



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile



Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali

Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici

In collaborazione con:



Federazione Regionale Ordini Ingegneri dell'Emilia Romagna

BOZZA – 19 giugno 2012 – v. 1.0

Il testo e gli schemi riportati in questo documento vogliono costituire un supporto al tecnico che debba affrontare il delicato problema degli interventi locali e globali sugli edifici prefabbricati con carenze nei riguardi dell'azione sismica.

Data l'urgenza del problