenza di elementi verticali irrigidenti strutturali e non strutturali (setti, pareti, ma anche soppalchi di rigidezza significativa, così come pareti di tamponamento). Si veda ad esempio il caso di Figura 6-17. Anche dal punto di vista della modellazione numerica, la presenza di centinaia di modi locali di vibrare fa sì che la valutazione delle sollecitazioni mediante analisi dinamica modale fornisca risultati che l'ingegnere deve adeguatamente interpretare.

Inoltre, l'azione sul collegamento trave-tegolo dipende in misura rilevante dallo schema statico di connessione del tegolo alla trave che può essere definito isostatico o iperstatico in accordo a quanto illustrato in Figura 6-23a). La Figura 6-23b) evidenzia che nel caso di collegamento iperstatico le azioni sul collegamento dipendono in misura significativa dalla rigidezza del collegamento stesso che spesso è di difficile quantificazione.

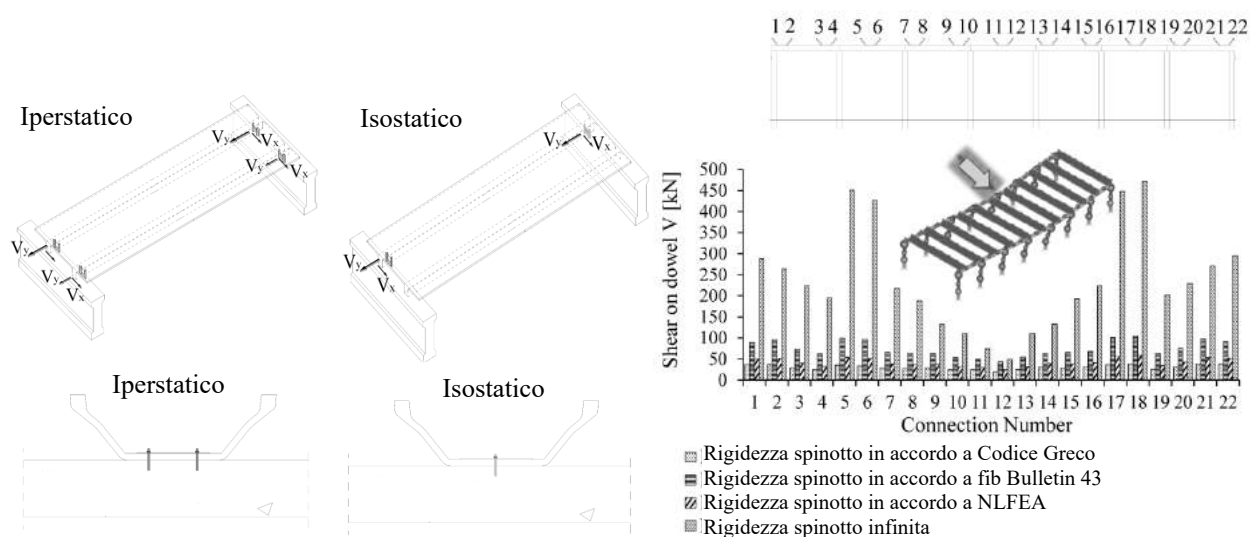


Figura 6-23- Schema statico del collegamento trave-tegolo (Belletti et al., 2014)

Nel caso dei collegamenti tra elemento di solaio e travi, una eccessiva rigidità del collegamento provocherebbe una concentrazione di sollecitazioni in alcuni elementi per le ragioni sopra citate. In questi casi, pertanto, sono preferibili collegamenti che consentono un movimento relativo tra gli elementi, consentendo quindi una redistribuzione delle sollecitazioni a livello di copertura, movimento che comunque deve essere inferiore a quello che potrebbe causare la caduta degli elementi di solaio. Esempi di collegamenti a livello di copertura che consentono un movimento fino ad un valore massimo prestabilito sono riportati in Figura 6-24.

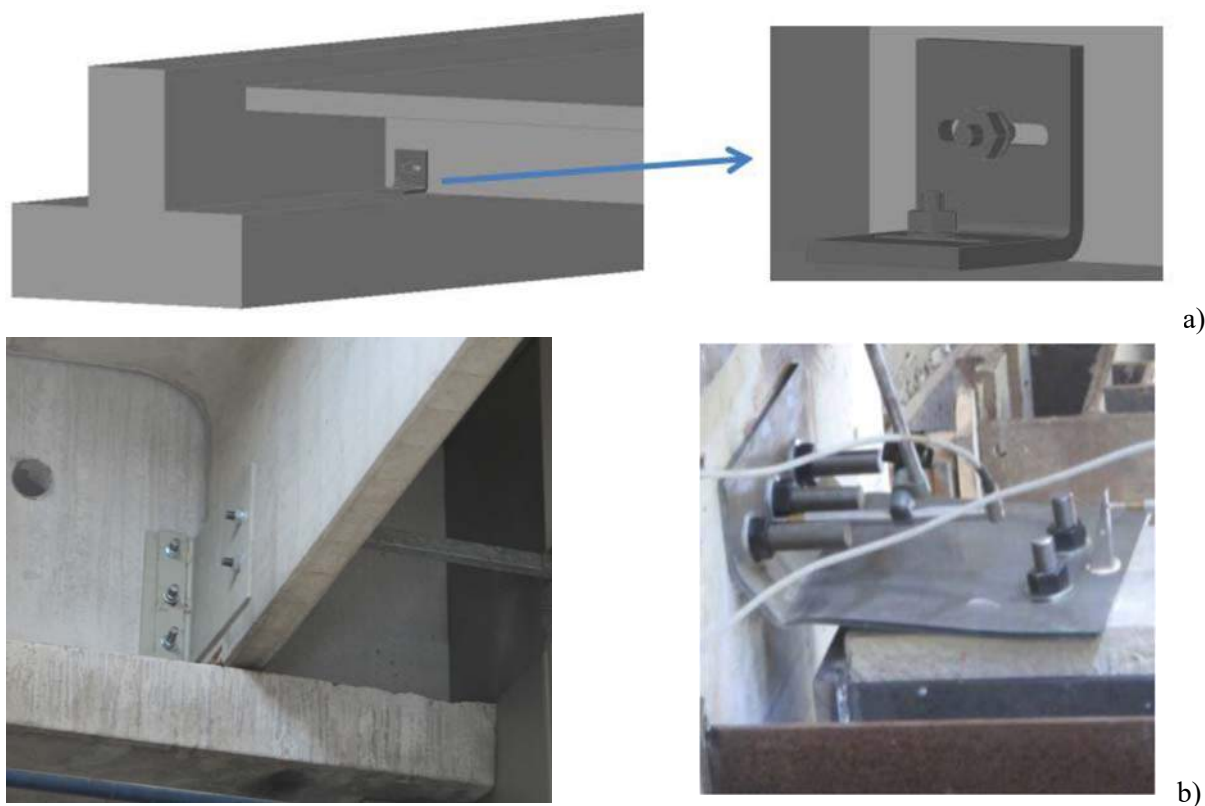


Figura 6-24 – Collegamenti tegolo – trave a deformabilità controllata: a) il collegamento prevede una asolatura (da Reluis 2012); b) il collegamento prevede che l'elemento metallico possa snervarsi, ma fino ad un valore massimo di spostamento – le foto indicano una applicazione come rinforzo di una struttura esistente ed un test sperimentale (da Ligabue et al., 2014)

Stante la loro potenziale fragilità e la difficoltà di calcolare con accuratezza le azioni di competenza, i collegamenti devono pertanto essere progettati secondo un criterio di gerarchia delle resistenze, con i collegamenti sovrarresistenti rispetto agli elementi da collegare. Tale criterio si applica in particolare al caso dei collegamenti trave-pilastro. Si sottolinea inoltre il fatto che, come collegamento, si deve intendere l'intero complesso costituito dall'elemento di connessione propriamente detto (tipicamente metallico) e dalle porzioni di elemento strutturale ove tali collegamenti sono inseriti.

La Figura 6-25 illustra un esempio di applicazione di tale criterio ad un collegamento trave-tegolo per il quale le resistenze dei vari componenti sono state calcolate in accordo alle linee guida Safecast (Safecast, 2012). Si osserva come la rottura duttile dei collegamenti possa avvenire solo se gli inserti metallici del collegamento hanno una capacità di resistenza inferiore rispetto alla capacità degli elementi in c.a. da collegare.

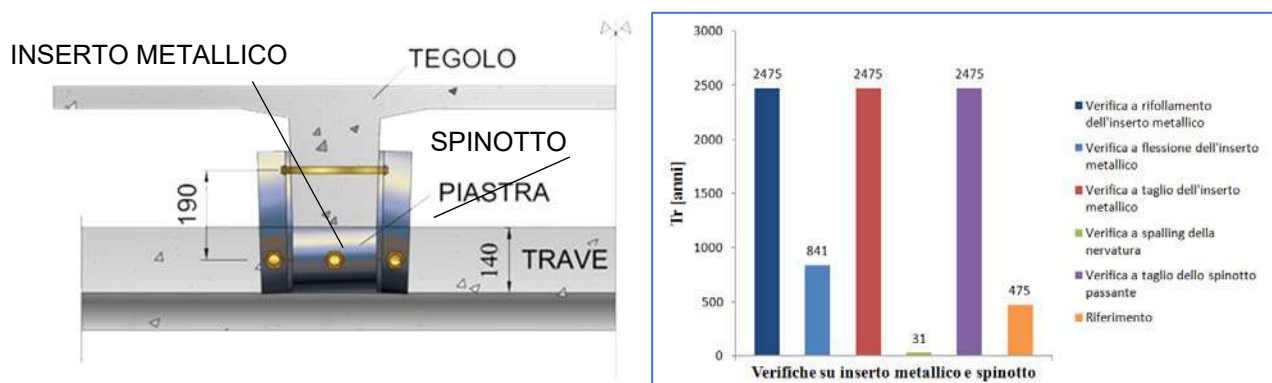


Figura 6-25- Schema statico del collegamento trave-tegolo (Belletti et al., 2014)

Per chiarezza, deve essere progettato come sovrarresistente non solo il collegamento metallico, ma deve essere condotta anche la verifica locale del calcestruzzo degli elementi strutturali collegati al fine di consentire il trasferimento dell'azione di progetto. Stante l'incertezza, tuttavia, nel calcolo delle azioni che possono dover essere trasmesse a livello dei collegamenti, si raccomanda di non affidarsi unicamente alla resistenza a trazione del calcestruzzo, ma sia sempre predisposta, nei collegamenti più importanti (ad esempio trave – pilastro), anche una armatura in grado di assorbire l'intero sforzo richiesto dal collegamento.

Nel caso di collegamento trave – pilastro, l'applicazione della gerarchia delle resistenze imporrebbe di dimensionare il collegamento con riferimento all'azione che provocherebbe lo snervamento delle armature longitudinali alla base del pilastro. In una nuova costruzione, inoltre, il collegamento dovrebbe essere progettato in modo da rendere molto limitato lo spostamento della trave rispetto all'appoggio, in quanto uno spostamento eccessivo potrebbe provocare un dissesto importante a livello di copertura.

Una problematica analoga a quest'ultima è rappresentata dai collegamenti dei pannelli di tamponamento ai pilastri di calcestruzzo armato. In questo caso, i collegamenti devono consentire liberamente il movimento della struttura, per la quale i pannelli non devono rappresentare un vincolo (vedi Figura 6-20d). Se tale movimento fosse impedito, infatti, la deformazione della struttura provocherebbe nei collegamenti sollecitazioni non sostenibili da questi ultimi, provocandone certamente la rottura (nel caso di collegamenti rigidi, i pannelli sarebbero sollecitati alla stregua di pareti di controvento per la struttura).

6.3.3.2 Sistemi prefabbricati con ridondanza strutturale

In molti paesi, ad esempio quelli anglosassoni, la prefabbricazione prevede il montaggio a secco di elementi industrializzati, che vengono successivamente collegati mediante armature predisposte e getti di completamento per realizzare una struttura che, ultimata, è iperstatica al pari delle tipiche

strutture gettate in opera. Tale sistema è utilizzato ad esempio per la realizzazione di fabbricati con un elevato numero di piani.

Per questi edifici, il comportamento sotto azioni eccezionali è simile a quello delle strutture di calcestruzzo armato gettate in opera e con esse, con opportuni provvedimenti, è possibile raggiungere analoghi livelli di robustezza strutturale.

Tra i metodi di tipo indiretto, quello maggiormente utilizzato prevede la realizzazione di tiranti ad ogni piano (vedi Figura 6-26), inclusa la copertura, ed anche in direzione verticale. I tiranti dovrebbero legare tra loro tutti i pilastri ed i setti portanti, elementi metallici o anche travi, che devono tuttavia essere continue per mezzo di armature di completamento all'uopo progettate. I tiranti nel piano dei solai possono essere interni (in direzione longitudinale o trasversale rispetto all'orditura dei pannelli di solaio) o perimetrali (ed in questo caso realizzati a non più di 1,2 m dal bordo del fabbricato). In tutti i casi si deve prestare particolare attenzione ai dettagli costruttivi, ad esempio assicurando la continuità dei tiranti in corrispondenza dei pilastri. Infine, devono essere realizzati tiranti verticali che assicurino percorsi alternativi dei carichi (mediante sospensione) nel caso di danni locali gravi che interessino uno o più pilastri. Alcune indicazioni per il dimensionamento dei tiranti nelle strutture prefabbricate sono riportate nella Tabella 6-2.

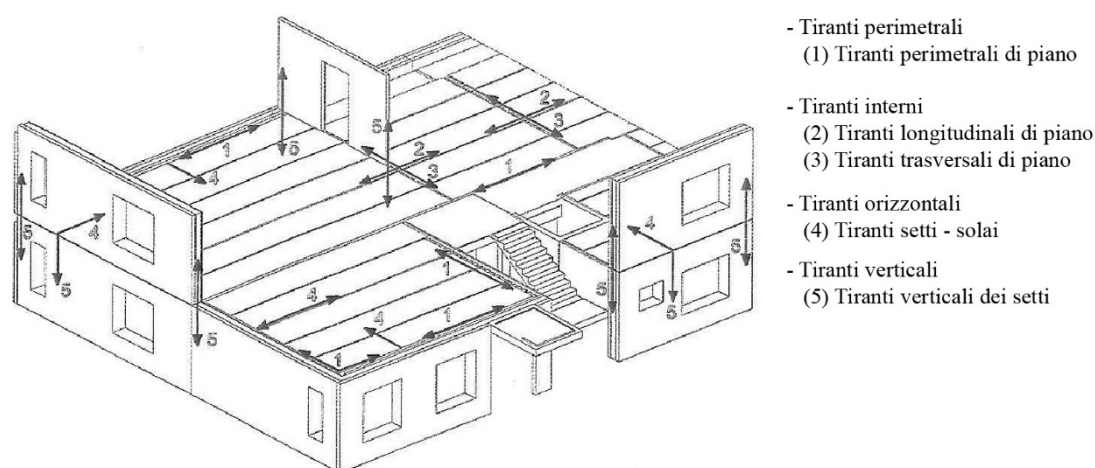


Figura 6-26 – Realizzazione di incatenamenti ad ogni piano di una struttura prefabbricata (da fib, 2012)

Tabella 6-2 – Indicazioni per il dimensionamento degli incatenamenti nelle strutture prefabbricate con schema a telaio (da EN 1991-1-7)

Incatenamento	Azione per il progetto del tirante
Tiranti interni	$T = \max (0.8 (g_k + \psi q_k) \cdot s \cdot l ; 75 \text{ kN})$
Tiranti perimetrali	$T = \max (0.4 (g_k + \psi q_k) \cdot s \cdot l ; 75 \text{ kN})$
Tiranti verticali	Tutte le colonne devono essere collegate in modo continuo dalla fondazione alla copertura; Colonne e pareti devono essere in grado di sostenere una forza di trazione dovuta all'evento eccezionale pari al valore maggiore della reazione dovuta al carico verticale permanente e variabile, trasmesso alla colonna (o parete) di un piano qualsiasi.

s = distanza tra i tiranti; l = lunghezza del tirante; ψ = fattore relativo alla combinazione degli effetti delle azioni per la combinazione eccezionale

Nei solai realizzati con pannelli, se l'azione eccezionale provoca la perdita di un pilastro, l'effetto membranale del campo di solaio può essere meno efficace rispetto al caso di solai completamente gettati in opera. Il getto integrativo, contenente le armature distribuite di solai, può infatti staccarsi dai pannelli, ed in questo caso lo sforzo membranale è completamente perduto a causa della discontinuità tra i pannelli (vedi Figura 6-27).

La mancanza di un efficace effetto membrana a livello di solaio rende particolarmente critici i possibili danni conseguenti alla perdita di un pilastro d'angolo (vedi Figura 6-28). In questo caso, è possibile adottare soluzioni che aumentano la capacità resistente della zona d'angolo, utilizzando sistemi di controventamento verticale o altri sistemi idonei (vedi Figura 6-29).

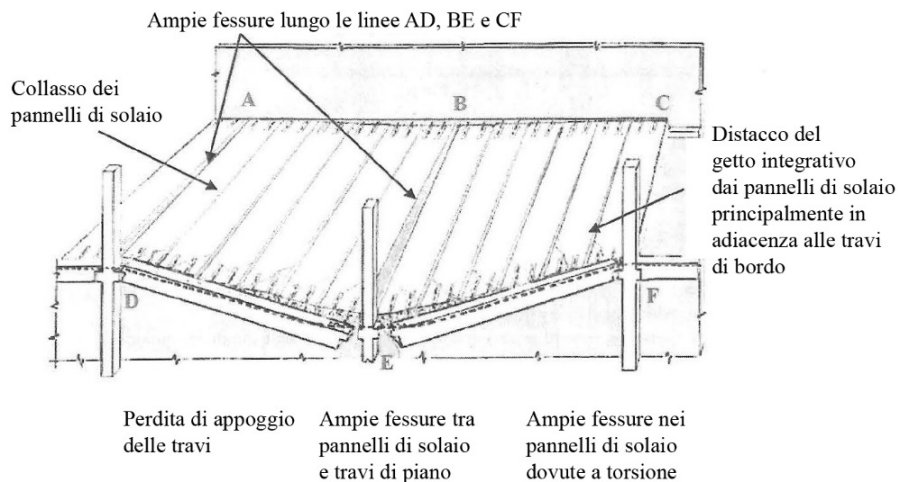


Figura 6-27 – Effetto del collasso di un pilastro intermedio in una struttura con pannelli prefabbricati (da fib, 2012)

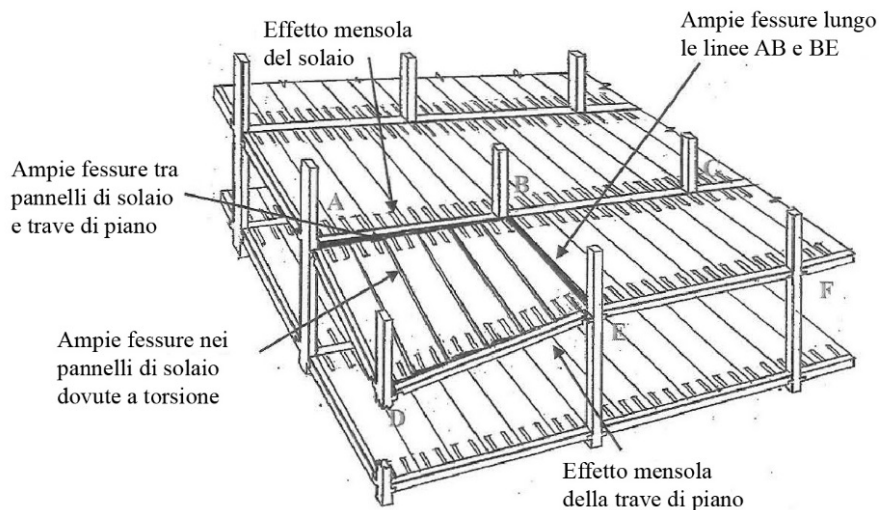


Figura 6-28 – Effetto del collasso di un pilastro d'angolo (da fib, 2012)

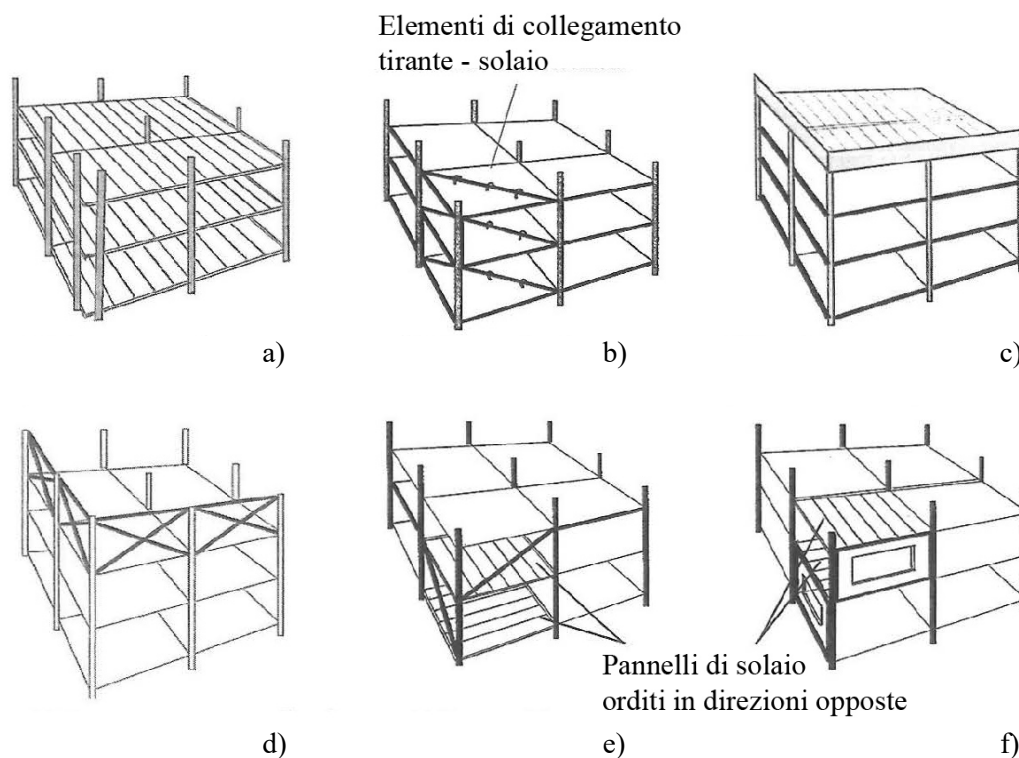


Figura 6-29 – Esempi di soluzioni per aumentare la capacità resistente della zona d’angolo nelle strutture con solai a pannelli prefabbricati: a) doppia colonna d’angolo; b) tirante diagonale; c) trave di bordo rigida; d) struttura reticolare di copertura; e) controvento diagonale; f) pannello di parete, (da fib, 2012)

6.3.4 Sistemi prefabbricati a pannelli

Nel caso di sistemi prefabbricati con pannelli verticali portanti, i criteri da utilizzare per prevenire collassi di tipo progressivo/sproporzionato sono analoghi a quelli delle strutture a telaio.

In queste strutture, la progettazione di idonei tiranti consente di non dover affidare tutta la resistenza, in caso di evento eccezionale e/o estremo, al collegamento tra pannello e pannello. Inoltre, il collasso per perdita di elementi d’angolo può essere meno critico rispetto al caso di struttura a telaio, in quanto, una volta assorbita la trazione per mezzo dei tiranti, la rigidità nel piano dei pannelli posizionati sopra la zona danneggiata consente di evitare di dover ipotizzare soluzioni come quelle riportate in Figura 6-29.

6.4 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Le costruzioni di acciaio sono più leggere e deformabili delle strutture di calcestruzzo armato, tuttavia possono offrire un'elevata resistenza nei confronti del collasso sproporzionato curando opportunamente i dettagli costruttivi (ad es. i collegamenti, i controventi per vincolare le membrature nei confronti dell'instabilità, etc.). Infatti, è possibile garantire elevata duttilità e ridondanza inibendo l'attivazione di meccanismi fragili. Le regole di dettaglio usualmente adottate nella progettazione sismica delle strutture nuove di acciaio (ad es. nodi trave-colonna prequalificati, collegamenti sovreresistenti rispetto alle membrature collegate, saldature a completa penetrazione, etc.) rappresentano delle valide soluzioni in molti casi di azione eccezionale. Tuttavia, le azioni sismiche non alterano lo schema strutturale. Al contrario, nel caso della perdita di colonna dovuto ad azioni eccezionali (ad esempio un'esplosione) la struttura viene modificata e con essa anche il sistema delle sollecitazioni interne (Levy e Salvadori, 1997). Pertanto, le regole di dettaglio vanno specializzate per garantire l'attivazione di meccanismi resistenti che tipicamente si possono sviluppare quando la struttura assume una configurazione variata, ad es. l'effetto catenaria che si sviluppa nelle travi. In definitiva, il principio generale consiste nell'evitare l'attivazione di meccanismi di tipo fragile. Questo obiettivo può essere ottenuto utilizzando un approccio analogo alla gerarchia delle resistenze adottato nella progettazione sismica, ma particolarizzato al caso in esame.

6.4.1 Collassi in costruzioni di acciaio

Nella letteratura si possono trovare vari esempi di collasso di costruzioni di acciaio dovuto ad azioni eccezionali. Di seguito viene riportata una sintesi distinguendo due tipologie di collasso: 1) crollo globale della struttura; 2) danneggiamento severo senza crollo globale.

6.4.1.1 Crollo globale

Il primo esempio riguarda il caso dell'Ambiance Plaza di Bridgeport, Connecticut (USA). Questa struttura era stata progettata per un edificio residenziale di 16 piani, che è crollato nell'aprile del 1987 durante le fasi di costruzione (vedi Figura 6-30). L'edificio era stato concepito con solai di calcestruzzo precompresso a cavi post-tesi, prefabbricati a piè d'opera e poi montati su una struttura intelaiata di acciaio (Kokot e Solomos, 2011). Il collasso globale è avvenuto dopo aver terminato una delle operazioni di posa in opera di una porzione di solaio. Heger, (2006) ha evidenziato alcune carenze strutturali che potrebbero essere state responsabili del collasso, tra queste le più importanti sono il (1) posizionamento improprio dei cavi di post-tensionamento dei solai nelle zone adiacenti alle aperture del vano dell'ascensore; (2) le connessioni in corrispondenza delle colonne (vedi Figura 6-31) inadeguate a garantire la stabilità del telaio.



Figura 6-30 – Collasso della struttura dell'Ambiance Plaza (www.bfrl.nist.gov/861/861pubs/collapse/workshop/7.L'AmbiancePlazaCaseStudy060913.pdf)

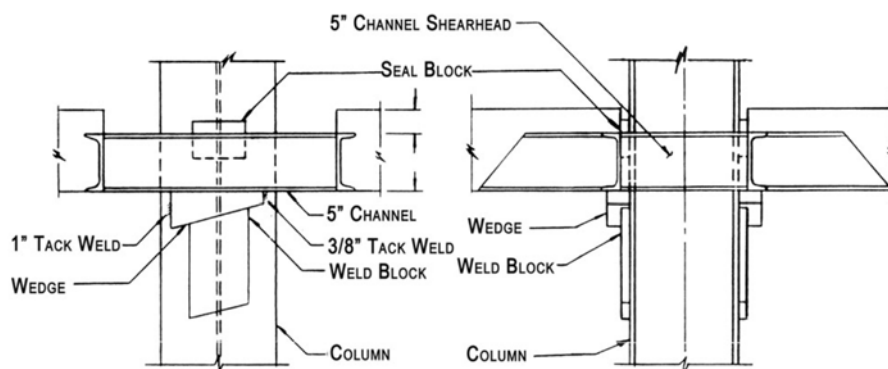
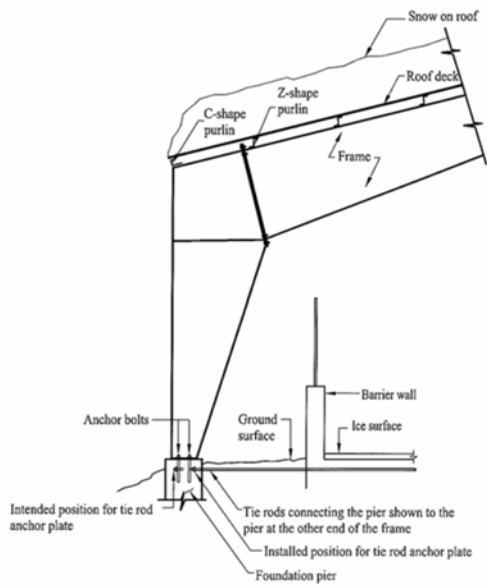


Figura 6-31 – Dettagli dei nodi trave-colonna dell’Ambiance Plaza (Ellingwood et al., 2007)

Un altro esempio di crollo globale riguarda il Jackson Landing Skating Rink, che era una pista di pattinaggio coperta non riscaldata, a Durham, New Hampshire (USA). La struttura crollò completamente dopo una forte tempesta di neve nel 1996 (vedi Figura 6-32). La struttura della copertura era costituita da arcarecci di acciaio pressopiegati a freddo con forma sia a Z che a C. Gli arcarecci erano bullonati alla flangia superiore delle travi di acciaio a sezione variabile dei telai trasversali (vedi Figura 6-33). Il collasso è stato provocato dal collasso del collegamento di base di un telaio trasversale che ha provocato l’apertura del telaio, attivando successivamente modi instabili latero-torsionali delle travi della copertura e successivamente il crollo progressivo di tutta la struttura. Questo tipo di crollo è particolarmente interessante, perché si tratta di una progressione orizzontale del collasso che risulta piuttosto diverso dalla più comune progressione verticale. Questo tipo di collasso richiama l’attenzione sulla necessità, nella valutazione del potenziale di collasso sproporzionato, di considerare la capacità dei sistemi resistenti orizzontali di supportare sovraccarichi straordinari o di fornire ridondanza per limitare la progressione orizzontale del collasso.



Figura 6-32 – Crollo della copertura del Jackson Landing Skating Rink (Ellingwood et al., 2007)



a)

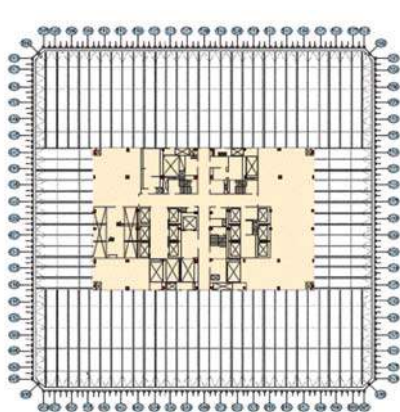


b)

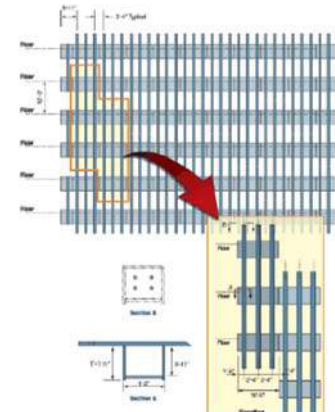
Figura 6-33 – a) dettagli della struttura del Jackson Landing Skating Rink; b) collasso dei telai trasversali (Ellingwood et al., 2007)

L'esempio maggiormente significativo di collasso globale di edifici di acciaio riguarda il caso delle Torri Gemelle del World Trade Center (WTC) a New York (USA). Infatti, l'attacco terroristico avvenuto l'11 settembre 2001 è stato l'evento che ha maggiormente posto in luce l'importanza della ricerca sul collasso progressivo e sproporzionato e la robustezza delle strutture. In quel giorno morirono 2996 persone ed oltre alle Torri gemelle del WTC, otto grandi edifici nella parte bassa di Manhattan subirono un crollo parziale o totale, provocato dai detriti caduti dalle torri, con un totale di 2,8 milioni di m² di uffici commerciali messi fuori servizio (FEMA, 2005).

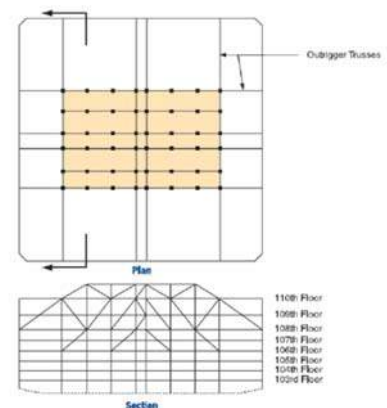
La Figura 6-34 mostra la struttura delle torri gemelle, ovvero un telaio a nodi rigidi perimetrale con maglia fitta ed un nucleo interno di calcestruzzo armato. La pianta quadrata aveva lati di circa 63 m e gli impalcanti di acciaio erano sostenuti da travi reticolari.



a)



b)



c)

Figura 6-34 – Dettagli strutturali delle torri gemelle del World Trade Center: a) planimetria che mostra il nucleo centrale e le travi reticolari dell'impalcato, b) il telaio portante perimetrale delle torri e c) la pianta e la sezione trasversale del "traliccio" in cima a ciascuna torre (FEMA, 2002)

La mattina dell'11 settembre 2001, due aerei commerciali furono dirottati e colpirono le torri gemelle del WTC. Alle 8.46 del mattino il primo aereo si schiantò contro la parete nord della torre 1 (WTC 1). Sedici minuti dopo, un secondo aereo entrò in collisione con la parete sud della seconda torre

(WTC 2). Gli impatti degli aerei provocarono notevoli danni alle torri ed innescarono una serie di incendi intensi nei piani circostanti. Circa 56 minuti dopo l'impatto, il WTC 2 crollò. Il crollo del WTC 1 avvenne, invece, 1 ora e 43 minuti dopo l'impatto iniziale. Pertanto, la sequenza di eventi che portarono al collasso delle due torri era simile ma non identica (FEMA, 2002)

Nonostante il massiccio danno localizzato osservato a seguito dell'impatto con l'aeromobile (vedi Figura 6-35), il WTC 1 è rimasto in piedi immediatamente dopo l'impatto a causa della sua capacità di ridistribuire i carichi verticali. Infatti, i carichi originariamente supportati dalle colonne esterne danneggiate furono trasferiti alle colonne adiacenti che erano largamente sovradimensionate, mentre le colonne centrali non danneggiate sostennero il carico rimanente. È interessante notare che il sistema reticolare in copertura ha giocato un ruolo considerevole nella ridistribuzione di questi carichi, garantendo la possibilità di attivare percorsi di carico alternativi tra il nucleo interno ed il sistema intelaiato perimetrale. Oltre al danno da impatto diretto, il carburante a bordo dell'aeromobile prese fuoco quando l'aereo stava attraversando la torre. Ciò ha dato il via a una serie di incendi localizzati nei piani interessati dall'impatto dell'aeroplano (tra il 92° e il 97° piano). Con il diffondersi degli incendi, le temperature raggiunsero in alcuni punti i 1000 °C, indebolendo conseguentemente le travi reticolari e le colonne di acciaio. In particolare, il crollo delle travi reticolari di piano dovuto alla perdita di resistenza prodotta dall'eccessivo riscaldamento innescò il crollo progressivo, tirando verso l'interno le colonne del perimetro.



a)

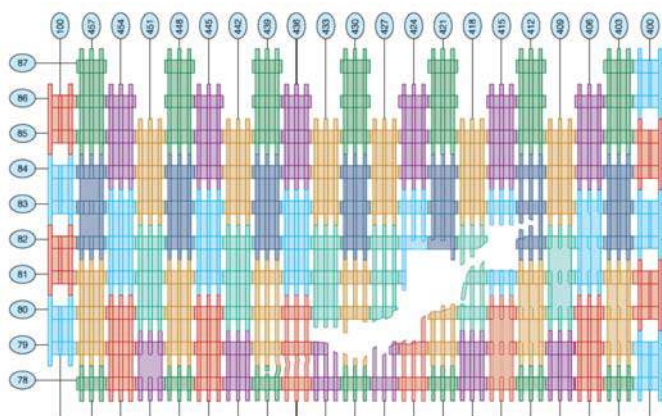


b)

Figura 6-35 – World Trade Center 1 a) Zona di impatto dell'aeromobile; b) danni alle colonne perimetrali sulla parete nord della torre (FEMA, 2002)



a)



b)

Figura 6-36 – World Trade Center 2: a) Zona di impatto dell'aeromobile; b) danni alle colonne perimetrali sulla parete sud (FEMA, 2002)

Anche il WTC 2 rimase in piedi nel momento immediatamente successivo all'impatto, poiché i carichi inizialmente sostenuti dagli elementi strutturali danneggiati furono ridistribuiti tra gli elementi circostanti grazie all'elevata iperstaticità del sistema intelaiato perimetrale. La sequenza e la progressione del danno è stata molto simile a quella avvenuta nel WTC 1. Tuttavia, in questo caso il crollo progredì più rapidamente. Anche in questo caso il combustibile dell'aeromobile provocò incendi diffusi ai vari livelli attorno alla zona d'impatto tra il 79 ° e l'83 ° piano (vedi Figura 6-36). La propagazione del fuoco e l'incremento delle temperature causarono il cedimento dei piani, tirando verso l'interno le colonne di perimetro lungo la parete est. Come risultato di ciò, alle 9,59 del mattino, la sezione dell'edificio sopra la zona dell'impatto si inclinò verso est, poi verso sud, e iniziò la sua discesa a terra.

I motivi per cui il WTC 2 è collassato in un periodo più breve rispetto al WTC 1 sono complessi e in gran parte sconosciuti. Tuttavia, si può provare a spiegare questa differenza confrontando il danno da impatto sostenuto dalle due torri. Queste differenze possono essere riassunte come segue (FEMA, 2002; NIST, 2005):

- Nel WTC 2 l'aereo ha colpito la parte sud della torre in modo eccentrico (circa 7 m verso est), mentre il WTC 1 è stato colpito al centro della parete nord della torre.
- Il WTC 2 è stato colpito con un angolo di inclinazione più elevato rispetto al WTC 1 (angolo di incidenza quasi orizzontale) aumentando il numero di piani coinvolti nel danno da impatto iniziale.
- La zona di impatto per il WTC 2 era di circa 20 piani inferiore a quella del WTC 1.
- La superficie totale interessata dall'impatto è stata stimata essere maggiore per il WTC 2 a causa della maggiore velocità dell'aeroplano che ha colpito questa torre è stata colpita (870 km / h rispetto a 708 km / h).

6.4.1.2 Collasso parziale

L'edificio in 130 Liberty Street di New York (USA), noto anche come "The Bankers Trust Building" o "Deutsche Bank" è un esempio emblematico di danneggiamento severo con collasso parziale, ma senza crollo globale. Questo edificio è stato costruito nei primi anni '70 del secolo scorso ed è posizionato a sud dell'ex complesso del World Trade Center a Manhattan, New York. L'edificio presenta una struttura a telaio d'acciaio di 40 piani.

A seguito dell'attentato alle torri gemelle (11 settembre 2001), l'edificio fu colpito dalla pioggia di detriti prodotti dal crollo delle torri gemelle del World Trade Center. L'edificio subì uno squarcio che distrusse le strutture perimetrali tra il nono ed il ventitreesimo piano. Tuttavia, il collasso non si è propagato e l'edificio è rimasto in piedi (vedi Figura 6-37). L'analisi del danneggiamento ha evidenziato che la ridondanza e la notevole rigidezza e resistenza delle travi di perimetro ai piani superiori hanno consentito l'attivazione di un meccanismo resistente di tipo trave Vierendeel, inibendo così la propagazione del collasso.



Figura 6-37 – Collasso parziale delle strutture perimetrali dell’edificio in 130 Liberty Street (immagine a) da Ellingwood et al., 2007, immagine b) da FEMA Photo Library.
[https://www.fema.gov/media-library/search/4019#{"keywords":"4019"}](https://www.fema.gov/media-library/search/4019#{))

Un altro caso interessante riguarda l’attentato terroristico del tribunale di St Mary's Axe a Londra nel 1992. L'edificio del tribunale (“Exchequer Court”) era un moderno edificio con struttura di acciaio con solai composti acciaio-calcestruzzo con soletta gettata in opera e struttura di acciaio controventata per resistere alle azioni da vento. Tutti i nodi trave-colonna erano di tipo flangiato a spessore di trave. Pertanto, tutte le connessioni erano progettate solo per resistere alle azioni di taglio. A seguito dell’esplosione di una bomba dovuta ad un attentato terroristico, l'edificio è stato notevolmente danneggiato ma non è crollato. La Figura 6-38 mostra l'estensione del danno e la duttilità delle colonne d'acciaio. In questo caso la duttilità delle membrature e la presenza dei controventi che non sono stati danneggiati hanno impedito il crollo globale.

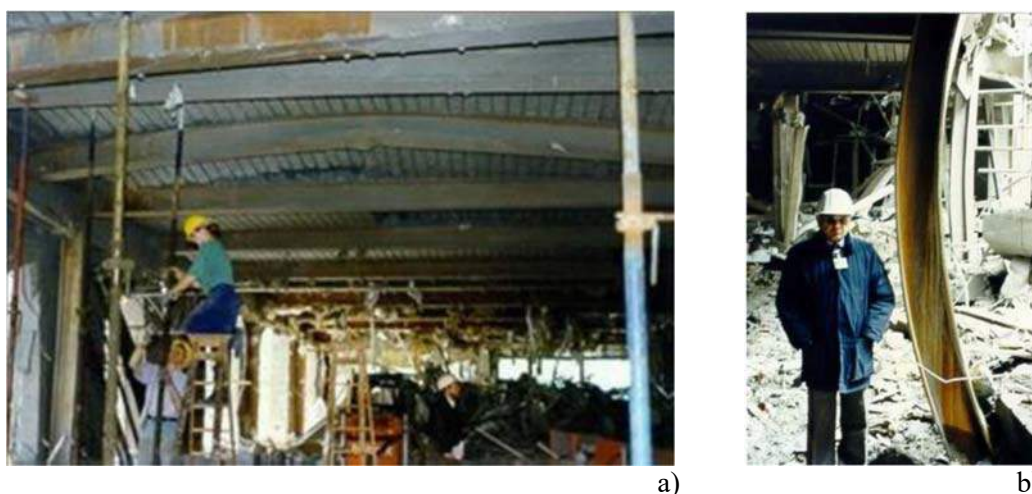


Figura 6-38 – Attentato terroristico al tribunale di St Mary's Axe, Londra 1992: a) danni ai solai composti acciaio-calcestruzzo; b) deformazione plastica e duttilità delle colonne di acciaio al piano terra (Moore 2002)

Tra le varie azioni eccezionali, anche il fuoco può indurre casi di crollo globale o parziale. Un caso interessante di crollo parziale di struttura di acciaio dovuto ad azioni da fuoco è quello della Torre "A" del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli. Questo edificio di 29 piani (altezza complessiva pari a 109.20 m) presentava una struttura di acciaio progettata prevalentemente per carico verticale ed un nucleo interno in calcestruzzo armato, a cui erano affidate le azioni orizzontali.

Durante i lavori di completamento della torre, il 30 luglio del 1990 un incendio doloso di notevoli dimensioni danneggiò considerevolmente la struttura. In particolar modo, l'ala EST dell'edificio subì un crollo parziale. Inoltre, a causa del severo danneggiamento, la restante parte della struttura metallica fu demolita mentre le componenti in calcestruzzo armato furono rinforzate. Il crollo della struttura di acciaio fu da ascrivere alla mancanza di adeguata protezione al fuoco, così come alla concezione dei collegamenti e dei ritegni delle travi. Infatti, i collegamenti tra le travi di piano non erano stati progettati per resistere a significative azioni flessionali così come ad eventuali azioni di tipo catenaria. Inoltre, la mancanza di adeguati ritegni torsionali ha comportato la crisi anticipata delle travi.

Successivamente, la torre "A" è stata riprogettata e ricostruita, Figura 6-39. Il nuovo progetto strutturale è stato redatto con lo spirito di mantenere inalterati gli schemi strutturali per non modificare sia la componente architettonica che quella impiantistica. Tuttavia, come si evince dalle Figure 6.46, i nodi della struttura di acciaio sono stati concepiti per trasferire la flessione, così da garantire una maggiore ridondanza ed un comportamento da sistema strutturale di tipo duale con il nucleo in calcestruzzo armato.

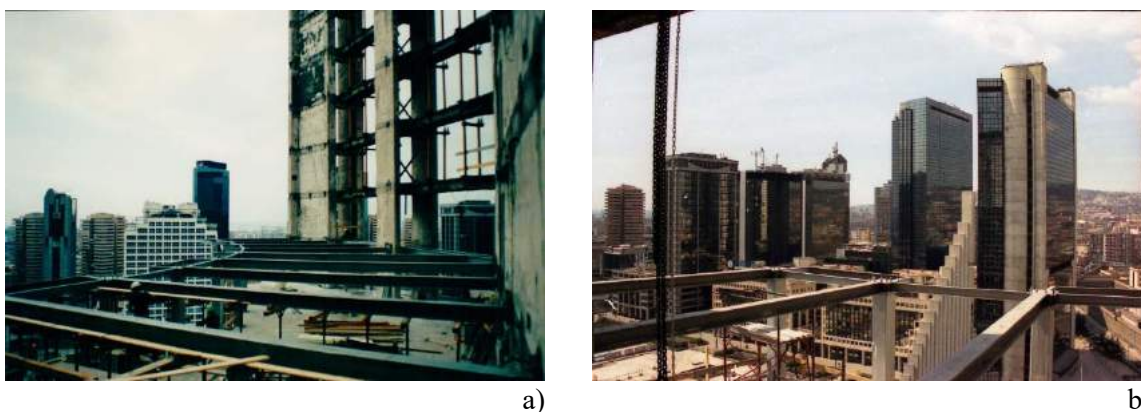


Figura 6-39 – Strutture di acciaio della Torre "A" del nuovo tribunale di Napoli: ricostruzione dopo l'incendio doloso del 30/07/1990 (<http://www.ai-studio.it/?project=1003>)

6.4.2 Criteri ed approcci di intervento per le costruzioni di acciaio

Per arrestare la propagazione del collasso causato da eventi estremi e/o eccezionali, possono essere necessari sia interventi di tipo globale che di tipo locale (vedi Capitoli 4, 5 e 6). Questi ultimi riguardano, nel caso delle costruzioni di acciaio, prevalentemente i collegamenti e le membrature.

In generale, nel caso di collasso indotto da perdita di una colonna, in accordo all'approccio basato sulle Classi di Conseguenza dell'EN 1991-1-7, le strutture con bassa propensione al collasso non necessitano di alcuna regola di dettaglio aggiuntiva. Infatti, in questo caso si può ritenere che, nel caso di perdita di una o più colonne, la struttura abbia una sufficiente riserva di duttilità. Per le tipologie strutturali a media propensione al collasso, è necessario adottare regole di dettaglio locale al fine di migliorare la robustezza. Infine, per le tipologie strutturali vulnerabili, in linea con le strategie raccomandate per gli edifici in Classe di conseguenza 2b (cioè ad elevato rischio), sono necessari sia interventi locali che globali. Per quest'ultimi è necessario eseguire analisi strutturali che tengano in conto il percorso di carico alternativo per assicurare che il progressivo collasso venga arrestato. Per le analisi strutturali si rimanda al capitolo 6.1.1 del presente documento.

6.4.2.1 Requisiti per le membrature

Durante un collasso progressivo, il danneggiamento e le deformazioni plastiche possono avvenire ovunque nella struttura. Pertanto, al fine di garantire la formazione di cerniere plastiche con adeguata capacità di rotazione senza riduzione della resistenza delle membrature è opportuno progettare gli elementi scegliendo sezioni di classe 1 in accordo alla classificazione dell'EN1993-1. Infatti, travi con sezioni di classe 2, 3 o 4 sono suscettibili di fenomeni di instabilità locale che ne limitano la capacità rotazionale e la resistenza flessionale (vedi Figura 6-40).

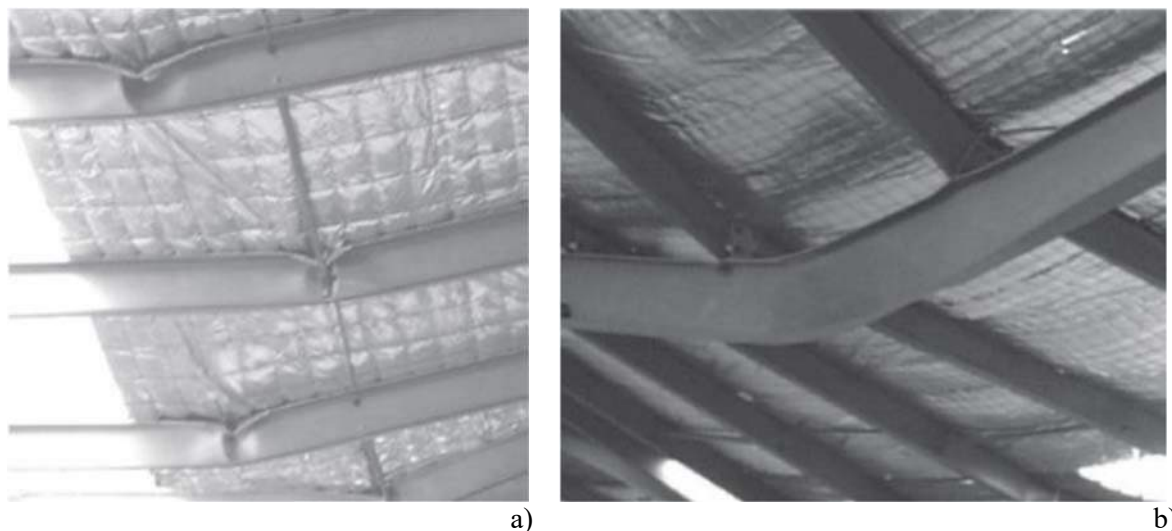


Figura 6-40 – Risposta flessionale in regime di grandi deformazioni di travi di acciaio: a) con e b) senza instabilità locale (Wong, 2009)

Tuttavia, al fine di garantire la capacità rotazionale di sezioni di classe 1 è necessario predisporre ritegni torsionali in modo da verificare la stabilità latero-torsionale delle membrature in presenza di cerniere plastiche e diagramma del momento flettente affine allo scenario di collasso esaminato. Infatti, le travi dell'impalcato sono in genere collegate al solaio che ne vincola la flangia superiore, che è in genere compressa, nei confronti dell'instabilità laterale. Nel caso si perda di colonna, il diagramma dei momenti può cambiare di segno e la flangia inferiore del profilo della trave può essere soggetta a compressione. In assenza di opportuni sistemi di controvento, la trave non risulta vincolata nei confronti dell'instabilità e, quindi, incapace di sviluppare la duttilità disponibile del profilo di acciaio. Il passo e la resistenza dei ritegni torsionali possono essere determinati in accordo all'Eurocodice 3, EN 1993:1-1 (CEN, 2005).

6.4.2.2 Requisiti generali per i collegamenti trave-colonna e trave-trave

I collegamenti dovranno essere progettati in modo da garantire rotazioni maggiori di quelle stimate dall'analisi strutturale sotto l'azione di perdita di colonna. Al fine di ridurre la domanda di rotazione sotto perdita di colonna, i collegamenti trave-colonna e trave-trave possono essere progettati come semirigidi, in base alla classificazione dell'Eurocodice 3, EN 1993:1-8 (CEN, 2005). In generale, per evitare crisi fragili la resistenza minima dei collegamenti dovrà corrispondere ad un modo di collasso di tipo duttile (ad es. nel caso di collegamenti bullonati a taglio, la resistenza corrispondente alla crisi da rifollamento dovrà essere minore della resistenza associata alla rottura del bullone; nel caso di collegamenti saldati, la resistenza di snervamento degli elementi collegati dovrà essere minore della resistenza delle saldature).

Nel caso di collegamenti bullonati di tipo flangiato, le saldature tra l'estremità della trave e la piastra terminale devono essere saldature a completa penetrazione, eseguite in officina ed opportunamente

controllate. Il materiale di apporto delle saldature dovrà essere di resistenza e resilienza maggiore dei materiali degli elementi collegati per evitare rotture fragili delle saldature.

Al fine di evitare un severo danneggiamento dei nodi, questi ultimi dovranno essere progettati per ripristinare la resistenza flessionale delle travi collegate considerando l'attivazione dell'azione catenaria e dell'incremento corrispondente del taglio.

In analogia alla progettazione sismica dei nodi a completo ripristino di resistenza (D'Aniello et al., 2017), il momento di progetto agente sul nodo $M_{j,Ed}$ può essere stimato come segue:

$$M_{j,Ed} = \gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh} \cdot (M_{B,Rd} + V_{B,Ed} \cdot s_h) \quad (6.18)$$

Dove $M_{B,Rd}$ è la resistenza plastica della trave collegata; $V_{B,Ed}$ è il taglio corrispondente all'attivazione delle cerniere plastiche nella trave insieme all'effetto dei carichi verticali; s_h è la distanza tra la cerniera plastica e l'asse del nodo; γ_{ov} il coefficiente che tiene conto della variabilità della tensione di snervamento del materiale della piastra d'estremità (i valori di γ_{ov} sono forniti dalle norme nazionali); γ_{sh} è il coefficiente che tiene in conto dell'incrudimento della trave collegata e può essere stimato come segue:

$$\gamma_{sh} = \frac{f_y + f_u}{2f_y} \quad (6.19)$$

Essendo f_y e f_u le tensioni di snervamento ed ultima del materiale impiegato per la trave.

Al fine di garantire il ripristino di resistenza del collegamento nei riguardi dell'azione catenaria, la resistenza a trazione delle file di bulloni nella parte tesa del collegamento ($\Sigma F_{t,Rd}$), ovvero le file disposte per metà altezza del collegamento in caso di simmetria della connessione, dovranno essere progettate per resistere interamente alla resistenza plastica assiale della trave collegata ($N_{pl,Rd,Beam}$), ossia in modo che $\Sigma F_{t,Rd}/N_{pl,Rd,Beam} \geq 1$. Questo criterio semplificato consente di progettare connessioni a completo ripristino di resistenza in caso di perdita di colonna (Tartaglia et al., 2018). Nei casi in cui il rapporto $\Sigma F_{t,Rd}/N_{pl,Rd,Beam}$ è minore dell'unità, il collegamento svilupperà deformazioni plastiche e, pertanto, sarà necessario adottare criteri aggiuntivi per garantire la duttilità del nodo. In particolare, al fine di migliorare le prestazioni (ovvero la resistenza e la duttilità) dei giunti flangiati per azioni indotte dalla perdita di colonna, sia lo spessore della piastra terminale (cioè resistenza flessionale della piastra terminale) sia il diametro del bullone (ovvero la resistenza del bullone) dovrebbero essere progettati in modo da mobilitare la loro resistenza corrispondente, ma evitando la modalità di tipo 3 delle file di bulloni, che tipicamente corrisponde ad un comportamento fragile delle connessioni di tipo T-Stub. Sulla base di questa considerazione, lo spessore della piastra di estremità può essere scelto tra i valori minimo e massimo che inducono la modalità 2 per un dato diametro del bullone (che è generalmente progettato a priori per resistere alle forze di taglio dovute ai carichi gravitazionali). I valori limite dello spessore della piastra possono essere ottenuti considerando le proprietà medie dei materiali ed il loro incrudimento così come descritto da Cassiano et al., (2017), cioè attraverso le seguenti relazioni:

$$t_{min,Mode2} \geq \frac{0.40 \cdot d}{\sqrt{\gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh}}} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{M0} \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2} \cdot f_y}} = 0.26 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (\leq t_{min,EN1993:1-8}) \quad (6.20)$$

$$t_{max,Mode2} \leq 0.9 \cdot \frac{1.43 \cdot d}{\sqrt{\gamma_{ov} \cdot \gamma_{sh}}} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{M0} \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2} \cdot \alpha \cdot f_y}} = 1.15 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{0.8 \cdot f_{ub}}{\alpha \cdot f_y}} \quad (6.21)$$

dove d è il diametro del bullone; f_{ub} la resistenza ultima del materiale del bullone; f_y la tensione di snervamento della piastra d'estremità; γ_{ov} il coefficiente che tiene conto della variabilità della tensione

di snervamento del materiale della piastra d'estremità; γ_{sh} è il coefficiente che tiene in conto dell'incrudimento della piastra d'estremità; α è il coefficiente usato per calcolare la larghezza efficace del T-Stub equivalente per ogni fila di bulloni in accordo all'Eurocodice 3, EN 1993:1-8 (CEN, 2005); γ_{M0} e γ_{M2} sono i coefficienti parziali di sicurezza del materiale del piatto e dei bulloni.

Al fine di migliorare la resistenza nei riguardi degli sforzi di trazione dovuto all'azione catenaria è opportuno introdurre una o più file di bulloni interne allineate con il baricentro della sezione della trave. I bulloni per le file supplementari dovranno essere dello stesso grado d'acciaio o superiore a quello adottato in altre file di bulloni dello stesso giunto. Il diametro nominale dei bulloni aggiuntivi non dovrà essere inferiore al diametro massimo degli altri bulloni nello stesso giunto e, se possibile, dovrà essere maggiore, al fine di aumentare la resistenza nei confronti delle azioni indotte dalla perdita della colonna.

Il tipo di bulloni da utilizzare nelle file aggiuntive dovrebbe avere una modalità di collasso a trazione caratterizzata dalla rottura per strizione del gambo del bullone (ad esempio bulloni di tipo SB e HR) per evitare cadute di resistenza al crescere delle rotazioni imposte. Pertanto, è preferibile evitare assemblaggi di bulloni caratterizzati da rottura della filettatura con estrazione del dado (ad es. bulloni di tipo HV), a meno che non si possa dimostrare che gli elementi della struttura interessata dall'azione eccezionale (ad es. le travi dei telai momento-resistenti) sono sufficienti per arrestare il collasso progressivo per tutti gli scenari di perdita di colonna.

Nel caso di perdita di colonna lungo il perimetro dell'edificio, i collegamenti delle travi perimetrali (vedi Figura 6-41) dovranno essere progettati per resistere ad un momento torcente almeno pari al 20% della resistenza torsionale plastica della trave collegata. Infatti, nel caso di perdita di colonna (come mostrato in Figura 6-41) questi collegamenti, oltre ad essere soggetti all'azione catenaria ed all'incremento di flessione e taglio, sono soggetti ad elevati momenti torcenti che possono portare alla crisi prematura dei bulloni e/o delle saldature.

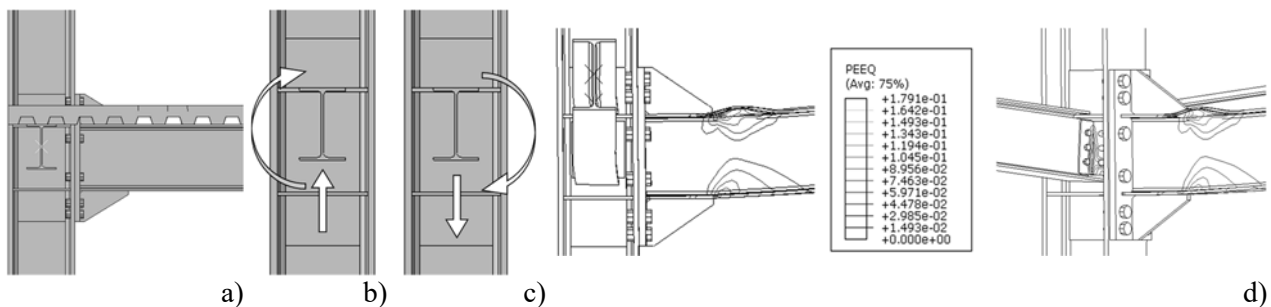


Figura 6-41 – a) effetti torsionali sui collegamenti delle travi di perimetro; b) nel caso di perdita di colonna di bordo; c) interna; d) esempio di danneggiamento (Tartaglia et al., 2018)

Nel caso di collegamenti saldati, le saldature tra l'estremità della trave e la colonna devono essere saldature a completa penetrazione, eseguite in officina ed opportunamente controllate. Come per i collegamenti flangiati, il materiale di apporto delle saldature dovrà essere di resistenza e resilienza maggiore dei materiali degli elementi collegati per evitare rotture fragili delle saldature.

Al fine di migliorare la risposta flessionale del nodo di tipo saldato, nonché la sua resistenza in regime membranale, si raccomanda l'adozione di irrigidimenti e/o costolature. Per le tipologie strutturali in cui gli elementi principali della maglia strutturale tendono a rimanere in campo elastico sotto perdita di colonna (ovvero con DIF che tende a 2), l'uso di nodi irrigiditi contribuisce a migliorare la risposta globale.

Nel caso di collegamenti di controventi e/o di tiranti, la resistenza del collegamento dovrà essere maggiore della resistenza ultima della membratura collegata, quest'ultima valutata considerando la resistenza media del materiale. In aggiunta, la resistenza di snervamento delle parti forate di questi tipi di collegamento dovrà essere maggiore della resistenza plastica delle membrature collegate al fine di evitare crisi fragili.

6.5 COSTRUZIONI DI LEGNO

6.5.1 Premessa

Le costruzioni di legno, similmente alle costruzioni di acciaio, sono più leggere e deformabili rispetto a quelle di calcestruzzo armato, e caratterizzate da minore grado di iperstaticità. Possono, tuttavia, assicurare una adeguata robustezza strutturale mediante una corretta progettazione dei dettagli costruttivi. Si evidenzia che le regole di dettaglio tipicamente impiegate nella progettazione sismica dei sistemi di legno (edifici, coperture, ecc.) generalmente non sono sufficienti per assicurare una adeguata robustezza rendendo necessario adottare regole di progettazione e di dettaglio specifiche e differenti per le diverse tipologie strutturali.

Le costruzioni di legno sono caratterizzate da un elevato rapporto resistenza/densità che riduce sia gli effetti inerziali dinamici che il peso degli elementi crollati che possono gravare sugli elementi strutturali superstiti (Hewson, 2016), riducendo la possibilità di collassi di tipo progressivo. Tuttavia, similmente alle costruzioni di acciaio, l'elevato rapporto resistenza/modulo elastico del legno rende le strutture sensibili ai fenomeni d'instabilità, risultando pertanto fondamentale una verifica considerando gli effetti del secondo ordine nella configurazione danneggiata, qualora venga adottato un approccio progettuale diretto.

Le costruzioni di legno possono essere catalogate secondo diversi criteri: per sistema costruttivo, per schema statico, per tipo di elementi strutturali.

Nel seguito si farà riferimento alla suddivisione per sistema costruttivo/tipologia strutturale come riportata anche nella CNR-DT 206 R1/2018 *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”*:

- *Sistemi a pareti* - A loro volta suddivisibili in: edifici a pareti di tavole incrociate (pannelli X-lam), edifici tipo “blockhaus”, edifici a telai leggeri irrigiditi (sistema noto anche come *balloon frame* o *platform frame*);
- *Sistemi a telai pesanti* - Formati da assemblaggio di travi e pilastri;
- *Orizzontamenti*. A loro volta suddivisibili in sistemi unidirezionali (a travetti) o bidirezionali (pannelli).
- *Sistemi di copertura* - A loro volta suddivisibili in: strutture reticolari, strutture a elementi monodimensionali (travi, archi, etc.) e strutture bidimensionali (membrane in X-lam).

Indipendentemente dalla tipologia strutturale, per conseguire un comportamento che rispetti i requisiti di robustezza strutturale, è necessario fare riferimento alle indicazioni generali riportate al Capitolo 12 “Robustezza Strutturale” della succitata CNR-DT 206 R1/2018 *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”*. In aggiunta alle prescrizioni di tipo generale, la robustezza strutturale può essere anche ottenuta adottando i criteri di gerarchia delle resistenze definiti nella CNR-DT 206 R1/2018 per la progettazione sismica, garantendo lo sviluppo di meccanismi duttili ed impedendo l'attivazione di quelli fragili (e.g. rottura della connessione e non dell'elemento ligneo collegato; attivazione di modi di rottura duttili dei connettori).

Nella progettazione dei dettagli costruttivi, si deve porre inoltre particolare attenzione agli stati di sollecitazione perpendicolari alla fibratura e agli effetti delle variazioni dimensionali indotte dai gradienti igrometrici del legno che causano fessurazioni da ritiro.

Infine si evidenzia come le costruzioni di legno siano tipicamente realizzate mediante prefabbricazione di tutti gli elementi; pertanto se da un lato la produzione dei componenti risulta controllata e certa, il montaggio può essere soggetto a errori e variazioni che possono compromettere significativamente la capacità della struttura di resistere ad eventi estremi e/o eccezionali.

6.5.2 Collasso in costruzioni di legno e relative strategie per garantire la robustezza

In letteratura sono stati condotti studi specifici sulle cause e modalità di rottura di costruzioni di legno, quali ad esempio quelli di (Blaß e Frese, 2007), (Frühwald et al., 2007) e (Dietsch e Winter, 2009), cui si rimanda per i dettagli. In generale la bibliografia disponibile riguarda prevalentemente studi relativi a coperture di grandi dimensioni, mentre ci sono pochi studi specifici su edifici multipiano di legno, data la recente diffusione di questi ultimi.

Lo studio compiuto da (Frühwald et al., 2007) si riferisce ad un campione di 127 edifici che hanno raggiunto lo stato limite ultimo a seguito del collasso di almeno un elemento strutturale, di una rottura locale, di uno schiacciamento locale o a causa di fenomeni di degrado materico. Lo studio evidenzia come meno di un terzo dei casi esaminati mostri un livello di robustezza definibile come “medio-alto” mentre in tutti gli altri casi si è evidenziato un livello di robustezza non adeguato. Con riferimento alle modalità di collasso sopra riportate, nel caso di collasso di almeno un elemento strutturale, il 62% dei campioni esaminati è risultato non robusto. Le principali modalità di collasso evidenziate sono: instabilità (30%), rottura a flessione (15%), tensione perpendicolare alla fibratura (11%), rottura a taglio (9%); fessurazioni da ritiro (9%). Lo studio evidenzia inoltre che il collasso si è verificato entro 3 anni dalla costruzione per circa un terzo dei casi esaminati mentre per circa un quinto dei casi esaminati il collasso si è verificato in fase di costruzione. Inoltre anche la durabilità del materiale può incidere significativamente sulla robustezza strutturale.

Le principali cause di collasso delle strutture lignee sono (Frühwald et al., 2007):

- Insufficienti proprietà del materiale e/o del prodotto (11%):
 - Scarse performance del materiale;
 - Errori di produzione in officina;
 - Metodi di produzione dei pezzi di scarsa qualità.
- Errori in fase di realizzazione (27%).
- Errori di progettazione (53%):
 - Errori nella valutazione delle azioni resistenti;
 - Errori nella valutazione delle azioni agenti.
- Sovraccarico rispetto ai carichi previsti da normativa (4%).
- Altre cause (5%).

Considerazioni simili sono riportate nello studio condotto da (Dietsch, 2011) che esamina un campione di 214 edifici di legno danneggiati. In tale studio si evidenzia come il 70% degli errori di progettazione e manutenzione abbia causato collassi globali della struttura, mentre solamente il 30% di essi hanno causato collassi localizzati. Questi dati sono ulteriormente confermati anche dallo studio compiuto da (Ellingwood, 1978) sul collasso di strutture realizzate con differenti materiali da costruzione, dove si dimostra come circa il 45% dei collassi sia imputabile a errori in fase di progettazione, il 38% a errori in fase di costruzione ed il 17% a quelli in fase di manutenzione.

È importante osservare come i collassi delle coperture di grandi dimensioni siano generalmente imputabili più a difetti causati da errori sistematici e quindi distribuiti nella struttura, piuttosto che a imperfezioni locali distribuite casualmente. Per questo motivo, per le coperture di legno di grande dimensione, è spesso preferibile garantire la robustezza mediante compartimentazione (Sorensen, 2011). Infatti, la presenza di difetti dovuti ad errori sistematici, in più parti della struttura, comporta che la possibilità di redistribuzione dei carichi (qualora vi sia ridondanza strutturale) si riveli un fattore a sfavore di sicurezza, a causa del conseguente incremento di sollecitazioni causato negli elementi contigui rimasti integri ma anch'essi affetti dal difetto, determinando una propagazione della rottura fino al collasso globale (effetto domino). Diversamente, nel caso degli edifici pluripiano di legno la robustezza strutturale può essere assicurata ricorrendo anche alle altre strategie progettuali in particolare sfruttando la ridondanza strutturale o il percorso alternativo dei carichi.

L'analisi del collasso di due coperture lignee di grande dimensione, quello della Siemens Arena in Danimarca (Figura 6-42) e della Bad Reichenhall ice-arena in Germania (Figura 6-43) evidenzia

come il crollo sia imputabile alla presenza di difetti diffusi. Tuttavia, mentre nel primo caso il crollo di due reticolari non si è propagato all'intera struttura, grazie alla scarsa ripartizione trasversale delle sollecitazioni offerta dagli arcarecci volutamente progettati “deboli”, nel secondo caso gli arcarecci rigidi e molto resistenti hanno provocato la redistribuzione del carico agli elementi vicini (anch'essi con difetti) causando un collasso a catena di tutte le reticolari di copertura.



Figura 6-42 – Collasso della copertura lignea della Siemens Arena a Ballerup, Danimarca (da COST Action E55, 2010)



Figura 6-43 – Collasso della copertura della Bad Reichenhall ice-arena nel 2006 in Germania (da <https://www.cbsnews.com/pictures/germany-roof-collapse/18/>)

È comunque importante sottolineare, come osservato in (COST Action E55, 2010), che non è corretto definire comunque errato – o meno adatto – l'approccio basato sulla ridondanza strutturale nelle costruzioni di legno al fine di conseguire caratteristiche di robustezza strutturale.

Risulta pertanto di fondamentale importanza che la verifica della robustezza delle strutture lignee non sia eseguita solo nei confronti di danneggiamenti locali, ma anche nell'ipotesi vi siano danneggiamenti sistematici, conseguenti ad esempio ad errori di progettazione e, dunque, diffusi a livello globale.

6.5.3 Coperture di grande luce

Le coperture di legno di grande luce (e.g. palazzetti dello sport, piscine, arene, teatri, sale conferenze, ecc.), sono costituite da elementi principali generalmente isostatici (ad esempio strutture reticolari,

travi ad anima piena di legno lamellare anche ad altezza variabile, archi, ecc.), che supportano un sistema di strutture secondarie spesso costituite da travi ad anima piena. Il sistema di travi secondarie può essere realizzato come un insieme di travi in semplice appoggio, come travi continue, o giuntate, o con un sistema di travi Gerber (Figura 6-44).

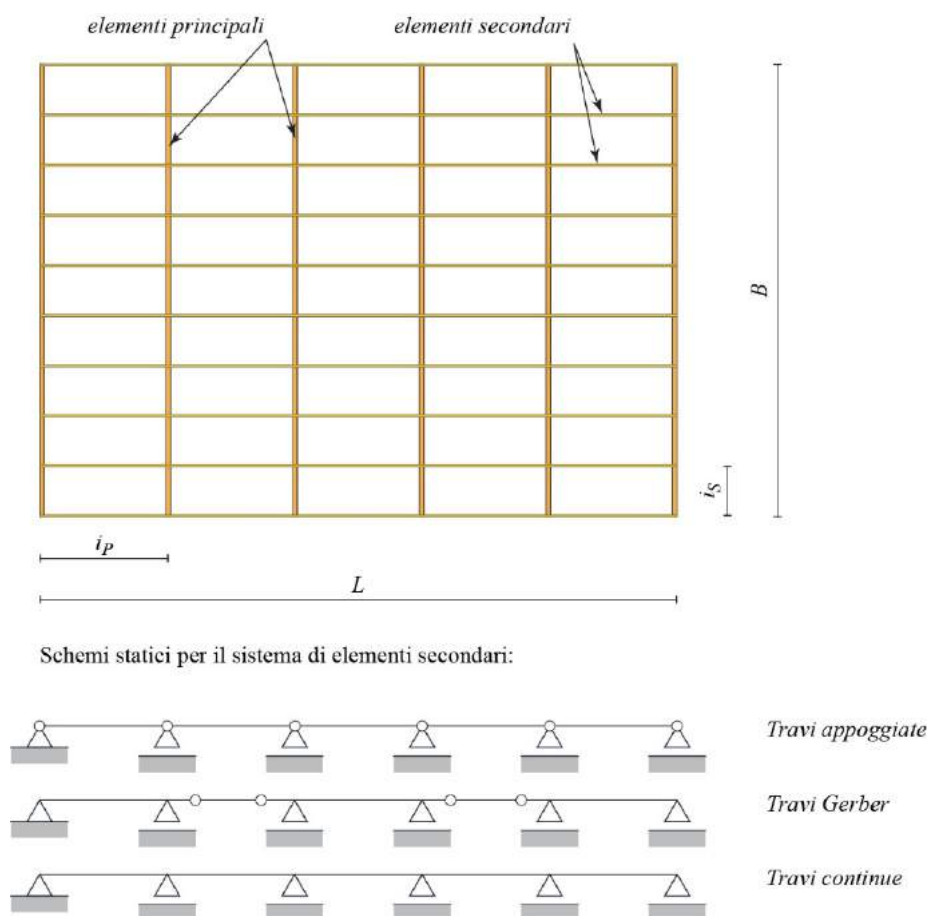


Figura 6-44 – Schemi strutturali tipici di una copertura di legno di grandi dimensioni (riadattata da COST Action E55, 2010)

Recenti studi (e.g. COST Action E55, 2010, Dietsch, 2011) hanno evidenziato come non si possa definire una strategia univoca che garantisca una adeguata robustezza in tutte le tipologie di coperture a grande luce. Pertanto, per definire la soluzione più robusta, il progettista dovrebbe considerare diversi scenari di danneggiamento.

Gli elementi secondari delle strutture di copertura di legno di grande luce tipicamente devono assolvere due diverse funzioni: da un lato portare i carichi verticali, dall'altro essere parte del sistema di controventamento orizzontale per trasferire i carichi al sistema di controventamento verticale. Tale duplice funzione deve essere valutata attentamente per quanto riguarda il comportamento nei confronti della robustezza quando si voglia realizzare la compartimentazione. Infatti, essendo parte del sistema di controventamento orizzontale, gli elementi secondari sono progettati in modo da essere in grado di trasferire carichi orizzontali di trazione e compressione. Questo fa sì che, nel caso di collasso di un elemento principale, si possa sviluppare una azione a catena causando la redistribuzione del carico agli elementi adiacenti (Figura 6-45).

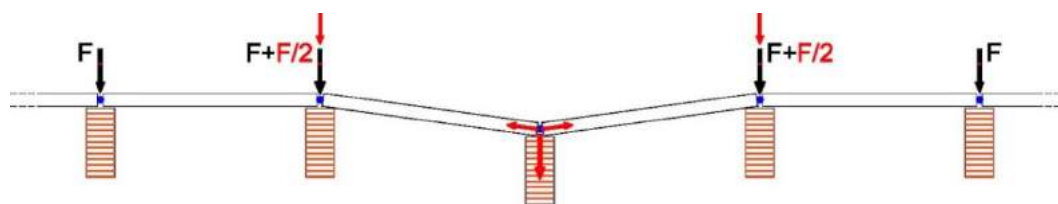


Figura 6-45 – Schematizzazione della redistribuzione trasversale in seguito al collasso dell'elemento principale (riadattata da COST Action E55, 2010).

Per realizzare una adeguata compartimentazione capace di ridurre il rischio di collasso progressivo e sproporzionato, si possono realizzare connessioni progettate per permettere la sconnessione dell'elemento in caso di collasso della trave principale (Figura 6-46a), oppure si possono affidare le due funzioni di controventamento e di portata dei carichi verticali a due sistemi differenti in modo che il sistema resistente ai carichi verticali venga sconnesso qualora la trave principale collassi, evitando la propagazione del danno alle travi attigue (Figura 6-46b). Una alternativa è rappresentata dal trasferimento di azioni orizzontali solo di compressione tramite una connessione unidirezionale che permetta la sconnessione dell'elemento (Figura 6-46c). Infine si possono inserire opportuni elementi che permettano di resistere ad una sollecitazione di trazione fino ad un valore limite prestabilito, consentendo la rottura oltre tale valore (Figura 6-46d).

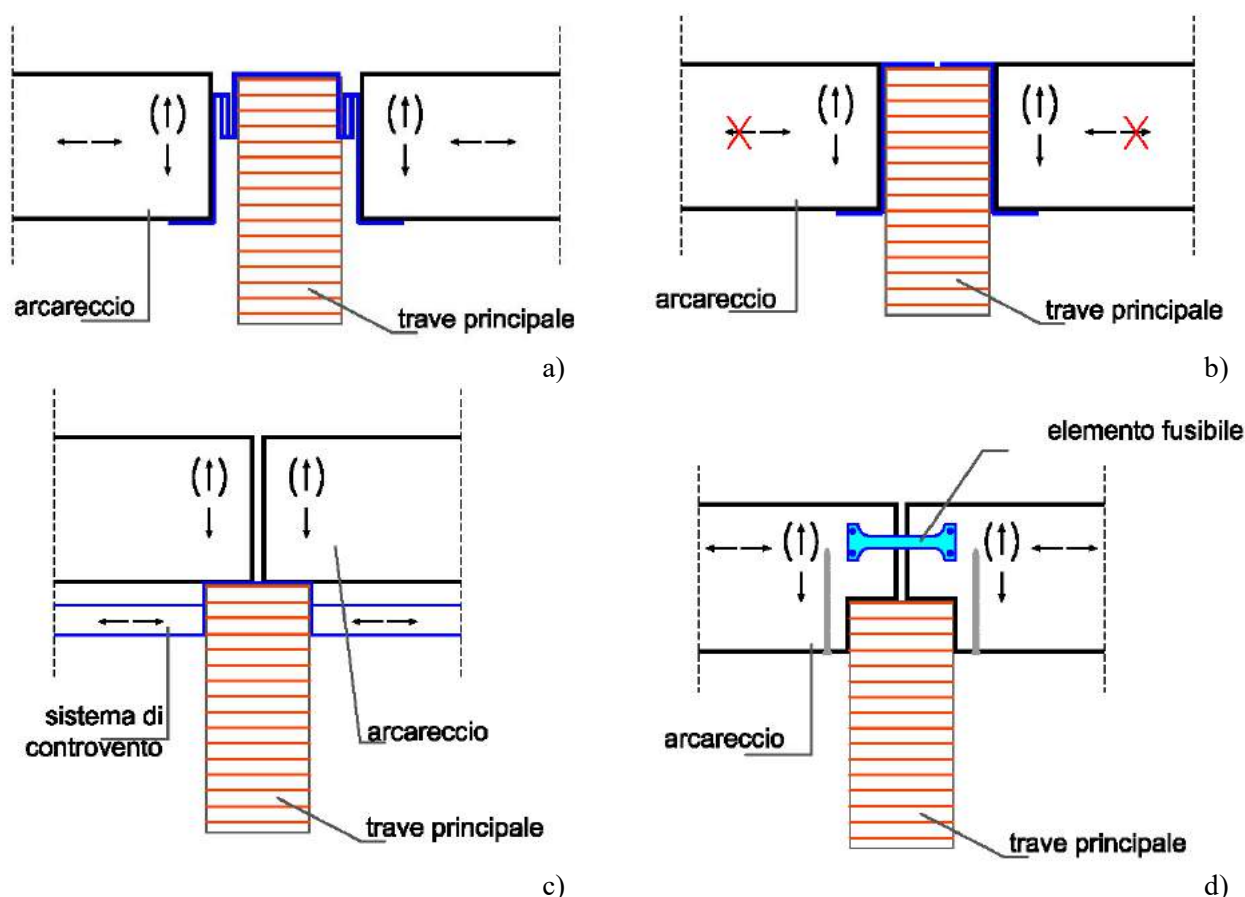


Figura 6-46 – Esempi di connessioni trave secondaria-principale che consentono di realizzare coperture robuste secondo la strategia della compartimentazione (riadattata da COST Action E55, 2010)

Nei casi in cui i piani di falda siano realizzati in pannelli di legno (X-lam o travi di legno lamellare sdraiato) e fungano anche da sistema di controventamento, è necessario valutarne attentamente l'interazione con la struttura principale. Essi possono infatti esplicare un comportamento membranale che, da un lato assicura una certa capacità di redistribuzione dei carichi, ma dall'altro impedisce la compartimentazione.

6.5.4 Sistemi a pareti

In questo paragrafo si riportano alcune prescrizioni mirate a garantire la robustezza di strutture con sistema resistente a parete massiccia (sistemi X-lam e blockbau) o intelaiata (sistema a telaio leggero irrigidito). A seguito del danneggiamento localizzato, che nel caso degli elementi verticali può interessare in tutto o in parte l'elemento strutturale in funzione della sua estensione, è fondamentale verificare che:

1. gli elementi verticali residui non siano soggetti a fenomeni di instabilità;
2. le connessioni e gli elementi strutturali siano opportunamente dimensionati in modo tale da garantire un'eventuale redistribuzione degli sforzi, anche con schemi statici non previsti in normale fase d'esercizio o che, in alternativa, siano previsti altri accorgimenti, quali ad esempio incatenamenti, atti a garantire la redistribuzione delle sollecitazioni, qualora prevista in sede di progetto.

Nel caso di collasso della parete inferiore (Figura 6-47a) o della zona d'angolo (Figura 6-47b), se si adotta un metodo di progetto diretto (paragrafo 4.6) si deve assicurare la possibilità di formazione di un meccanismo resistente della parete come “trave alta”. Qualora le pareti vengano progettate per resistere alle azioni eccezionali senza collassare (metodo della resistenza locale, paragrafo 5.2), è necessario che sia le membrature che le connessioni (tra pannelli attigui, con il solaio, la fondazione o la parete di spina ortogonale) siano in grado di resistere alle sollecitazioni indotte dall'azione fuori piano.

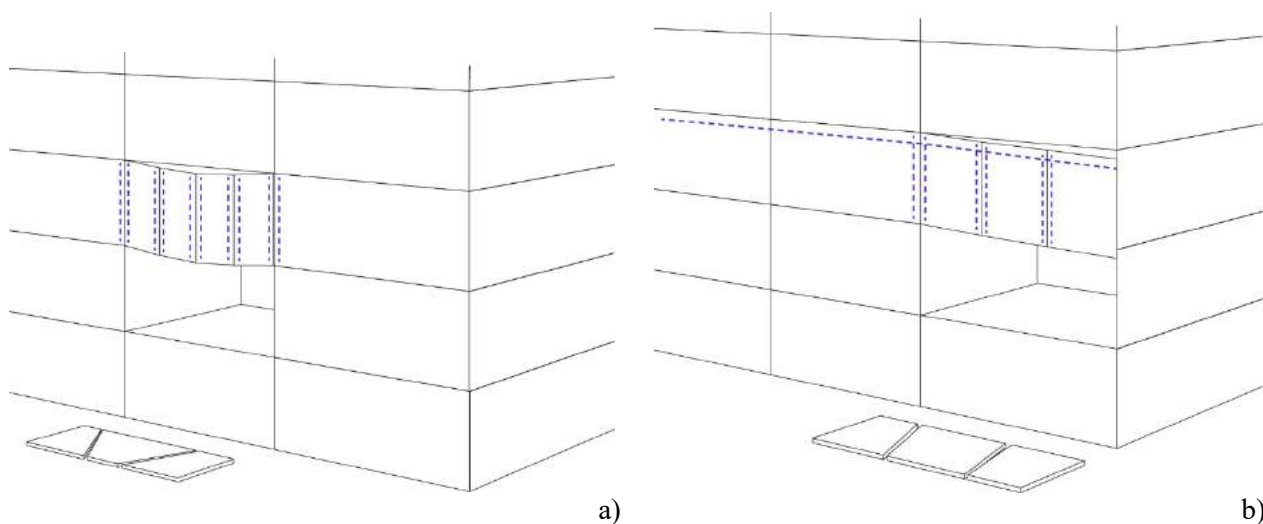


Figura 6-47 – Comportamento a trave alta di una parete a seguito del crollo di una parete al piano inferiore: a) schema in semplice appoggio; b) schema a mensola

Per ogni sistema strutturale a parete, vengono fornite di seguito alcune prescrizioni costruttive specifiche per ottemperare ai requisiti di robustezza.

6.5.4.1 Edifici a pareti di tavole incrociate (pannelli X-lam)

Gli edifici multipiano realizzati con pareti in pannelli di tavole incrociate tipo X-lam possono essere realizzati mediante due diverse metodologie costruttive, in relazione alla dimensione dei pannelli utilizzati:

- parete a pannelli monolitici: la parete viene realizzata con un unico pannello sul quale vengono intagliate le aperture (Figura 6-48a).
- parete a pannelli giuntati: la parete viene realizzata come assemblaggio di sotto pannelli di dimensioni più piccole giuntati con connessioni meccaniche (Figura 6-48b).

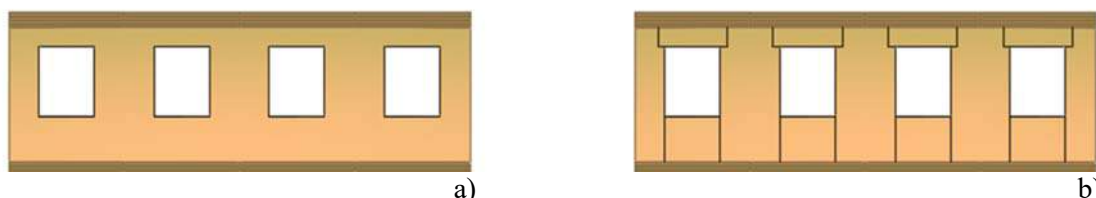


Figura 6-48 – Modalità costruttive di pareti in X-lam: a) pannello monolitico, b) pannello giuntato

Indipendentemente dalla metodologia costruttiva, la tecnologia a pannelli X-lam presenta alcuni vantaggi ai fini della robustezza (Huber, 2018) in quanto le pareti possono funzionare come travi alte, qualora venisse a mancare l'elemento di sostegno sottostante. Inoltre è in generale possibile garantire un'elevata resistenza e duttilità delle connessioni tra i pannelli.

Per contro, c'è da notare come una struttura a pannelli in X-lam abbia un peso solitamente maggiore rispetto alle altre tipologie di costruzioni di legno, per cui sono maggiori le sollecitazioni dinamiche cui può essere soggetta ed anche il peso degli elementi coinvolti nel collasso sulle strutture superstiti. Al fine di garantire una sufficiente robustezza dell'edificio a seguito del collasso di una parete posta ad un piano inferiore, si devono individuare eventuali percorsi di carico o meccanismi resistenti alternativi (Figura 6-49). A titolo di esempio, nel caso di parete con aperture, si può fare riferimento ad un meccanismo resistente, per la parete superiore rimasta integra, di tipo *Vierendeel*.

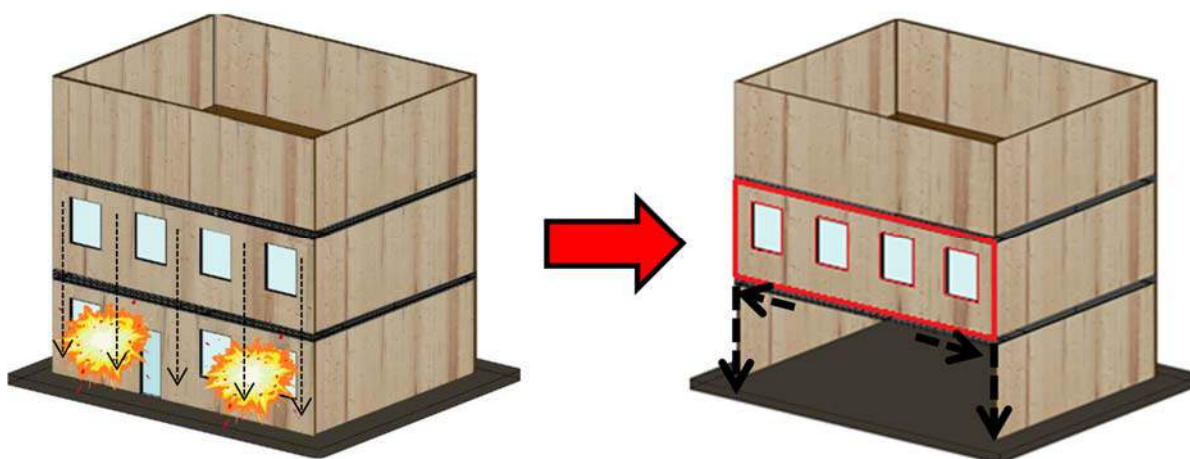


Figura 6-49 – Modifica del percorso di carico a seguito della perdita della parete a piano terra

In caso di schema resistente tipo trave *Vierendeel*, nel paragrafo 8.2 vengono fornite, per alcune tipologie di parete (differenti per lunghezza, numero di aperture e geometria degli architravi), le dimensioni minime dei vari elementi che la costituiscono al fine di assicurare una adeguata robustezza alla

parete. Le dimensioni minime riportate sono state definite con riferimento a parete a pannelli monolitici, ma sono estendibili anche alla configurazione a pannelli giuntati previa realizzazione di idonee connessioni tra i singoli elementi che costituiscono la parete.

Nel caso di pareti realizzate come assemblaggio di diversi sotto-pannelli (Figura 6-48b), comune nella pratica costruttiva per ridurre gli sfridi di lavorazione e gli oneri connessi al sollevamento dei pannelli stessi, si devono disporre adeguate connessioni atte a ripristinare la continuità flessionale e tagliente tra gli elementi per garantire un comportamento complessivo monolitico della parete (Figura 6-50).

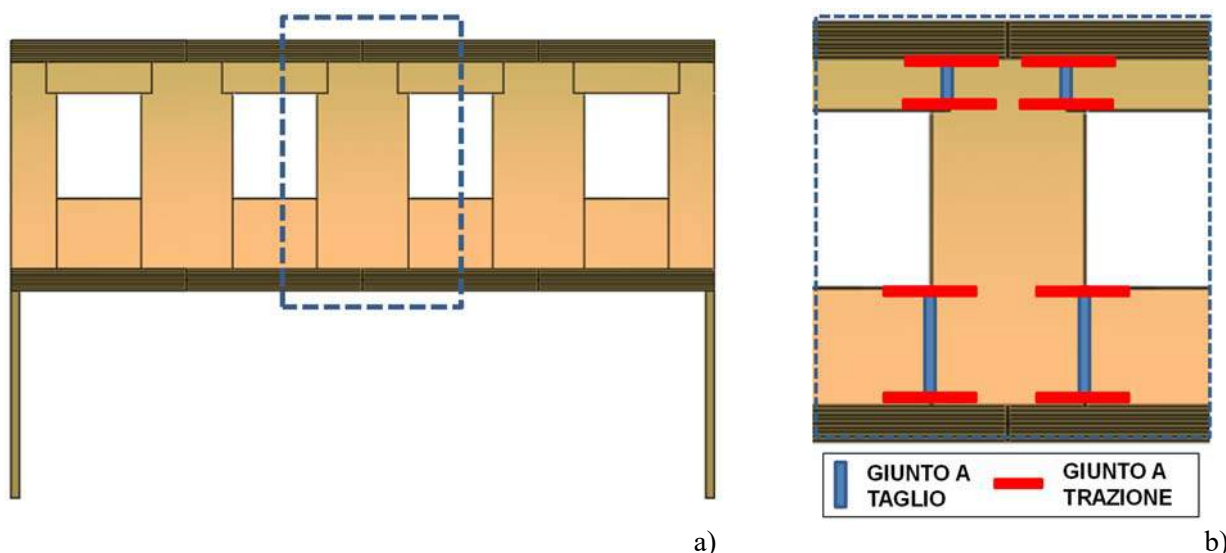


Figura 6-50 – Parete costituita da assemblaggio di sotto-pannelli: a) geometria parete; b) dettaglio dei sistemi di connessione

Relativamente alla tipologia di connessione da impiegare si può utilizzare:

- per le connessioni a taglio, un coprighiunto realizzato con un pannello di legno multistrato o una lama di acciaio microforata da chiodare o avvitare al pannello di legno;
- per le connessioni a trazione un tirante realizzato con una lama metallica microforata da chiodare o avvitare al pannello di legno e da disporre nella zona tesa del traverso. In alternativa, può essere utilizzato un tirante continuo su tutta la larghezza della parete e ancorato alle estremità.

Si raccomanda una distribuzione simmetrica degli elementi di connessione al fine di evitare eccentricità di funzionamento dei giunti e per assicurare anche un minimo livello di resistenza fuori piano del giunto stesso.

Ai fini di assicurare il funzionamento a trave-parete sopra descritto, risulta fondamentale garantire adeguate connessioni per sorreggere il solaio in caso di perdita di una parete a un piano inferiore. A tale scopo si devono prevedere opportune connessioni di sospensione del solaio alla parete soprastante. A titolo di esempio in Figura 6-51 è riportato un dettaglio costruttivo per solai realizzati con pannelli massivi (X-lam o legno lamellare sdraiato).

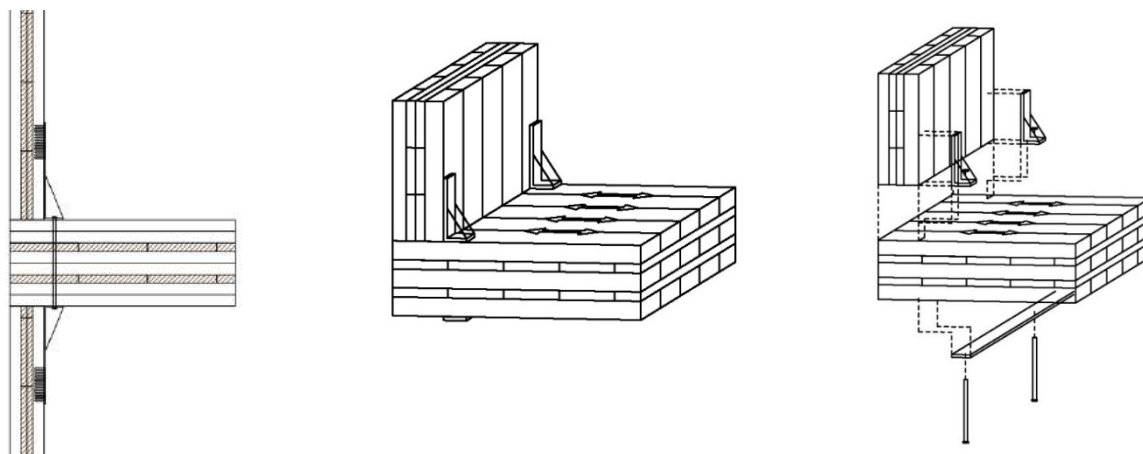


Figura 6-51 – Dettagli di un sistema di sospensione del solaio alla parete realizzato con pannelli massivi (X-lam o legno lamellare sdraiato)

Nel caso in cui si adotti una strategia di progettazione basata sul metodo della resistenza locale (elementi chiave) si deve porre particolare attenzione alle connessioni tra i pannelli che compongono la struttura. In particolare, affinché la parete resista ad azioni eccezionali (ad esempio esplosione, urto, si veda il capitolo 2), senza collassare, tutti i collegamenti tra gli elementi che costituiscono la struttura devono essere progettati in modo da assicurare un'adeguata resistenza alle azioni fuori piano.

Per quanto riguarda i giunti di assemblaggio dei singoli elementi che compongono la parete, si deve verificare che sia garantita una resistenza fuori piano del giunto di connessione. Tale resistenza può essere in generale conferita realizzando giunti simmetrici capaci di espletare nello spessore della parete una idonea resistenza a taglio e flessione fuori piano (Figura 6-52).

Anche le connessioni utilizzate per fissare le pareti alle strutture portanti di bordo (fondazioni, pareti di spina, solai) devono assicurare una adeguata resistenza alle azioni fuori piano. Tale resistenza può essere assicurata predisponendo specifiche connessioni di trattenimento e fissaggio della parete al solaio e alle pareti di bordo. Rispetto all'impiego di connessioni resistenti ad estrazione (viti), sono da preferire connessioni con squadrette metalliche in grado di sfruttare la resistenza a taglio dei mezzi di unione. Devono essere previsti appositi elementi di distribuzione delle forze di ritegno allo scopo di evitare rotture localizzate dei pannelli per strappo o punzonamento. I sistemi di connessione impiegati devono essere in grado di fornire un vincolo bilatero (Figura 6-53).

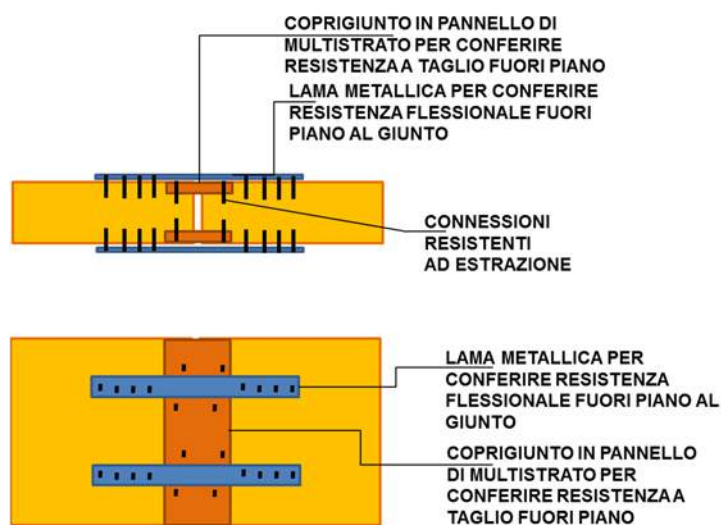


Figura 6-52 – Esempio del giunto d'assemblaggio tra i pannelli della parete in X-lam capace di assicurare una resistenza fuori piano in ambo le direzioni

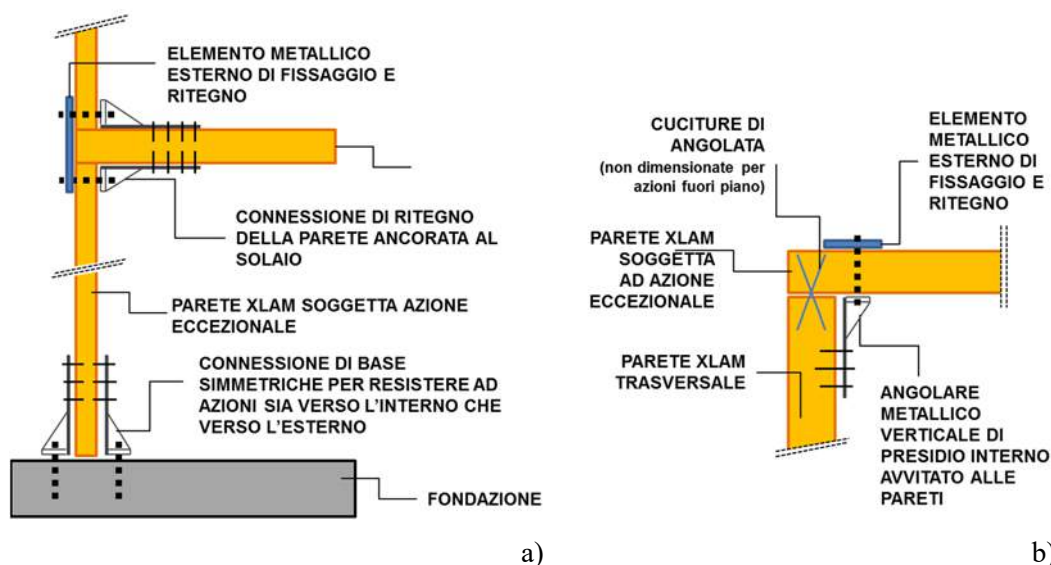


Figura 6-53 – Esempio di connessioni delle pareti resistenti alle azioni fuori piano: a) collegamento alla fondazione e a livello di solaio; b) collegamento con le pareti di spina

6.5.4.2 Edifici a telaio leggero irrigidito

Il sistema costruttivo a telaio leggero è una tecnologia edilizia ove le pareti, aventi altezza pari a quella di piano (*platform-frame*) o più piani (*balloon frame*), sono composte da montanti lignei a distanza ravvicinata aventi il compito di assorbire i carichi verticali. A questi montanti sono collegati, mediante connettori ad aderenza migliorata, dei pannelli (solitamente OSB o Plywood) su una o entrambe le facce, che fungono al contempo sia da irrigidimento rispetto ad azioni nel piano che da tamponamento. I solai sono costituiti generalmente da una orditura unidirezionale di travi con all'estradosso un assito realizzato mediante tavolato o pannelli di piccolo spessore.

Con riferimento alla necessità di assicurare un meccanismo resistente della parete come “trave alta” nel caso di collasso della parete inferiore (Figura 6-47), un possibile schema resistente a cui fare riferimento nel caso di sistemi a telaio leggeri irrigiditi è ancora quello a trave *Vierendeel*. In questo caso, i meccanismi resistenti che assicurano il funzionamento a trave *Vierendeel* sono:

- appensione verticale: data dai montanti verticali continui molto fitti (passo 60 cm circa)
- resistenza a taglio: data dalla chiodatura pannello/intelaiatura
- resistenza a trazione orizzontale: in questo caso vanno aggiunti tiranti/incatenamenti come riportato ad esempio in Figura 6-54, dove il tirante inferiore potrebbe essere realizzato anche con una trave lignea continua.

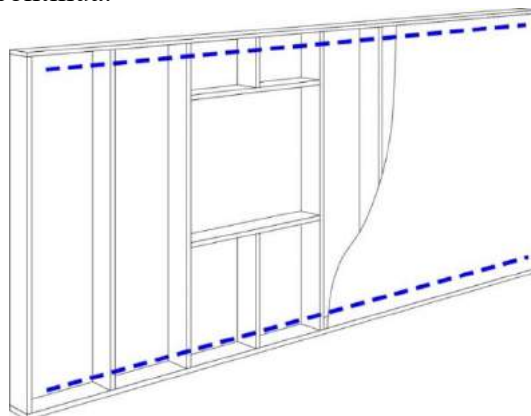


Figura 6-54 – Posizionamento di incatenamenti per consentire il funzionamento a trave Vierendeel in una parete a telaio leggero

La connessione solaio - parete può essere realizzata mediante differenti tecnologie che prevedono l'appoggio semplice delle travi del solaio sulla parete o l'impiego di specifiche staffature di appensione. In Figura 6-55 sono riportate le soluzioni tipologiche adottate nel sistema costruttivo a telaio leggero irrigidito opportunamente rivisitate per assicurare un comportamento strutturale robusto. In particolare:

- Figura 6-55 a). Solaio poggiante sulla parete realizzata con la tecnologia platform-frame. La trave di banchina sommitale della parete inferiore deve essere continua o opportunamente giuntata a trazione, in modo da poter realizzare un efficace incatenamento longitudinale della parete e del solaio stesso. I traversi interposti tra i travetti contribuiscono congiuntamente alla banchina inferiore della parete superiore alla formazione di un meccanismo resistente del solaio in caso di collasso della parete inferiore. Le connessioni verticali di accoppiamento tra i vari elementi devono assicurare l'appensione del solaio alla parete superiore, nonché un'adeguata resistenza nei confronti delle azioni fuori piano.
- Figura 6-55 b). Solaio esterno alla parete (realizzata con la tecnologia platform-frame). Il pannello superiore del sistema solaio viene inserito tra la parete superiore e quella inferiore. La trave di bordo a livello del solaio ha lo stesso spessore delle pareti e funge da cordolo di bordo, conferendo una significativa robustezza al sistema. Il solaio viene fissato sul lato interno della trave cordolo mediante apposite staffature metalliche ed il pannello estradossale viene prolungato e fissato sopra la trave. Le travi banchina delle pareti (superiore della parete inferiore ed inferiore della parete superiore) sono efficacemente connesse alla trave cordolo sia per azioni nel piano che fuori piano.
- Figura 6-55 c). Parete continua (realizzata con la tecnologia balloon-frame) e solaio poggiante su una banchina lignea ancorata alla parete. in questo caso la parete è continua su più piani. La trave banchina interna viene fissata ai montanti delle pareti e funge (se realizzata continua o con giunti che ne ripristinano la resistenza a trazione) da tirante sia per la parete che per il solaio. Va garantito un efficace collegamento tra il solaio e la parete.
- Figura 6-55 d). Parete continua (realizzata con la tecnologia balloon-frame) e solaio alloggiato su trave di banchina esterna. Il comportamento è analogo a quello descritto per il caso c) con il vantaggio che il collegamento solaio-parete è più semplice da realizzare.

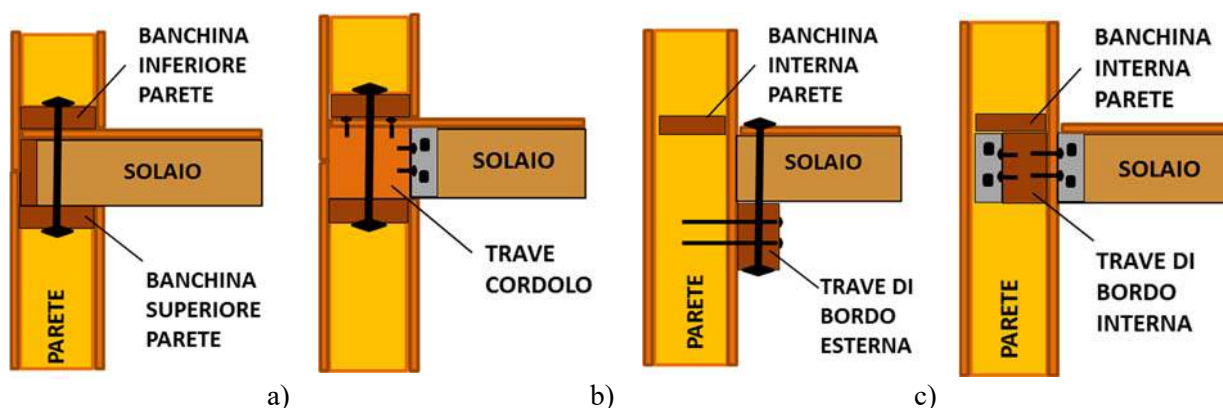


Figura 6-55 – Differenti modalità realizzative per il collegamento solaio-parete con caratteristiche di robustezza

È da osservare che tutte le soluzioni che prevedono l'interposizione dei travetti del solaio nella parete (soluzioni a-b) non sono applicabili per edifici che si sviluppano su più di tre piani.

Analogamente al caso degli edifici in pannelli X-lam, nel caso in cui si adotti una strategia di progettazione basata sul metodo della resistenza locale (elementi chiave) si deve porre particolare attenzione

alle connessioni che devono essere in grado di espletare una idonea resistenza alle azioni fuori piano di natura eccezionale (ad esempio esplosione, urto, si veda il capitolo 2), senza collassare.

Nello specifico, il pannello deve avere una resistenza fuori piano tale da trasferire l'azione ai montanti verticali. Inoltre, le connessioni impiegate per il collegamento pannello - montante devono avere una idonea resistenza fuori piano (ad estrazione) e devono essere progettate per evitare fenomeni di punzonamento locale della testa della connessione sul pannello di irrigidimento.

Per assicurare una adeguata capacità di resistenza fuori piano del pannello e ridurre le sollecitazioni di estrazione e punzonamento sulle connessioni pannello-montante si devono inserire traversi intermedi che favoriscono il comportamento a piastra del pannello.

Si devono inoltre prevedere apposite connessioni per il collegamento del montante alla trave banchina di base e di sommità. La trave banchina deve essere solidarizzata alla fondazione o al solaio con idonee connessioni capaci di resistere ad azioni fuori piano. Una schematizzazione del dettaglio della parete è riportata in Figura 6-56.

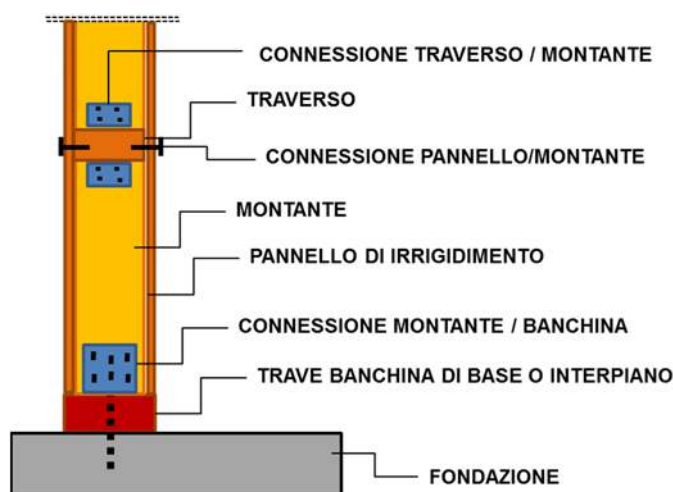


Figura 6-56 – Dettaglio connessione di edifici a telaio leggero irrigidito: sezione verticale

6.5.4.3 Edifici tipo “blockhaus”

Il sistema blockhaus è tipicamente utilizzato per realizzare edifici di modesta dimensione tipicamente monopiano. Per assicurare la robustezza strutturale risulta pertanto necessario adottare una strategia di progettazione basata sul metodo della resistenza locale (elementi chiave) conferendo alla parete una idonea resistenza alle azioni fuori piano di natura eccezionale (ad esempio esplosione, urto, si veda il capitolo 2). Essendo il sistema blockhaus realizzato da elementi monodimensionali sovrapposti (travi) disposti orizzontalmente e tenuti in posizione da un intaglio tipo “maschio-femmina”, la resistenza alle azioni fuori piano è fornita solamente dal grado di incastro dato dall'intaglio, che mette però in gioco la resistenza a trazione/compressione perpendicolare alle fibre del legno e, quindi, in grado di attivare una possibile rottura fragile.

Alcune prescrizioni costruttive per evitare tale problematica consistono in:

- Collegamento reciproco delle travi orizzontali mediante viti o barre verticali in modo da solidarizzare gli elementi tra loro e conferire una resistenza flessionale fuori piano sfruttando la resistenza ad estrazione/trazione della connessione metallica verticale (Figura 6-57a). Costruttivamente risulta opportuno disporre gli elementi di connessione sfalsati rispetto all'asse della trave in modo da conferire adeguata resistenza fuori piano in entrambe le direzioni. Gli elementi parete devono essere opportunamente sia fissati a livello di fondazione che di solaio/copertura.
- Inserimento di piatti metallici verticali di cucitura su entrambi i lati della parete (Figura 6-57b). Tali piatti devono essere fissati alla fondazione e al solaio e solidarizzati (mediante chiodi o viti) agli elementi di parete. In questo modo si attiva un meccanismo membranale in

cui la trave lignea reagisce a compressione mentre il piatto metallico lavora a trazione. Per il fissaggio dei piatti metallici agli elementi lignei risulta opportuno utilizzare mezzi di collegamento che abbiano una adeguata resistenza ad estrazione oltre che a taglio.

- Inserimento di travicelli verticali (anche da un solo lato) avvitati alle travi di parete orizzontali e solidarizzati alla fondazione e a livello di solaio (Figura 6-57c). In questo caso il meccanismo resistente alle azioni fuori piano sfrutta la resistenza a flessione dei travicelli verticali.

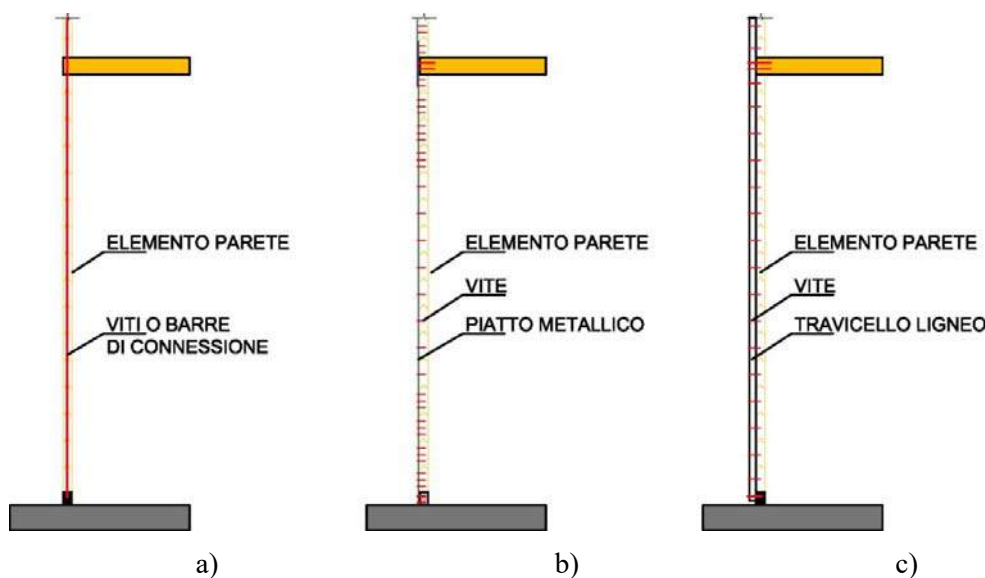


Figura 6-57 – Esempi di soluzioni costruttive per evitare lo sbandamento fuori piano delle pareti nel sistema Blockhaus: a) collegamento con viti o barre verticali degli elementi parete; b) irrigidimento con piatto metallico avvitato; c) irrigidimento con travicello ligneo avvitato

- Cerchiatura dei fori finestra e porta con elementi resistenti a flessione fuori piano. La possibilità di attivazione di meccanismi fuori piano è particolarmente critica per le porzioni di parete comprese tra le aperture (fori porta e fori finestra) che risultano prive degli ammorsamenti d'angolo.
- Presidio degli angoli e degli incroci delle pareti con elementi lignei verticali o angolari metallici (Figura 6-58). La connessione d'angolo degli elementi parete è realizzata mediante giunti di carpenteria che sfruttano la resistenza a taglio e trazione perpendicolare alle fibre del legno. La modalità di rottura di tale giunto di carpenteria risulta particolarmente fragile e i valori di resistenza per azioni fuori piano modesta.

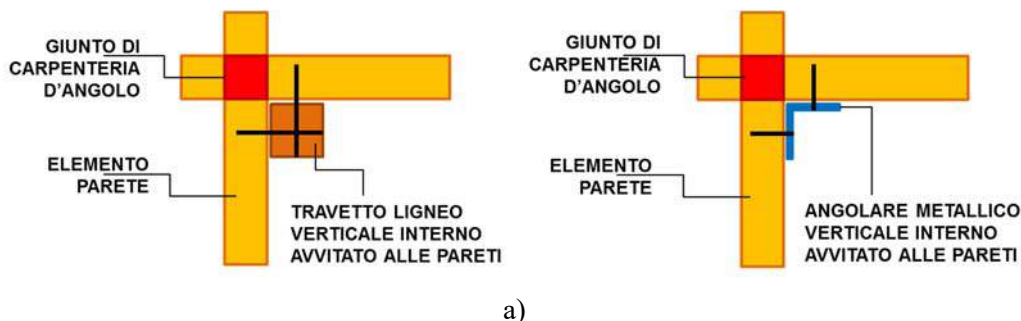


Figura 6-58 – Esempi di rinforzi dell'angolo delle pareti delle costruzioni Blockhaus: a) con travetto ligneo avvitato; b) con angolare metallico avvitato

Il dimensionamento di tali elementi richiede una verifica locale con riferimento alle azioni esplicitate al capitolo 2 e relative ad esplosioni o urti.

6.5.5 Sistemi a telai pesanti

I sistemi a telaio resistente a flessione (usualmente denominati MRF, Moment Resistant Frame) di legno rappresentano una tipologia costruttiva poco diffusa nel contesto italiano. In tali sistemi si affida la resistenza a flessione alle connessioni tra gli elementi (in particolare alle connessioni trave-colonna). Tali connessioni sono generalmente realizzate o attraverso connettori a gambo cilindrico (come viti, chiodi, bulloni e spinotti) eventualmente prevedendo anche l'adozione di piastre di acciaio, oppure utilizzando barre incollate, Figura 6-59.

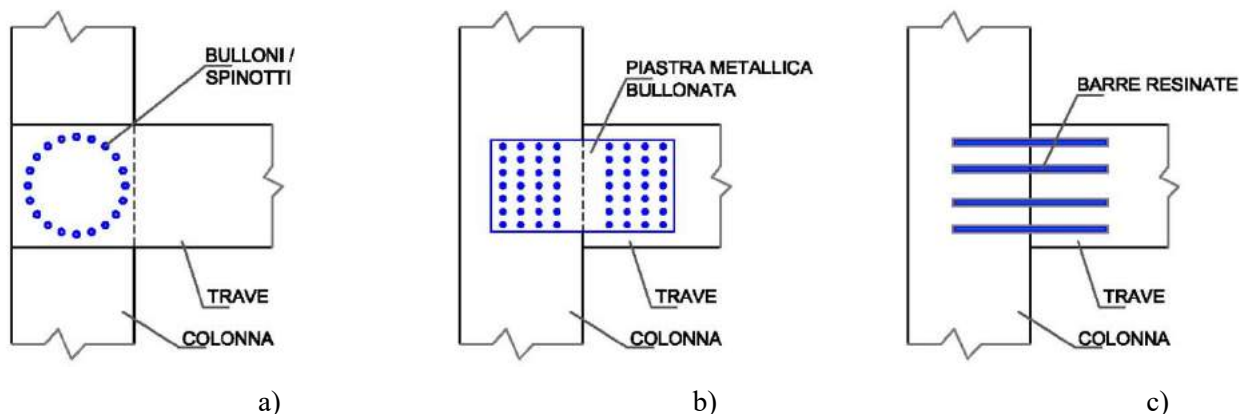


Figura 6-59 – Esempi di connessioni resistenti a momento: a) giunto bullonato; b) piastra metallica fissata con bulloni o viti; c) connessione con barre incollate.

In generale questa tipologia costruttiva presenta le medesime problematiche dei telai di c.a. o di acciaio, con la differenza che le membrature in legno reagiscono in modo elastico e presentano una minor capacità rotazionale delle connessioni e quindi, in generale, minore capacità di redistribuzione ed un minor effetto catenaria nel caso in cui venga a mancare un elemento verticale (Hewson, 2016). È pertanto necessario adottare opportuni accorgimenti al fine di garantire idonee caratteristiche di robustezza: ad esempio, è possibile sfruttare l'effetto catenaria delle travi solamente qualora le connessioni siano progettate in modo sufficientemente duttile (per esempio seguendo le prescrizioni sismiche per i nodi di portali con connettori cilindrici in classe di duttilità alta)

Una corretta concezione strutturale, che garantisca un certo grado di iperstaticità e preveda un adeguato sistema di incatenamento orizzontale, risulta essere una strategia di progettazione adeguata per assicurare la robustezza del sistema sfruttando percorsi alternativi dei carichi. Le tipiche modalità di rottura per le quali risulta applicabile tale strategia di progettazione per la robustezza sono:

1. collasso del solo pilastro (il nodo trave - pilastro rimane integro): in questo caso la robustezza sfrutta il comportamento accoppiato tra:
 - a) resistenza membranale del solaio (facendo attenzione a garantire congrua resistenze delle connessioni in presenza di tale stato di sollecitazione);
 - b) resistenza residua a trazione della connessione trave-pilastro che permette l'attivazione di un comportamento a catena della trave di bordo stessa (effetti del secondo ordine);
2. rottura del nodo trave - pilastro: in questo caso la robustezza è demandata esclusivamente al comportamento membranale del solaio.

6.5.6 Sistemi di incatenamento orizzontale

Per tutte le tipologie strutturali di edifici sopra descritte, in accordo con quanto riportato nell'Annex A delle EN1991-1-7:2006, devono essere disposte catene orizzontali in entrambe le direzioni ortogonali, sia internamente che lungo il perimetro dell'edificio.

Per la valutazione delle forze con cui dimensionare gli incatenamenti si rimanda a quanto riportato nell'Annex A delle EN1991-1-7:2006 e nelle annesse appendici nazionali (si vedano ad esempio le

BS-EN1991-1-7:2006), nelle quali viene specificato ad esempio che, data la leggerezza del legno rispetto agli altri materiali, è possibile ridurre il valore delle forze dimensionanti che sono state calibrate per strutture tradizionali. Si riportano di seguito, per le tipologie di solaio utilizzate comunemente, alcuni esempi di dettagli costruttivi finalizzati a creare un adeguato sistema di incatenamento orizzontale.

6.5.6.1 Solai a travetti

Per i solai a travetti possono essere utilizzate le seguenti tipologie costruttive per realizzare gli incatenamenti: travi di cordolo (Figura 6-60), pannelli intradossali (Figura 6-61) e catene metalliche (Figura 6-62).

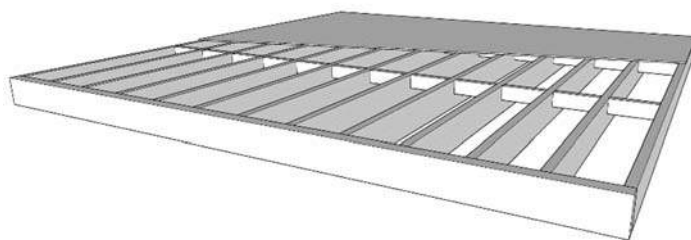
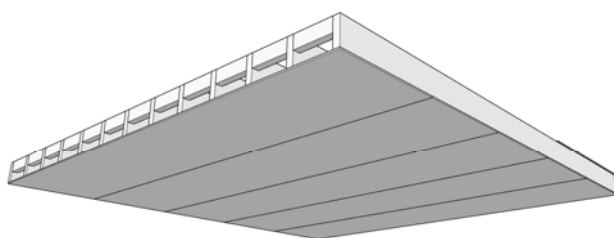
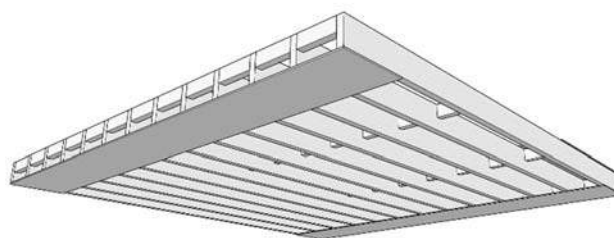


Figura 6-60 – Travi di cordolo con funzione di tirante



a)



b)

Figura 6-61 – Pannelli applicati all'intradosso: a) applicazione uniforme; b) applicazione in corrispondenza di fasce d'estremità

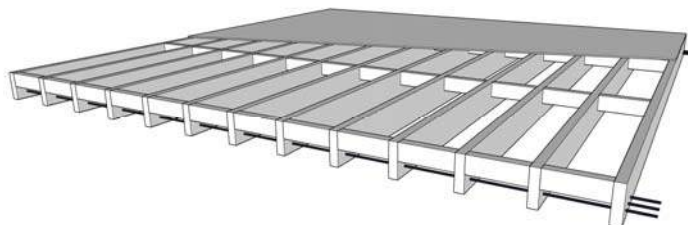


Figura 6-62 – Catene metalliche

In alternativa è possibile adottare elementi trasversali (interposti tra le travature principali e solidarizzati mediante apposite connessioni) in modo da formare una struttura con schema a graticcio e quindi bidirezionale con un funzionamento assimilabile ad una piastra (Figura 6-63).

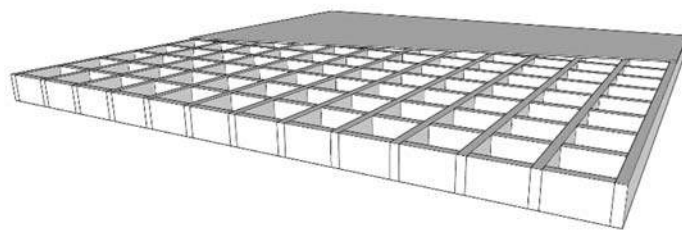


Figura 6-63 – solaio con graticcio di travi resistenti e connessioni robuste

6.5.6.2 Solai a pannelli pieni

Rispetto ai solai a travetti, quelli a pannelli pieni (in X-lam o travi di legno lamellare sdraiato) risultano più pesanti, pertanto è opportuno tener conto dei maggiori effetti dinamici dovuti ad una maggior inerzia e del maggior peso degli elementi collassati che vanno a gravare sulle strutture superstiti. Al fine di garantire un idoneo comportamento membranale dei solai a pannelli pieni è consigliabile sfalsare le linee di giunzione dei pannelli per evitare piani di taglio preferenziali (Hewson, 2016), ed assicurare un idoneo collegamento tra i pannelli di piano e gli elementi verticali (Hubert, 2018).

Le connessioni tra i pannelli di piano possono essere realizzate in due differenti modi:

- mediante l'utilizzo di viti di cucitura che funzionano grazie alla resistenza ad estrazione del filetto (Figura 6-64a);
- mediante l'utilizzo di un nastro metallico intradosale, disposto perpendicolarmente alle linee di giunzione, abbinato ad un coprigiunto estradosale disposto parallelamente alla linea di giunzione (Figura 6-64b).

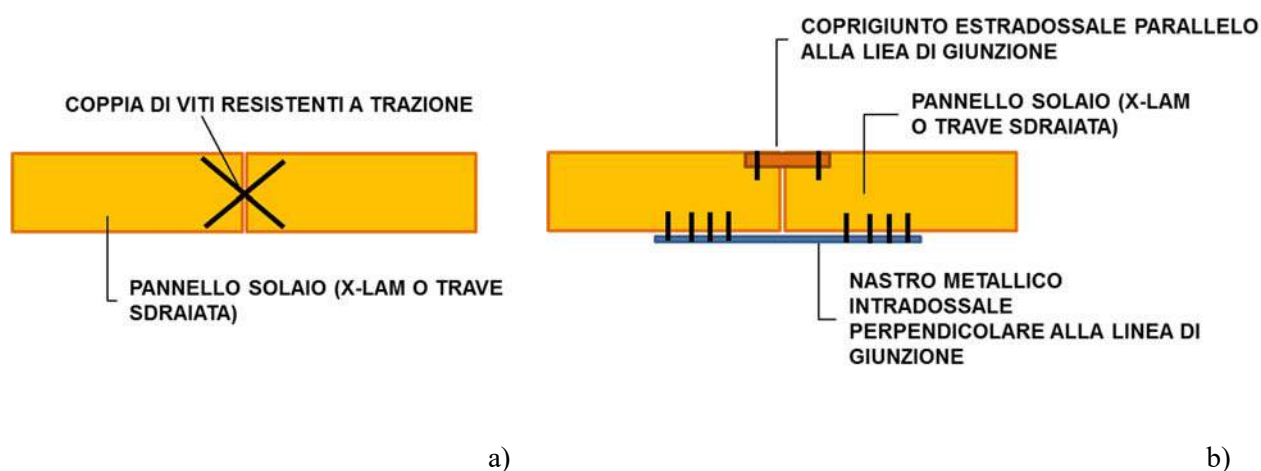


Figura 6-64 – Incatenamenti orizzontali su solai a pannelli massicci. Collegamento degli elementi solaio con: a) viti incrociate; b) giunti a taglio e trazione

6.6 RIFERIMENTI

Costruzioni di calcestruzzo armato

Amir S., Van Der Veen, C., Walraven, J.C., De Boer, A. (2016). Experiments on punching shear behavior of prestressed concrete bridge decks. *ACI Structural Journal*; 113(3), pp. 627-636.

Belletti B., Cantone R., Muttoni A.. (2016). Shell modelling strategies for the assessment of punching shear resistance of continuous slabs. *Italian Concrete Days*, Roma, 27-28 Ottobre

- Belletti B., Damoni C., Cervenka V., Hendriks M.A.N. (2016b). Catenary action effects on the structural robustness assessment of RC slab strips subjected to shear and tensile forces. *Structural Concrete*; 17(6): 1003-1016.
- Belletti B., Muttoni A., Ravasini S., Vecchi F. (2018) Parametric analysis on punching shear resistance of reinforced concrete continuous slabs. *Magazine of Concrete Research*. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00123>
- Botte W., Gouverneur D., Caspeele R. e Taerwe L. (2015). Influence of design parameters on tensile Membrane Action in Reinforced Concrete Slabs. *Structural Engineering International*; 2015(1):50-60
- Braestrup MW. (1989). Dome effect in RC slabs: rigid-plastic. *ASCE Journal Structural Divison*; 106(ST6):1237–53.
- Cantone R., Belletti B., Manelli L., Muttoni A. (2016). Compressive membrane action effects on punching strength of flat RC slabs. *Key Engineering Materials*; 711: 698-705.
- CEN 2004. CEN (European Committee for Standardisation). EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2 - *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, European Standard, Brussels, Belgium.
- Dat PX, Hai TK. (2013). Membrane action of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures. *Engineering Structures*; 55:107–15.
- FEMA, 277. *The Oklahoma City bombing: improving building performance through multihazard mitigation*, Building Performance Assessment Team, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1996.
- Galmarini A. (2014). *Influence of Axial Tension on the Structural Response of Reinforced Concrete Slab Strips*. IBK Bericht Nr. 358.
- Gvozdev A. (1936). The determination of the value of the collapse load for statically indeterminate systems undergoing plastic deformation. *International Journal Mechanical Science*; 1:322–35.
- Hewitt BE, Batchelor BD. (1975). Punching shear strength of restrained slabs. *ASCE Journal Structural Divison*; 101(9):1837–53.
- Kazemi-Moghaddam, A., Sasani, M. (2015). Progressive collapse evaluation of Murrah federal building following sudden loss of column G20. *Engineering Structures*; 89: 162-171.
- King S., Delatte N.J. (2003). Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: punching shear case study *Journal of Performance of Constructed Facilities*; 17(2): 54-61.
- Mulas M.G., Martinelli P. (2017). Numerical simulation of the partial seismic collapse of a 1960s RC building. *Journal of Performance of Constructed Facilities*; 31(6): 04017111.
- Mulas M.G., Perotti F., Coronelli D., Martinelli L., Paolucci, R. (2013). The partial collapse of "Casa dello Studente" during L'Aquila 2009 earthquake. *Engineering Failure Analysis*; 34: 566-584.
- Rankin GIB, Long AE. (1987). Predicting the enhanced punching strength of interior slab-column connections. *Proc Inst Civ Eng*. 82(1): 1165–86.
- Rankin GIB, Niblock RA, Skates AS, Long AE. (1991). Compressive membrane action strength enhancement in uniformly loaded, laterally restrained slabs. *Structural Engineering*; 69(16/20): 287–95.
- Sozen M.A., Thornton C.H., Gene Corley W., Mlakar Sr. P.F., (1998). The Oklahoma city bombing: Structure and mechanisms of the murrah building. *Journal of Performance of Constructed Facilities*; 12(3): 120-136.
- Taylor SE, Rankin B, Cleland DJ, Kirkpatrick J. (2007). Serviceability of bridge deck slabs with arching action. *ACI Structural Journal*; 104(1):39–48.

Taylor SE, Rankin G, Cleland D. (2003). Real strength of high-performance concrete bridge deck slabs. *Bridge Engineering*; 156(BE2):81–90.

U.K. Agency (2002). *BD 81/02: use of compressive membrane action in bridge decks. Design manual for roads and bridges*. 3. p. 11.1–11.5.

Vecchio F., Collins M. (1990). Investigating the collapse of a warehouse. *Concrete International*; 12(3):72–8.

Strutture prefabbricate di calcestruzzo armato

Arslan M.H., Korkmaz H.H., Gulay F.G. (2006). Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code. *Engineering Failure Analysis*; 13:537–57.

Belletti B., Damoni C., Scolari M., Stocchi A. (2014). Study of brittle failure modes of precast roof elements connected to the beams with steel dowels. *EURO-C 2014*, St. Anton am Arlberg, Austria; 24 – 27 March, 2: 871-881

Bournas D.A., Negro P., Taucer F.F. (2013). Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 12(5):2383–2404.

Bovo M., Savoia M. (2018). Numerical simulation of seismic-induced failure of a precast structure during the Emilia Earthquake, *Journal of Performance of Constructed Facilities ASCE*; 32(1) 04017119.

Ercolino M., Magliulo G., Manfredi G. (2016). Failure of a precast RC building due to Emilia-Romagna earthquakes. *Engineering Structures*; 118:262–73.

fib bulletin 63 (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. Fédération Internationale du béton, Lausanne (CH), 78 pages, ISBN 978-2-88394-103-8.

Ghosh S.K., Cleland N. *Observations from the February 27, earthquake in Chile*. PCI J 2012;57:52–75.

Leško A. (2016). Modern Moment Resisting Timber Connections – Theory and Numerical Modelling. *Procedia Engineering*; 153: 400-406. Open Access.

Liberatore L., Sorrentino L., Liberatore D., Decanini L.D. (2013). Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes. *Engineering Failure Analysis*; 34:629–47.

Ligabue V., Bovo M., Savoia M. (2014). Connessioni tegolo-trave: studio sperimentale e numerico del comportamento di angolari di collegamento. *CTE – ACI Workshop: Tecniche Innovative per il miglioramento sismico di edifici prefabbricati*, Bologna, ImReady ed., 75-84.

Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G., (2011). Neoprene–concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings. *Engineering Structures*; 33:532–8.

Magliulo G., Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Manfredi G. (2014). The Emilia Earthquake: seismic performance of precast Reinforced Concrete buildings. *Earthquake Spectra*; 30:891–912.

Minghini F., Ongaretto E., Ligabue V., Savoia M., Tullini N. (2016). Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes. *Earthquakes and Structures*; 11(2):327-346.

Reluis (2008), *Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti*, Linea di ricerca 2: Valutazione e riduzione della vulnerabilità degli edifici esistenti in c.a; Obiettivo 2.9: Comportamento e rinforzo di strutture industriali prefabbricate.

Reluis (Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali) (2012), “Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”.

Savoia M., Buratti N., Vincenzi L. (2017). Damage and collapses in industrial precast buildings after the 2012 Emilia earthquake; *Engineering Structures*; 137:162-180.

Toniolo G., Colombo A. (2012) Precast concrete structures: The lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete*;13:73–83.

Costruzioni di acciaio

Davies J.M., Brown B.A. (1996). *Plastic design to BS 5950*. The Steel Construction Institute

Dusenberry D. O., L'ambiance plaza – case study, <http://www.bfrl.nist.gov/861/861pubs/collapse/workshop/7.L'AmbiancePlazaCaseStudy060913.pdf>

Heger F. J., (2006) L'ambiance plaza. <http://www.engineering.com/Library/ArticlesPage/tabid/85/PageID/182/ArticleID/168/articleType/ArticleView/Default.aspx> .

Kokot S., Solomos G., (2011). Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines. JRC Technical Report, No JRC 32253-2011.

Ellingwood B.R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Carino N.J. (2007). Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. National Institute of Standards and Technology, NISTIR 7396.

Levy M., Salvadori M. *Perché gli edifici cadono*, Bompiani, 1997, ISBN: 8845231070

Moore D. B., “The UK and European Regulations for Accidental Actions,” in *National Workshop on Prevention of Progressive Collapse in Rosemont*, III, Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences, Washington, DC. 2002.

FEMA, FEMA 403 ‘*World Trade Center Building Performance Study*’ 2002.

National Institute of Science and Technology (NIST), 2005. *Final Report on the Collapse of the World Trade Centre Towers* (NCSTAR 1); Federal Building and Fire Safety Investigations of the World Trade Centre Disaster. US Department of Commerce, Gaithersburg, MD, USA.

National Institute of Science and Technology (NIST), 2008. *Final Report on the Collapse of the World Trade Center Building 7*. NIST NCSTAR 1A. Gaithersburg, MD. Available from: www.nist.gov

Wong M. B. (2009). *Plastic Analysis and Design of Steel Structures* (1st Edition ed.). Oxford, England: Elsevier Ltd

CEN 2005. CEN (European Committee for Standardization), *Design of steel structures, part 1.8: Design of joints*, EN 1993:1-8, Brussels, 2005.

CEN 2005. CEN (European Committee for Standardization), *Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*, EN 1993-1-1, Brussels, 2005.

Cassiano D., D’Aniello M., Rebelo C., Landolfo R., da Silva L. (2016). Influence of seismic design rules on the robustness of steel moment resisting frames. *Steel and Composite Structures, An International Journal*; 21(3): 479-500.

Cassiano D., D’Aniello M., Rebelo C., (2017) Parametric finite element analyses on flush end-plate joints under column removal. *Journal of Construct Steel Research*; 137: 77–92.

D’Aniello M., Tartaglia R., Costanzo S., Landolfo R. (2017). Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes. *Journal of Construct Steel Research*; 128: 512–527.

Tartaglia R., D’Aniello M., Rassati G.A., Swanson J.A., Landolfo R. (2018). Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. *Engineering Structures*; 159(15): 155–171.

Tartaglia R., D’Aniello M., De Martino A. (2018). The ultimate performance loss of external end-plate bolted joints unders column accounting for the presence of transverse beams. *The Open Construction and Building Technology Journal*; 12, (Suppl-1, M7), 2018, Pages 132-139.

Costruzioni di legno

Blaß H.-J., Frese M. (2007). Failure analysis on timber structures in Germany - A contribution to COST Action E55, *1st Workshop. Graz University of Technology*, Austria.

CEN 2004. CEN (European Committee for Standardisation). EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2 - *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, European Standard, Brussels, Belgium.

CEN 2006. CEN (European Committee for Standardisation). EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1 - *Actions on structures. Part 1-7: General actions - Accidental actions*. CEN, European Standard, Brussels, Belgium.

COST Action E55 (2010). *Modelling of the performance of timber structures. Guideline - Design for robustness of timber structures*.

Sørensen J.D., Dietsch P., Kirkegaard P.H., Munch-Andersen J., Cizmar D., Neves L., Branco J., Zhang B., Fink G., Steiger R., Köhler J., Rajcic V., Turk G., Winter S.

Frühwald E., Serrano E., Toratti T., Emilsson A., Thelandersson S. (2007). Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber, *Report TVBK-3053*. Div. of Struct. Eng., Lund University.

Dietsch P., Winter S. (2009). Assessment of the structural reliability of all wide span timber structures under the responsibility of the City of Munich. *33rd IABSE Symposium*, Bangkok, Thailand.

Dietsch P. (2011). Robustness of large-span timber roof structures. Structural aspects, *Engineering Structures*; 33(11): 3106–3112.

Ellingwood B. R. Leyendecker E. V. (1978). Approaches for design against progressive col-lapse. *J Structural Divison ASCE*; 104: 413-423.

Hewson N. (2016) *Robustness in Structures*. Melbourne: Forest and Wood Products Australia Limited.

Huber J.A.J., Ekevad M., Girhammar U.A., Berg S. (2018). Structural robustness and timber buildings – a review, *Wood Material Science & Engineering*, doi: 10.1080/17480272.2018.1446052. Open Access.

Lew H.S., Bao Y., Sadek F., Main, J.A., Pujol S., Sozen M. (2011). *An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario*, NIST Technical Note - 1720.

Sørensen J.D. (2011). Framework for robustness assessment of timber structures, *Engineering Structures*; 33: 3087-3092, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.02.025

7 QUANTIFICAZIONE PROBABILISTICA E SEMIPROBABILISTICA DELLA ROBUSTEZZA

7.1 APPROCCIO PROBABILISTICO E SEMIPROBABILISTICO

Attualmente, le normative e standard considerano un insieme relativamente ridotto di possibili eventi, che potrebbero minacciare la sicurezza e le prestazioni di un sistema strutturale (cfr. cap. 2), nonché la mitigazione dei rischi ad essi associati. L'evoluzione delle pratiche costruttive, così come gli eventi socio-politici, hanno tuttavia evidenziato la necessità di studiare alcuni ulteriori rischi, che in passato non erano considerati nella progettazione comune (come le esplosioni) o rispetto ai quali si utilizzava un approccio “*deemed-to-satisfy*”, semplicemente stilando una *check-list* piuttosto che effettuando calcoli strutturali.

Considerare questi pericoli potenziali con un approccio consistente è oggi riconosciuto essere un presupposto imprescindibile per garantire una gestione efficace della sicurezza delle costruzioni, per massimizzare il ritorno sull'investimento delle risorse e produrre disposizioni normative mirate al miglioramento delle pratiche costruttive. Non è comunque né economicamente né tecnicamente possibile considerare in dettaglio, nell'ambito della progettazione, ciascun evento che possa potenzialmente inficiare le prestazioni strutturali di un edificio.

Gli eventi dannosi possono avere impatti diversi, a seconda del rischio di riferimento considerato. Ad esempio, l'esplosione di un ordigno può avere un effetto ridotto sul rischio, se il target di riferimento della probabilità di collasso $P[C]$ è di 10^{-5} /anno, ma può avere un impatto considerevole se il target di riferimento è di 10^{-7} /anno. Inoltre, può essere importante considerare l'arco temporale di riferimento. I rischi annualizzati forniscono una rappresentazione diversa dell'esposizione, rispetto a quelli determinati sulle basi temporali di 50 anni o di 100 anni, e ciò può incidere di conseguenza anche sulle decisioni. Il confronto tra diverse tipologie di eventi potenzialmente dannosi può consentire agli *stakeholders* e ai decisori di escludere rischi considerati irrilevanti, di focalizzare l'attenzione soltanto su quelle tipologie di evento che possono condurre a un incremento inaccettabile dei tassi di collasso di un edificio, superando la soglia *de minimis*, e di adottare adeguate strategie di mitigazione del rischio per quegli eventi.

Le probabilità condizionate presentate nell'equazione (3.8) possono essere tutte ottenute mediante l'analisi probabilistica del rischio (PRA), in cui è possibile modellare le incertezze, studiare la loro propagazione e gli effetti sulle prestazioni richieste del sistema. Nel caso dei sistemi strutturali, questo approccio è denominato analisi di affidabilità strutturale e il fallimento (collasso nel caso in esame) si intende raggiunto quando la domanda S (cioè gli effetti generati dalle azioni) eccede la capacità R . La probabilità di fallimento è pari a:

$$p_f = \int F_R(x) \cdot f_S(x) \cdot dx \quad (7.1)$$

dove $F_R(x)$ è la funzione di distribuzione cumulativa della capacità R e $f_S(x)$ è la funzione densità di probabilità della domanda S . Sia R che S devono essere quantificate mediante una misura scalare o vettoriale, che dipende del tipo di carico o dallo stato iniziale di danno.

La probabilità di collasso sproporzionato può essere definita in maniera equivalente in accordo all'equazione:

$$p_f = P[S \geq R] \quad \text{oppure} \quad p_f = \Phi(-\beta) \quad (7.2)$$

dove β è l'indice di affidabilità (o indice di sicurezza) e $\Phi(\cdot)$ è la funzione di distribuzione standard normale.

Con riferimento ad una generica struttura, per condurre una progettazione o una valutazione della sicurezza basata sui criteri prestazionali (*performance-based design/assessment*), i decisori dovrebbero definire a priori il livello tollerabile di rischio, cioè il rischio che ritengono possa essere accettato

per la struttura in esame. Nel caso specifico della probabilità di collasso, la cui principale conseguenza è rappresentata dalla perdita di vite umane, i decisori possono assumere che l'obiettivo prestazionale di salvaguardia della vita umana sia conseguito se la seguente relazione è verificata:

$$P[C] \leq p_{th} \quad (7.3)$$

dove p_{th} è il rischio *de minimis*, che può ritenersi di un ordine compreso tra 10^{-5} /anno e 10^{-7} /anno (Pate-Cornell, 1994; Stewart e Melchers, 1997; Russo e Parisi, 2016), a seconda della tipologia di rischio analizzata.

Nel caso in cui si utilizzi il metodo dei percorsi alternativi di carico descritto nel Capitolo 5, la probabilità di collasso si riduce a $P[C|SL]$ e può essere valutata attraverso la convoluzione della domanda e della capacità. In quest'ottica, dunque, la probabilità condizionata di collasso dovrebbe rispettare la condizione seguente:

$$P[C|SL] \leq \frac{p_{th}}{\lambda_H} \quad (7.4)$$

In conformità a quanto detto in precedenza, assumendo λ_H pari a $10^{-6} - 10^{-5}$ all'anno, l'obiettivo prestazionale stabilito dalla condizione (7.4) richiede che la probabilità condizionata di collasso sia dell'ordine di $10^{-2} - 10^{-1}$ all'anno. Quest'ultimo valore rappresenta quindi la probabilità di riferimento, che risulta essere due o tre ordini di grandezza superiore di quella relativa a componenti e sistemi strutturali, in ragione della natura condizionata dello stato limite di collasso sproporzionato definito dalla relazione (7.4). Conseguentemente, l'indice di affidabilità di riferimento β_0 per lo stato limite di collasso condizionato alla occorrenza del danno sarà dell'ordine di 1.5, ovvero significativamente inferiore rispetto a quello assunto per lo stato limite ultimo degli edifici nuovi ad uso residenziale nel caso di azioni ordinarie (ovvero $\beta_0 = 3.8$, che corrisponde ad una probabilità di riferimento per il collasso dell'ordine di 10^{-4}).

Le probabilità condizionate di danno locale e di collasso sproporzionato possono essere valutate mediante l'ausilio di analisi di fragilità, che costituiscono un metodo consolidato in ingegneria sismica (Porter et al., 2007), esteso anche alla valutazione di altri rischi (Asprone et al., 2010; Parisi 2015; Olmati et al., 2016).

In definitiva, poiché il verificarsi di una carenza di robustezza deve essere identificata come una situazione sfavorevole la cui probabilità di intervenire deve essere estremamente limitata, si può utilizzare il concetto di “*de minimis*” proposto da Pate-Cornell (Pate-Cornell, 1994), e richiamato al paragrafo 3.2 per il quale, almeno per gli edifici, un evento con probabilità annuale di verificarsi inferiore a 1×10^{-7} /anno può essere considerato tale da non dover essere esplicitamente preso in conto nella concezione strutturale. Considerando edifici di natura ordinaria con vita nominale di 50 anni, pertanto afferenti alla classe di conseguenza 2, tale probabilità risulta essere nell'ordine di grandezza di $5 \times 10^{-6}/50$ anni. Ne consegue che, poiché l'indice di affidabilità β riferito ad una classe di conseguenza 2 con vita nominale pari a 50 anni è pari a 3.8 e corrisponde ad una probabilità di insuccesso nell'ordine di 7.3×10^{-5} , la probabilità di intervento di un collasso globale della struttura a seguito di un cedimento locale (evento cioè relativo alla carenza di robustezza) deve essere coperto, con un approccio di probabilità condizionale, da un ulteriore termine dell'ordine di $6.9 \times 10^{-2}/50$ anni, cioè con un $\Delta\beta \approx 1.5$ in 50 anni di vita nominale della struttura.

Il formato globale di valutazione della sicurezza strutturale prevede di stimare la resistenza complessiva della struttura (ad esempio impiegando una simulazione agli elementi finiti non lineare) utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali e di valutare la resistenza di progetto dividendo la resistenza media così ottenuta per un fattore di sicurezza globale γ_R riferito al comportamento complessivo della struttura. Ne consegue che, ammettendo che la distribuzione probabilistica della resistenza della struttura nel suo complesso sia esprimibile con una legge log-normale (nell'ipotesi di

aver assunto il medesimo modello log-normale per rappresentare l'aleatorietà delle proprietà dei materiali che la costituiscono), il fattore di sicurezza globale γ_R della struttura deve essere valutato in funzione di $\Delta\beta$ e del coefficiente di variazione della resistenza globale della struttura V_R come:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \Delta\beta \cdot V_R) = \exp(0.8 \cdot 1.5 \cdot V_R) \quad (7.5)$$

Assumendo, in assenza di altre indicazioni provenienti da diverse simulazioni numeriche agli elementi finiti non lineari ottenute tramite campionamento di tipo Monte Carlo (o similari), un prudente valore di $V_R = 0.15$, si ottiene $\gamma_R \approx 1.20$. Tale valore deve essere ulteriormente moltiplicato per il fattore di incertezza di modello γ_{Rd} , dipendente dal tipo di elementi finiti impiegati per effettuare le simulazioni numeriche volte alla valutazione della resistenza globale media, variabile tra 1.06 (per elementi trave e 1.15 (per elementi 2D e 3D).

Qualora, con impiego di approcci semplificati (senza l'impiego di raffinati modelli agli elementi finiti non lineari per effettuare la stima della resistenza globale media della struttura), si effettuino delle verifiche di carattere locale e/o sezionale, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali dovranno essere valutati come:

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \cdot \exp(\alpha_R \cdot \Delta\beta \cdot V_x - 1.645 \cdot V_x) = \gamma_{Rd} \cdot \exp(V_x \cdot (\alpha_R \cdot \Delta\beta - 1.645)) \quad (7.6)$$

E cioè:

- Per il calcestruzzo con $V_x = 0.15$ e $\gamma_{Rd} = 1.08$ risulta $\gamma_c = 1.01 \approx 1.00$;
- Per l'acciaio di armatura con $V_x = 0.05$ e $\gamma_{Rd} = 1.025$ risulta $\gamma_s = 1.00$.

7.2 RIFERIMENTI

- Asprone, D., Jalayer, F., Prota, A., Manfredi, G. (2010). Proposal of a probabilistic model for multi-hazard risk assessment of structures in seismic zones subjected to blast for the limit state of collapse. *Structural Safety*; 32(1): 25-34.
- Olmati, P., Petrini, F., Vamvatsikos, D., Gantes, C. (2016). Simplified fragility-based risk analysis for impulse governed blast loading scenarios. *Engineering Structures*; 117: 457-469.
- Parisi, F. (2015). Blast fragility and performance-based pressure–impulse diagrams of European reinforced concrete columns. *Engineering Structures*; 103: 285-297.
- Paté-Cornell, M. E. (1994). Quantitative safety goals for risk management of industrial facilities. *Structural Safety*; 13(3): 145-157.
- Porter, K., Kennedy, R., Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*; 23(2): 471-489.
- Russo, P., Parisi, F. (2016). Risk-targeted safety distance of reinforced concrete buildings from natural-gas transmission pipelines. *Reliability Engineering & System Safety*; 148: 57-66.
- Stewart, M., Melchers, R. E. (1997). *Probabilistic risk assessment of engineering systems*. Springer.

8 ESEMPI E CASI STUDIO

8.1 EFFETTI MEMBRANALI IN SOLAI CONTINUI IN PRESENZA DI CARICHI STATICI ECCEZIONALI

Di recente sono state condotte analisi parametriche per la valutazione della resistenza di piastre continue, considerando la variazione dei seguenti parametri:

1. Base b del pilastro di appoggio: 130 mm, 195 mm, 260 mm, 325 mm, 390 mm.
2. Spessore h della piastra: 23 cm, 25 cm, 27 cm, 29 cm, 31 cm.
3. Luce L tra pilastri adiacenti: 4 m, 5 m, 6 m, 7 m, 8m.
4. Percentuale di armatura ad estradosso in zona pilastro (ρ_{hogg}): 1,5 %, 0,75 %, 0,375% e rapporti con la percentuale di armatura in zona campata (ρ_{sagg}).

Per valutare l'effetto della redistribuzione delle azioni interne e degli sforzi membranali, sono state confrontare le resistenze di piastre isolate (usualmente oggetto di prove sperimentali di laboratorio) con le resistenze di piastre continue. Per la modellazione sono stati utilizzati elementi shell multi-strato, in cui si sono considerate le nonlinearità sia geometriche che meccaniche (Figura 8-1). La non linearità meccanica è valutata tramite il legame fessurativo PARC_CL 2.0 implementato nel programma ad elementi finiti Abaqus (Belletti et al., 2017). Sono state analizzate piastre continue (Self confined – SC) e corrispondenti piastre isolate (ISO) aventi lato pari a $0,22 L$, che rappresenta la distanza della colonna del punto di nullo del diagramma del momento flettente in una piastra continua calcolata con analisi elastica lineare.

Inoltre si è considerata anche la presenza del ritiro del calcestruzzo, che può giocare un ruolo penalizzante per la resistenza.

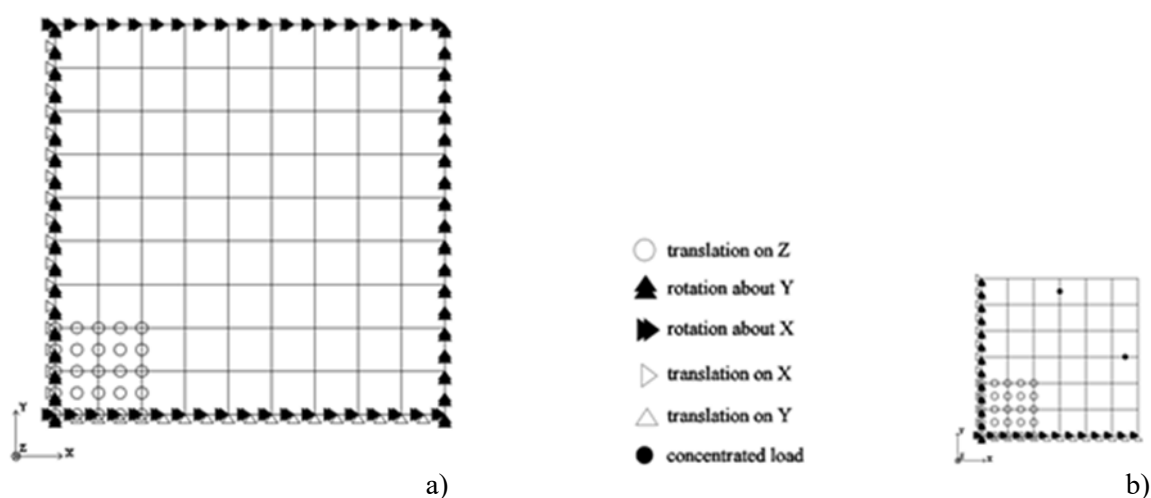


Figura 8-1 – Condizioni al contorno: a) piastra continua; b) piastra isolata

In Tabella 8-1 sono indicate le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per le modellazioni.

Tabella 8-1 – Proprietà meccaniche medie calcestruzzo e acciaio

f_{cm} [MPa]	E_c [MPa]	f_y [MPa]	E_s [MPa]
35	32643	520	200000

La Figura 8-2 riporta i risultati dell'analisi parametrica riferiti al caso intermedio (ovvero per $L=6m$, $b=260mm$, $h=250mm$) al variare del rapporto geometrico di armatura. In Figura 8-2, le curve con tratteggio indicano i risultati delle analisi in cui si è tenuto conto dell'effetto del ritiro. Si osserva come l'effetto della redistribuzione delle azioni interne e degli sforzi membranali risulta prevalente

nel caso delle piastre con percentuale di armatura minore ad estradosso zona pilastro e come il ritiro genera un calo di resistenza, seppure limitato. per tutti i casi di studio.

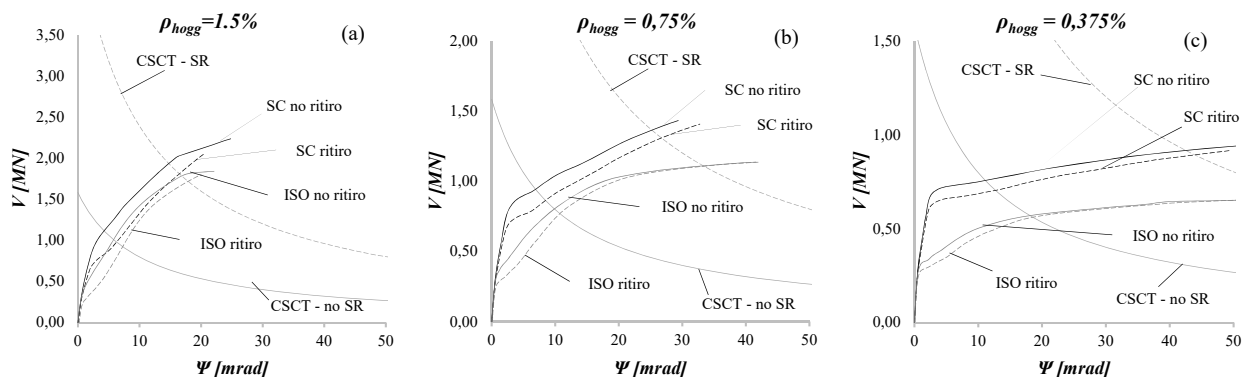


Figura 8-2 – Comportamento membranale nelle piastre, curve carico – rotazione $V - \Psi$ ottenute con diversi modelli numerici e considerando l'effetto del ritiro del calcestruzzo; differenza tra piastra continua ed isolata

Le curve carico – rotazione presentate in Figura 8-2 sono il risultato di una modellazione con elementi shell multistrato che permette di valutare la rottura a flessione ma non consente di valutare la rottura a taglio nello spessore della piastra. Per la valutazione delle rotture fragili (rottura a punzonamento) è stato adottato il dominio di rottura proposto nel Model Code 2010 (fib, 2013) basato sulla Critical Shear Crack Theory (Muttoni, 2008). Eq. (8.1) ed Eq. (8.2) forniscono, rispettivamente, il valore medio e di progetto della resistenza a punzonamento in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, f_c , dallo spessore h della piastra (tramite l'altezza utile di taglio d_v), dalla base b del pilastro di appoggio (e quindi dal perimetro di controllo b_0 posto a $0,5d$ dal bordo del pilastro), dalla dimensione degli aggregati d_g e d_{g0} (quest'ultimo fisso a 16 mm).

$$V_{Rm}(\Psi) = \frac{\frac{3}{4} b_0 d_v \sqrt{f_{cm}}}{1 + 15 \frac{\Psi d}{d_g + d_{g0}}} \quad (8.1)$$

$$V_R(\Psi) = \frac{b_0 d_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}}{1.5 + 0.9 \Psi d k_{dg}} \quad (8.2)$$

La Figura 8-3 evidenzia che il ritiro del calcestruzzo comporta una riduzione degli sforzi membranali con conseguente diminuzione della resistenza flessionale e a punzonamento.

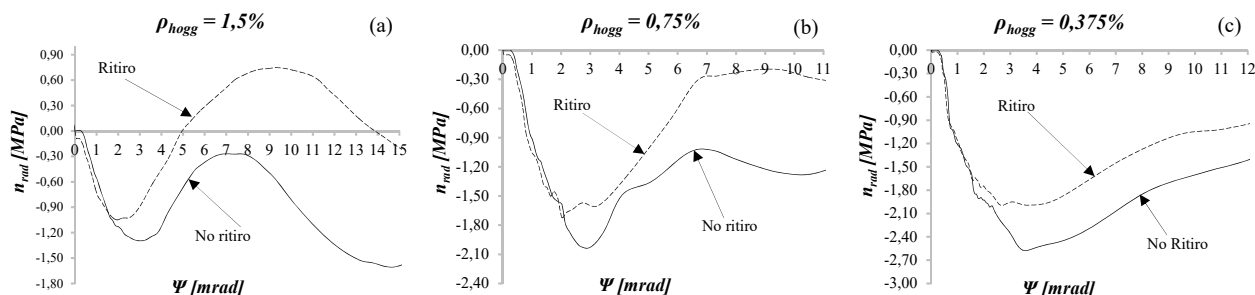


Figura 8-3 – Effetti del ritiro sugli sforzi membranali

8.2 EDIFICI A PARETI IN X-LAM: PRESCRIZIONI PER LA ROBUSTEZZA

Con riferimento agli edifici multipiano realizzati con pareti in pannelli di tavole incrociate tipo X-lam (vedi paragrafo 6.5.4.1), in caso di schema resistente tipo trave *Vierendeel*, ed in assenza di valutazioni più accurate, vengono in questo paragrafo fornite per alcune tipologie di parete le dimensioni minime dei vari elementi che la costituiscono al fine di assicurare una configurazione robusta.

Le analisi necessarie per valutare le dimensioni minime sono state condotte con riferimento al caso di parete con pannello monolitico (Figura 6-48a) e sono estendibili alla configurazione a pannelli giuntati (Figura 6-48b) previa realizzazione di idonee connessioni tra i singoli elementi che costituiscono la parete.

Tali dimensioni minime sono state ottenute mediante una estesa analisi parametrica condotta su diverse configurazioni: al variare della lunghezza della parete e della forometria, al variare dello spessore del pannello e della classe di resistenza delle lamelle. In particolare, i diversi elementi costituenti la parete sono stati verificati a presso- o tenso-flessione e taglio utilizzando il coefficiente di sicurezza sui materiali $\gamma_m = 1$ (azioni eccezionali) e il coefficiente di durata del carico $k_{mod} = 1$ (carichi istantanei).

In Figura 8-4 è riportata la schematizzazione della geometria delle pareti considerate nelle analisi parametriche. In particolare si può osservare che per le configurazioni esaminate:

- la disposizione dei fori finestra è simmetrica e centrata rispetto agli assi del foro stesso;
- le dimensioni dei traversi sotto e sopra le aperture sono correlati attraverso il parametro α ;
- la dimensione del montante di bordo è stata considerata doppia rispetto a quelli interni.

Per l'esecuzione delle analisi parametriche sono stati considerati i parametri riassunti in Tabella 8-2.

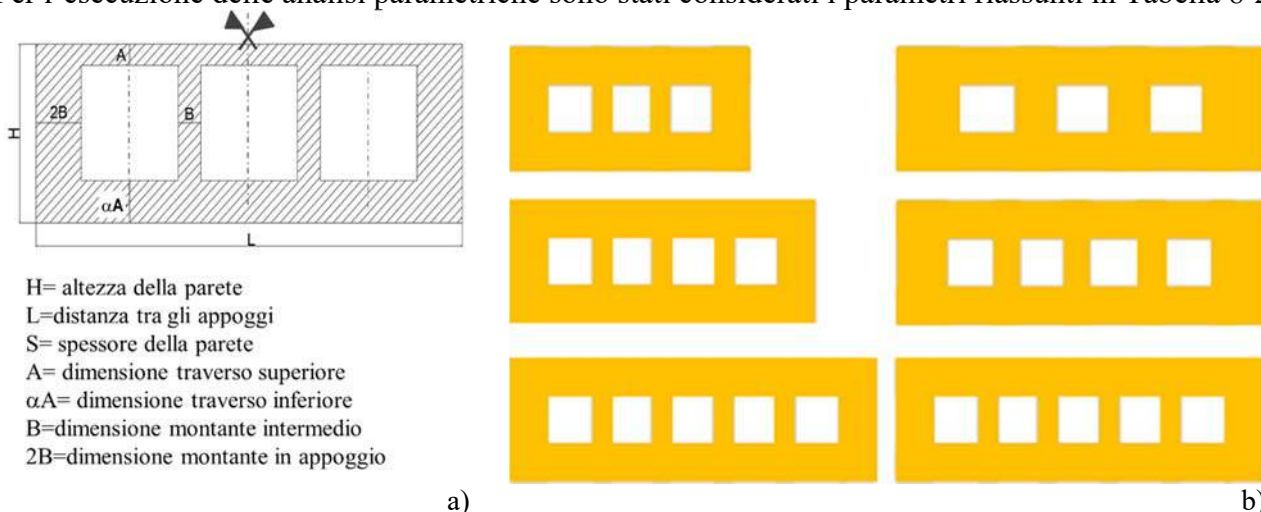


Figura 8-4 – Schematizzazione delle pareti analizzate: a) geometria della parete; b) forometrie

Tabella 8-2 – Parametri utilizzati nell'analisi parametrica

parametro	Valori utilizzati nelle analisi
$A, \alpha A$	Dimensione dei traversi
H	Altezza della parete
L	Distanza tra gli appoggi
s	Spessore della parete
Stratificazione pannello	3 o 5 strati di lamelle con spessore omogeneo
Resistenza delle lamelle	C16 e C24 secondo la norma EN 338:2209
Configurazione di forometrie	3 – 4 – 5 aperture
Carico di progetto	10 kN/m – 15 kN/m – 20 kN/m

* caso con porta finestra

A titolo di esempio, per il caso di parete a 3 strati, con 3 aperture e con carico pari a 10 kN/m, luce 7 m, spessore 100 mm, classe di resistenza delle lamelle C16 e $\alpha=1$ in Figura 8-5 è riportata la configurazione per la quale si raggiunge il limite di resistenza in almeno una sezione e che quindi rappresenta la “*configurazione geometrica limite*” caratterizzata dal valore minimo della larghezza B del montante compatibile con la luce $L=7$ m.

In Figura 8-6 sono riportati i risultati in termini di deformata e diagrammi delle sollecitazioni per tale configurazione e il marker rosso indica per quale stato di sollecitazione (in questo caso pressoflessione) e in quale sezione si raggiunge il limite di resistenza.

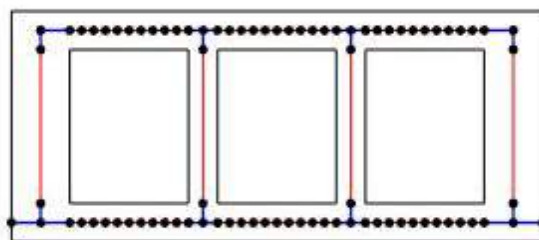


Figura 8-5 – Configurazione geometrica limite della parete a 3 strati, 3 aperture, carico 10 kN/m, luce 7 m, spessore 100 mm, classe di resistenza delle lamelle C16 e $\alpha=1$

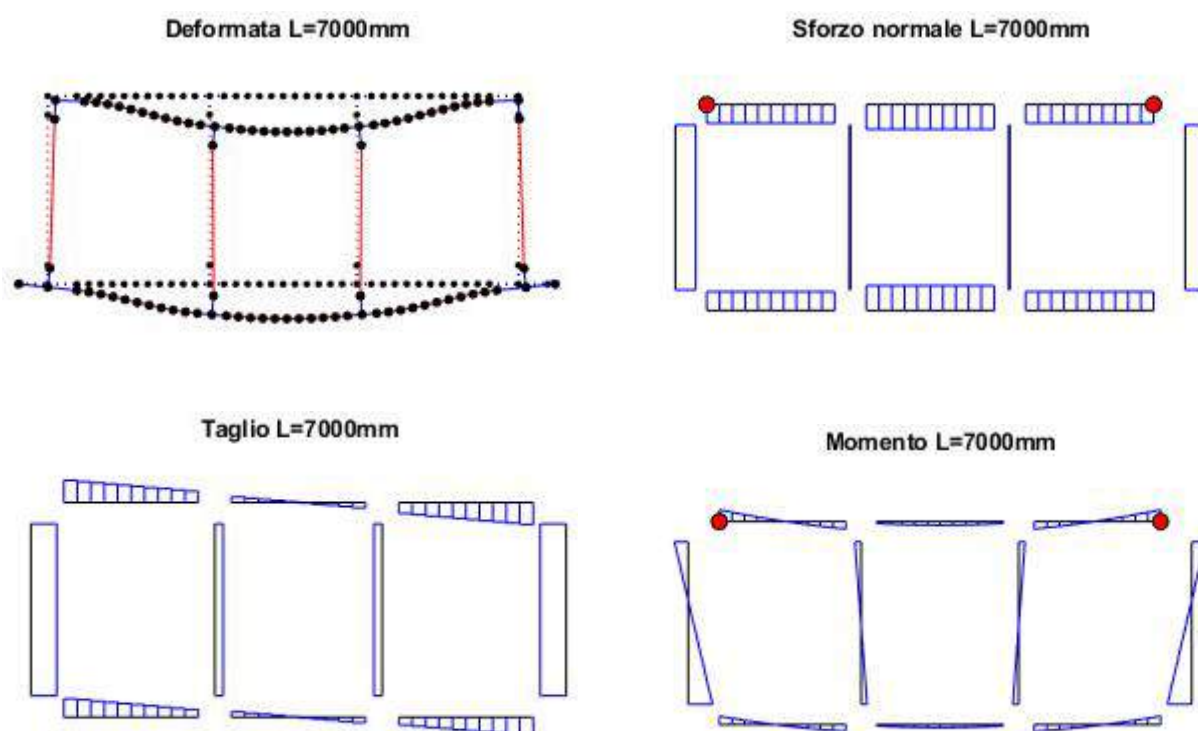


Figura 8-6 – Risultati delle analisi per la parete a 3 strati, 3 aperture, carico 10 kN/m, luce 7 m, spessore 100 mm, classe di resistenza delle lamelle C16 e $\alpha=1$.

Con procedura analoga si sono eseguite le analisi per tutte le configurazioni riassunte in Tabella 8-2 e si sono valutate le configurazioni geometriche limite in tutti i casi.

Per il caso di pannelli parete a 3 strati, con 3 aperture e con carico pari a 10 kN/m, la Figura 8-7 riporta la relazione tra lo spessore minimo dei montanti e la massima luce della trave *Vierendeel* per le quattro diverse configurazioni delle aperture ($A=50$ cm $\alpha=0.3$, 1, 2, 3 dove il caso $\alpha=0.3$ si riferisce

alla presenza di 3 portefinestre e non di finestre), al variare della classe di resistenza delle lamelle (C16 e C24) e dello spessore della parete (100 mm e 120 mm).

Ai fini di un più agevole utilizzo da parte dei professionisti, i risultati delle analisi sono riassunti anche in forma tabellare, Tabella 8-3.

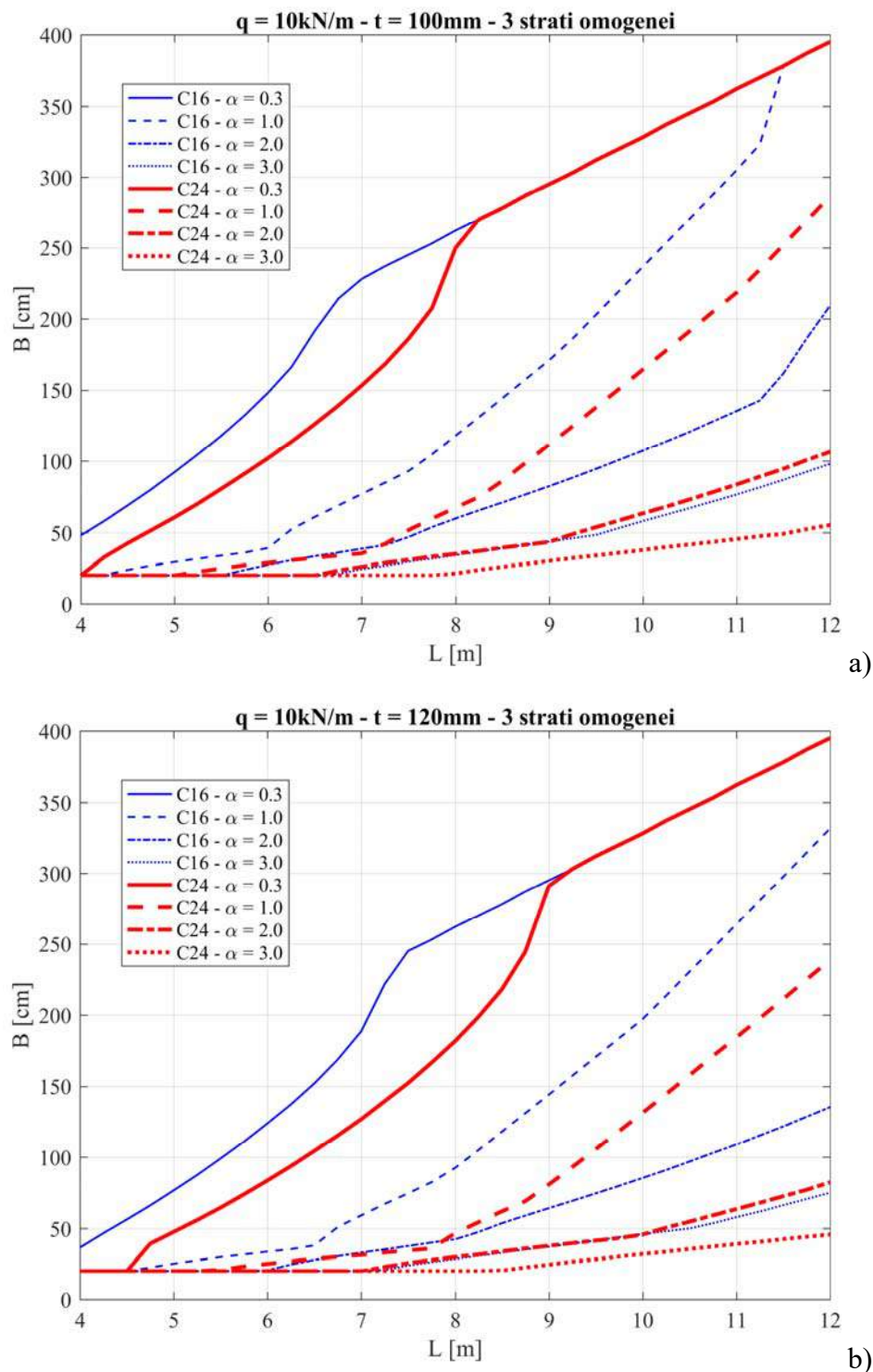


Figura 8-7 – Relazione tra spessore dei montanti B e massima luce L della parete a 3 strati e carico 10 kN/m per diverse classi delle lamelle e diverse configurazioni delle aperture: a) spessore parete 100 mm; b) spessore parete = 120 mm

Tabella 8-3 – Dimensioni minime B dei montanti della parete a 3 strati e carico 10 kN/m

3 strati omogenei C16-C24		$\alpha = 0.3$	$\alpha = 1$	$\alpha = 2$	$\alpha = 3$
		A1 = 50	A1 = 50	A1 = 50	A1 = 50
L (m)	t (mm)	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$
4	t1 = 100	48 - 20	20 - 20	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	36 - 20	20 - 20	20 - 20	20 - 20
4.25	t1 = 100	58 - 33	20 - 20	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	47 - 20	20 - 20	20 - 20	20 - 20
4.5	t1 = 100	69 - 42	24 - 20	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	56 - 20	20 - 20	20 - 20	20 - 20
4.75	t1 = 100	80 - 51	27 - 20	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	66 - 39	23 - 16	20 - 20	20 - 20
5	t1 = 100	92 - 60	29 - 20	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	77 - 47	25 - 20	20 - 20	20 - 20
5.25	t1 = 100	105 - 70	32 - 23	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	87 - 56	28 - 20	20 - 20	20 - 20
5.5	t1 = 100	118 - 80	34 - 25	20 - 20	20 - 20
	t2 = 120	99 - 64	30 - 21	20 - 20	20 - 20
5.75	t1 = 100	132 - 91	36 - 27	24 - 17	20 - 20
	t2 = 120	111 - 74	32 - 23	20 - 20	20 - 20
6	t1 = 100	148 - 102	39 - 29	28 - 20	20 - 20
	t2 = 120	124 - 84	34 - 25	21 - 20	20 - 20
6.25	t1 = 100	166 - 114	52 - 31	31 - 20	20 - 20
	t2 = 120	137 - 94	35 - 27	25 - 20	20 - 20
6.5	t1 = 100	192 - 126	61 - 32	34 - 20	20 - 20
	t2 = 120	152 - 104	38 - 29	28 - 20	20 - 20
6.75	t1 = 100	214 - 139	69 - 34	36 - 24	21 - 20
	t2 = 120	169 - 115	51 - 30	31 - 20	20 - 20
7	t1 = 100	228 - 153	77 - 35	39 - 26	24 - 20
	t2 = 120	189 - 127	59 - 31	33 - 20	20 - 20
7.25	t1 = 100	237 - 168	85 - 42	41 - 29	27 - 20
	t2 = 120	222 - 140	67 - 33	35 - 23	21 - 20
7.5	t1 = 100	245 - 186	93 - 52	47 - 31	30 - 20
	t2 = 120	245 - 152	74 - 35	38 - 26	24 - 20
7.75	t1 = 100	253 - 207	105 - 60	54 - 33	32 - 20
	t2 = 120	253 - 167	82 - 36	40 - 28	26 - 20

3 strati omogenei C16-C24		$\alpha = 0.3$	$\alpha = 1$	$\alpha = 2$	$\alpha = 3$
		A1 = 50	A1 = 50	A1 = 50	A1 = 50
L (m)	t (mm)	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$	A2 = $\alpha \cdot A1$
8	t1 = 100	262 - 250	118 - 67	60 - 35	34 - 21
	t2 = 120	262 - 182	92 - 46	42 - 30	29 - 20
8.25	t1 = 100	270 - 270	131 - 75	65 - 37	37 - 24
	t2 = 120	270 - 199	105 - 54	47 - 32	31 - 20
8.5	t1 = 100	278 - 278	144 - 86	71 - 39	39 - 26
	t2 = 120	278 - 218	118 - 62	54 - 34	33 - 21
8.75	t1 = 100	287 - 287	158 - 99	77 - 41	41 - 28
	t2 = 120	287 - 244	131 - 69	59 - 36	35 - 23
9	t1 = 100	295 - 295	171 - 112	82 - 43	44 - 30
	t2 = 120	295 - 291	144 - 81	64 - 38	37 - 25
9.25	t1 = 100	303 - 303	186 - 124	88 - 49	46 - 32
	t2 = 120	303 - 303	157 - 93	69 - 40	39 - 27
9.5	t1 = 100	312 - 312	203 - 138	94 - 54	48 - 34
	t2 = 120	312 - 312	171 - 106	74 - 41	41 - 28
9.75	t1 = 100	320 - 320	220 - 151	101 - 58	53 - 36
	t2 = 120	320 - 320	184 - 118	80 - 43	44 - 30
10	t1 = 100	328 - 328	237 - 164	107 - 63	58 - 38
	t2 = 120	328 - 328	197 - 131	85 - 46	46 - 32
10.25	t1 = 100	337 - 337	253 - 178	114 - 68	62 - 40
	t2 = 120	337 - 337	213 - 144	91 - 50	48 - 34
10.5	t1 = 100	345 - 345	270 - 191	121 - 73	67 - 42
	t2 = 120	345 - 345	230 - 158	97 - 55	50 - 36
10.75	t1 = 100	353 - 353	288 - 205	128 - 78	72 - 43
	t2 = 120	353 - 353	247 - 171	103 - 59	53 - 37
11	t1 = 100	362 - 362	305 - 218	135 - 83	76 - 45
	t2 = 120	362 - 362	264 - 184	109 - 63	58 - 39
11.25	t1 = 100	370 - 370	323 - 235	143 - 89	82 - 47
	t2 = 120	370 - 370	281 - 198	115 - 68	62 - 41
11.5	t1 = 100	378 - 378	378 - 252	162 - 94	87 - 49
	t2 = 120	378 - 378	298 - 211	122 - 72	66 - 42
11.75	t1 = 100	387 - 387	387 - 269	186 - 101	92 - 52
	t2 = 120	387 - 387	315 - 225	129 - 77	71 - 44
12	t1 = 100	395 - 395	395 - 287	209 - 106	98 - 55
	t2 = 120	395 - 395	332 - 239	135 - 82	75 - 46

8.3 RIFERIMENTI

Belletti, B., Scolari, M., Vecchi, F. (2017). PARC_CL 2.0 crack model for NLFEA of reinforced concrete structures under cyclic loadings. *Computers and Structures*; 191:165-179.

Belletti B., Muttoni A., Ravasini S., Vecchi F. (2018). Parametric analysis on punching shear resistance of reinforced concrete continuous slabs. *Magazine of Concrete Research*; <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00123>

fib – International federation for structural concrete. *fib model code for concrete structures 2010*. Ernst & Sohn; 2013.

Muttoni A. (2008). Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*; 105:440–50.

9 APPENDICE A: UN METODO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DEL CONTRIBUTO MEMBRANALE ALLA CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA DI PIASTRE RETTANGOLARI DI C.A.

9.1 INTRODUZIONE

In questa appendice viene sinteticamente presentato un metodo semplificato per la valutazione del contributo membranale alla capacità portante ultima di piastre di c.a. In Figura 9-1 si riporta una prova sperimentale condotta da Galmarini (Galmarini, 2014) su piastre unidirezionali soggette a flessione ed a trazione che simulano il fenomeno della catenaria che si instaura a seguito della rimozione di un supporto. Tale prova è stata oggetto di un benchmark di ricerca internazionale (Galmarini et al., 2015) e di simulazioni eseguite con differenti approcci numerici (Belletti et al., 2016).

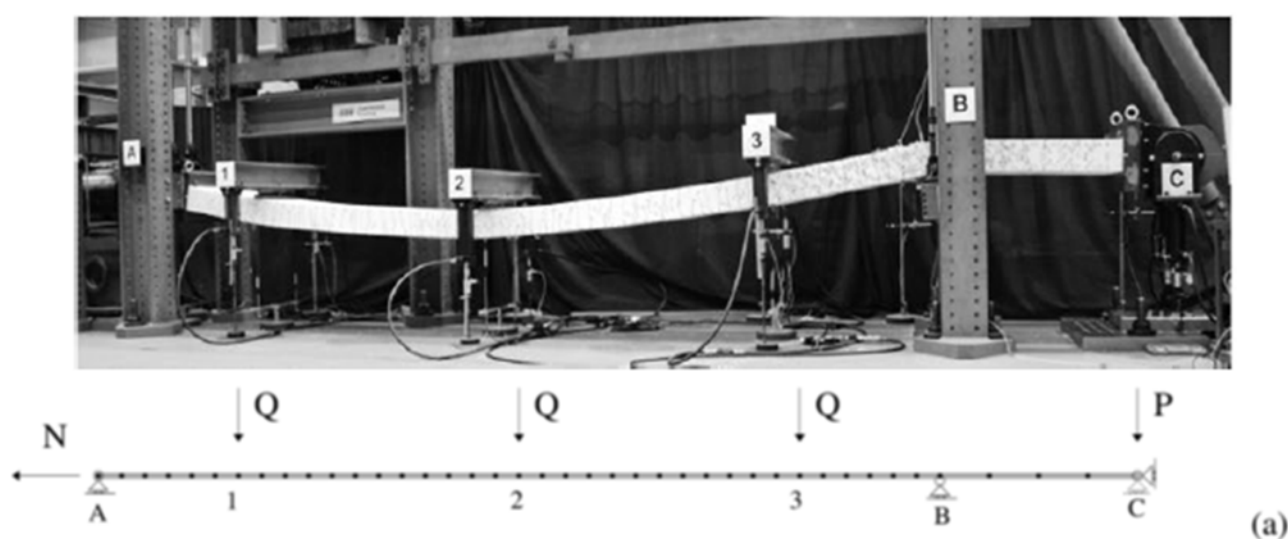


Figura 9-1 - Prova sperimentale di una piastra unidirezionale soggetta a flessione e trazione (Galmarini, 2014)

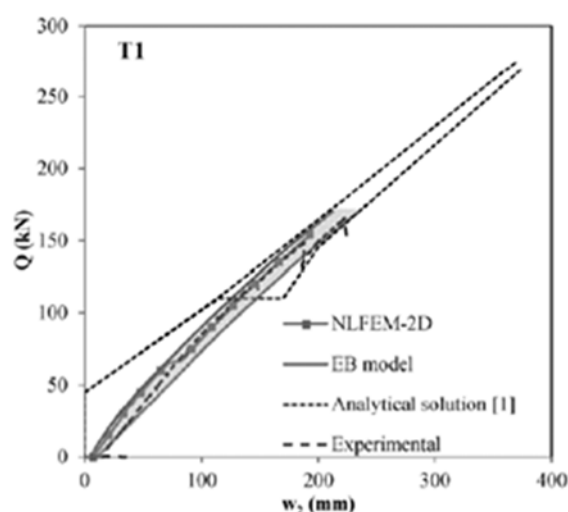


Figura 9-2 - Risultati di diverse modellazioni con elementi finiti della piastra soggetta a trazione e flessione a confronto con i risultati sperimentali (Belletti et al., 2016)

La Figura 9-2 illustra che, se i vincoli e le armature presenti permettono l'instaurarsi di una catenaria, il carico applicato può aumentare fino alla rottura delle armature longitudinali o fino alla perdita di resistenza e/o rigidità delle condizioni vincolari.

Nel seguito viene presentato un metodo semplificato per la valutazione della capacità portante ultima di piastre di c.a. in caso di rimozione improvvisa di una o più colonne. L'approccio presentato si basa sul ben noto metodo delle strisce per il calcolo delle piastre inflesse ed include l'effetto membranale a trazione (Sez. 9.2). L'idea di base consiste nell'uso di un modello semplice per la descrizione della deformata della piastra a collasso, qui presentata con riferimento a piastre unidirezionali (Sez. 9.3). Un punto cruciale del metodo è la valutazione dello spostamento e della rotazione massime ammissibili.

9.2 IL METODO DELLE STRISCE NEL CALCOLO DELL'AZIONE MEMBRANALE

Nell'ambito del Metodo Statico, Hillergorg (1956, 1975) propose un metodo semplice di progettazione, denominato metodo delle strisce, per calcolare i momenti flettenti in una piastra. Il metodo fornisce una soluzione equilibrata dei momenti e, in quanto tale, un limite inferiore e una stima conservativa della capacità flessionale della piastra. L'equazione d'equilibrio per una piastra è la seguente:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q(x, y) \quad (9.1)$$

dove m_x , m_y , m_{xy} sono i momenti flettenti e torcenti specifici. L'equazione (9.1) ammette infiniti campi di momento equilibrati. Qualora le barre d'armatura siano disposte lungo due direzioni ortogonali x e y , una possibile soluzione equilibrata può essere ottenuta ponendo $m_{xy} = 0$. Da un punto di vista meccanico, trascurare i momenti torcenti significa ignorare l'azione di spinotto e assumere che la piastra si comporti come un insieme di strisce disposte nelle direzioni x e y . Il carico totale q può quindi essere suddiviso in due contributi, il carico αq portato dalle strisce nella direzione x e quello $(1-\alpha)q$ portato dalle strisce in direzione y , dove il coefficiente α è compreso tra 0 ed 1.

L'equazione (9.1), con $m_{xy} = 0$, può quindi essere riscritta attraverso le due seguenti equazioni:

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} = -\alpha q(x, y) = -q_x \\ \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -(1-\alpha)q(x, y) = -q_y \end{cases} \quad (9.2)$$

dove $q = q_x + q_y$. I momenti flettenti m_x e m_y sono sistematicamente sovrastimati poiché il momento torcente m_{xy} delle strisce è trascurato. Un modo semplice per determinare q_x e q_y (o equivalentemente α) è quello di considerare solo le due strisce centrali (di larghezza unitaria), nelle due direzioni x e y , ed imporre la congruenza degli spostamenti nel punto centrale, come schematicamente indicato in Figura 9-3. Questa procedura è anche nota come metodo di Rankine-Grashoff.

La condizione di equilibrio della piastra (equazione (9.1)) può essere scritta, alternativamente, in configurazione deformata, nella quale si instaura un regime membranale. In tal caso, è possibile, per semplicità, trascurare il contributo flettente nelle equazioni di equilibrio. Adottando ancora il metodo delle strisce, ed indicando con n_x e n_y le forze specifiche membranali, è possibile scrivere una nuova configurazione di equilibrio:

$$\begin{cases} \frac{\partial n_x}{\partial x} \varphi_x + n_x \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} = -\alpha q(x, y) = -q_x \\ \frac{\partial n_y}{\partial y} \varphi_y + n_y \frac{\partial \varphi_y}{\partial y} = -(1-\alpha)q(x, y) = -q_y \end{cases} \quad (9.3)$$

Il primo termine nell'equazione (9.3) rappresenta la variazione d'intensità della forza membranale, mentre il secondo termine è collegato alla variazione di direzione della stessa forza. Le equazioni (9.2) e (9.3) sono formalmente simili, e mostrano due differenti modalità di sostenere il carico, in regime flessionale o, alternativamente, in regime membranale.

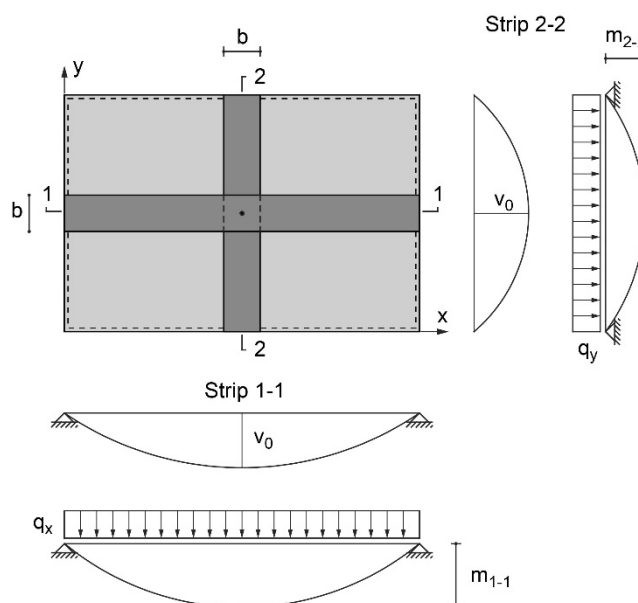


Figura 9-3 – Esempio di piastra rettangolare semplicemente appoggiata analizzata con il metodo di Rankine-Grashoff

9.3 FORMULAZIONE TEORICA PER UNA STRISCIA DI PIASTRA

Nell'approccio proposto, il comportamento della piastra è idealizzato come un insieme di strisce tra loro ortogonali nelle due direzioni x e y . Inoltre, nel seguito si considera prevalente la rigidezza della striscia in direzione x , poiché la striscia in direzione y termina su un telaio di bordo, che non è in grado di assicurare la rigidezza necessaria all'instaurarsi di un comportamento membranale, Figura 9-4.

Il comportamento membranale a trazione di una striscia monodimensionale in calcestruzzo armato si basa sulle seguenti ipotesi:

- il calcestruzzo è interamente fessurato attraverso il suo spessore e non in grado di sostenere alcun carico;
- tutte le barre d'armatura sono snervate a trazione, in media;
- la forza media a trazione è assunta pari a n_y .

Le ipotesi a) e b) implicano che la capacità flessionale della piastra è nulla. L'ipotesi c) equivale ad imporre:

$$\frac{1}{L} \int_0^{L_0} n(x) \cdot dx \cong n_y \quad (9.4)$$

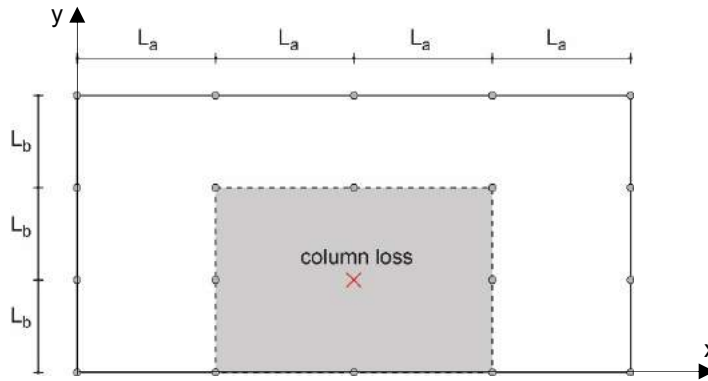


Figura 9-4 – Piastra di solaio supportata da una griglia rettangolare di colonne in caso di perdita improvvisa di colonna (in grigio è evidenziata l'area soggetta ad elevate forze membranali)

Il comportamento membranale della striscia di piastra monodimensionale può essere derivato attraverso l'uso del Principio dei Lavori Virtuali (PLV) visto come condizione sufficiente d'equilibrio (Figura 9-5). Imporre la seguente identità:

$$n_y \cdot b \cdot \delta \hat{L} = \int_0^{L_0} q \cdot b \cdot \delta \hat{v} \cdot dx \quad (9.5)$$

per ogni cinematica virtuale $\delta \hat{L}$, equivale ad imporre l'equilibrio per la striscia di piastra. Il primo termine nell'equazione (9.5) rappresenta il lavoro virtuale interno (L_i), mentre il secondo termine è il lavoro virtuale esterno (L_e). Nell'equazione (9.5), $\delta \hat{v}$ è lo spostamento virtuale verticale, mentre n_y è la forza membranale specificata ipotizzata costante in virtù dell'ipotesi b). Il termine b rappresenta la larghezza della striscia, $\delta \hat{L}$ è l'allungamento infinitesimo virtuale della striscia calcolato come la differenza tra la deformata corrente ($L + \delta \hat{L}$) e la deformata precedente (L). La forza membranale a trazione associata allo snervamento delle barre d'armatura è pari a:

$$n_y = f_y (A_s + A'_s) \quad (9.6)$$

dove f_y è la resistenza allo snervamento delle barre, A_s e A'_s sono rispettivamente le aree d'armatura specifica al lembo inferiore e superiore della piastra. La risultante delle forze a trazione è sempre applicata nel baricentro dell'armatura.

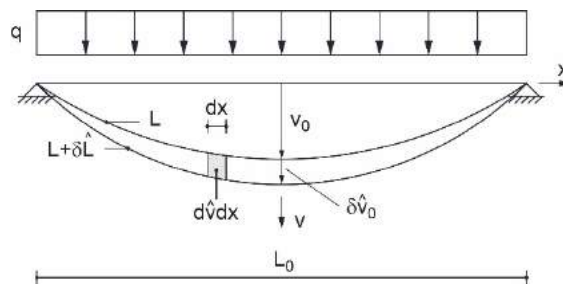


Figura 9-5 – Spostamenti per una striscia monodimensionale di piastra

È ora necessario ipotizzare una deformata per la striscia di piastra. Una possibile scelta è quella di utilizzare l'equazione catenaria; questa scelta corrisponde alla deformata reale nel caso di carico distribuito. Con riferimento alla Figura 9-5, l'equazione della catenaria può essere espressa come:

$$y(x) = a \left[\cosh\left(\frac{L_0}{2a}\right) - \cosh\left(\frac{x}{a}\right) \right] \quad (9.7)$$

essendo L_0 la lunghezza iniziale (indeformata) della striscia ed a il parametro della catenaria che dipende dallo spostamento in mezzzeria v_0 . La condizione di equilibrio imposta dal PLV viene ripetuta

per incrementi successivi dello spostamento virtuale $\delta \hat{v}_0$ partendo da una configurazione iniziale deformata v_0 . Fissato il valore $\delta \hat{v}_0$, l'equazione (9.7) permette di calcolare $\delta \hat{L}$.

L'ipotesi di forza membranale costante ($n_y = \text{cost}$) implica che il primo termine nell'equazione (9.3) sia nullo. Quindi, in caso di carico uniformemente distribuito costante, l'equazione di equilibrio è soddisfatta solo in forma debole globalmente sulla striscia mentre l'equilibrio locale non è soddisfatto.

9.3.1 Valutazione del massimo spostamento verticale ammissibile

Il massimo contributo membranale ammissibile a trazione è limitato dalla soluzione strutturale considerata. Il massimo spostamento per il quale la capacità portante ultima della piastra può essere calcolata dipende dal massimo allungamento della porzione tesa di piastra soggetta allo sforzo membranale. Con riferimento alla Figura 9-5, il massimo allungamento ΔL è calcolato come:

$$\Delta L = L - L_0 \quad (9.8)$$

E può essere determinato, ad esempio, valutando il numero massimo di fessure che possono nascere nella porzione tesa di piastra e assumendo che la fessura di ampiezza maggiore raggiunga il valore massimo di apertura di fessura. Per un elemento in calcestruzzo armato, il numero massimo di fessure (n_{cr}) è calcolato dividendo la lunghezza iniziale L_0 per la distanza massima tra due fessure ($2 \times l_{s,max}$), dove $l_{s,max}$ è la lunghezza per cui si verifica lo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo secondo il Codice Modello 2010 (MC2010, fib, 2013).

La massima apertura di fessura è calcolata in accordo con le indicazioni riportate in (fib, 2012) utilizzando la seguente espressione:

$$w_u = l_{t,pl} \cdot \varepsilon_{su} + w_y \quad (9.9)$$

dove $w_y = 2 \times l_{s,max} \times f_y / E_s$ è l'apertura di fessura all'incipiente snervamento, ε_{su} è la deformazione dell'acciaio alla fine del ramo plastico e $l_{t,pl}$ è il massimo allungamento della zona plastica lungo la barra su ciascun lato della fessura. La quantità $l_{t,pl}$ può essere calcolata come:

$$l_{t,pl} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (9.10)$$

dove f_u è la resistenza a rottura della barra d'armatura, ϕ il diametro della barra e $\tau_{bm,pl} = 0.68 \sqrt{f_{cm}}$ è lo sforzo medio d'aderenza nella zona plastica (fib, 2012).

Nel caso di calcestruzzi fibrorinforzati sono disponibili, in letteratura, diversi modelli per calcolare lo sforzo d'aderenza in calcestruzzi fibrorinforzati. E' opportuno notare come la presenza di fibre nel conglomerato possa ridurre la lunghezza d'ancoraggio $l_{s,max}$ aumentando quindi il possibile numero di fessure (Tiberti et al., 2014) e di conseguenza anche il massimo allungamento ammissibile ΔL_{max} . Ad esempio, nel modello proposto da Harajli (2009) l'effetto delle fibre sullo sforzo d'aderenza dipende dal volume di fibre e dal rapporto d'aspetto delle fibre. Tuttavia, a causa della limitata duttilità del composito fibro armato a trazione rispetto alle barre d'armatura tradizionali, il contributo delle fibre nel calcolo dello sforzo membranale a trazione è stato qui trascurato.

Nella definizione della capacità portante della piastra, il contributo membranale a trazione delle barre d'armatura è efficace fintanto che l'allungamento ΔL della porzione tesa di piastra è minore del massimo allungamento ammissibile ΔL_{max} , corrispondente alla situazione nella quale la massima apertura di fessura raggiunge il valore w_u . All'interno della catenaria si è osservata una variazione pressoché parabolica delle deformazioni; per questo motivo la stessa variazione parabolica è stata assunta per la distribuzione lungo la striscia delle aperture di fessura, il cui valore varia da un minimo di w_y in mezzzeria ad un valore massimo w_u agli appoggi. Quest'ipotesi consente di calcolare, e conseguentemente sommare, tutte le aperture di fessura lungo la striscia di piastra e quindi di calcolare il massimo

allungamento ammissibile ΔL_{max} . A partire da tale allungamento ΔL_{max} è possibile poi calcolare lo spostamento verticale corrispondente v_0 (Figura 9-6).

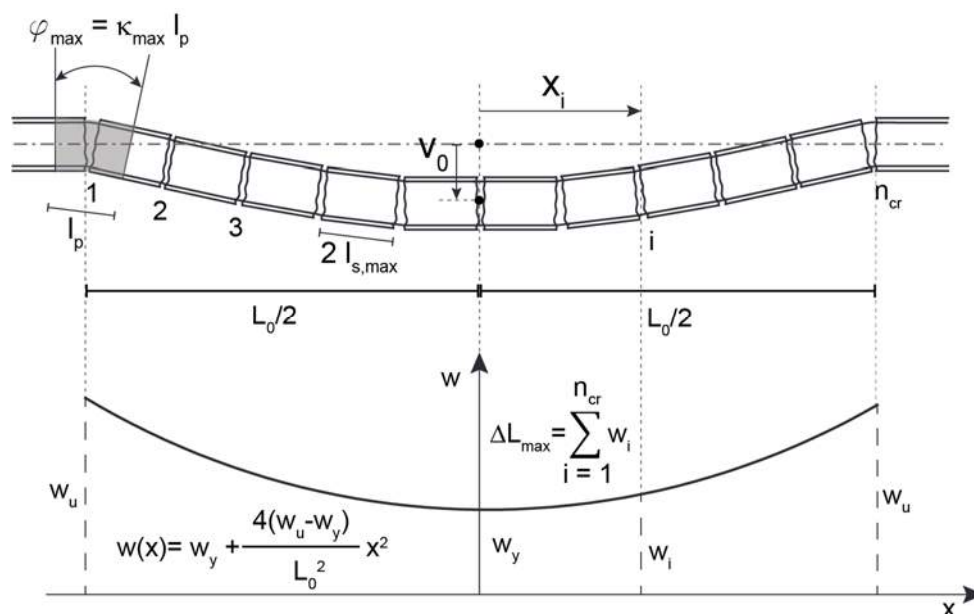


Figura 9-6 – Definizione dell'allungamento e della rotazione ammissibile

9.3.2 Valutazione della massima rotazione ammissibile

Un secondo criterio che può essere utilizzato per definire il massimo contributo membranale a trazione è collegato alla massima rotazione ammissibile. Questo criterio è associato ad una rottura locale, tipicamente localizzata all'appoggio/incastro, dove la richiesta di rotazione è massima. La massima rotazione φ_{max} è calcolata integrando sulla lunghezza l_p la massima curvatura κ_{max} . Il termine l_p rappresenta la lunghezza della cerniera plastica qui assunto pari a $2 \times l_{s,max}$.

La massima curvatura κ_{max} può essere quindi calcolata attraverso un'analisi sezionale multi-strato a sezioni piane nella condizione di SLU e assumendo una forza assiale a trazione corrispondente allo snervamento delle barre d'armatura.

9.4 RIFERIMENTI

fib – International federation for structural concrete. *fib model code for concrete structures 2010*. Ernst & Sohn; 2013.

fib bulletin 63, (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. Fédération Internationale du béton, Lausanne (CH), 78 pages, ISBN 978-2-88394-103-8.

Harajli M.H. (2009). Bond stress-slip model for steel bars in unconfined or steel, FRC, or FRP confined concrete under cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*; 135: 509–518.

Hillergorg A. (1956). *Equilibrium theory for concrete slabs*. Betong, 41(4): 171-182 (in Swedish).

Hillergorg A. (1975). *Strip method of design*. E. & F., N. Spon, London, 258 pp.

Tiberti G., Minelli F., Plizzari G.A., Vecchio F.J. (2014). Influence of concrete strength on crack development in SFRC members, *Cement and Concrete Composites*; 45: 176–185.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di Studio al quale hanno attivamente collaborato:

ASPRONE Prof. Domenico	- Università “Federico II” – Napoli
BELLETTI Prof.ssa Beatrice	- Università di Parma
CASTALDO Prof. Paolo	- Politecnico di Torino
CHIAIA Prof. Bernardino	- Politecnico di Torino
COLOMBO Prof. Matteo	- Politecnico di Milano
DE BIAGI Ing. Valerio	- Politecnico di Torino
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
GIORDANO Prof. Luca	- Politecnico di Torino
LA MAZZA Ing. Dario	- Politecnico di Torino
LANDOLFO Prof. Raffaele	- Università “Federico II” – Napoli
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MARTINELLI Prof. Paolo	- Politecnico di Milano
PARISI Ing. Fulvio	- Università “Federico II” – Napoli
POZZA Ing. Luca	- Università di Bologna
SAETTA Prof.ssa Anna	- Università Iuav di Venezia
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
TALLEDO Ing. Diego	- Università Iuav di Venezia

Il presente documento tecnico è stato approvato in data 23 ottobre 2018 dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni” e sottoposto ad inchiesta pubblica fino al 31.01.2019.

La Commissione è così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” – Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” – Napoli
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
MACERI Prof. Franco, Presidente	- Università “Tor Vergata” – Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” – Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” – Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università “Federico II” – Napoli
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCARPELLI Prof. Giuseppe	- Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento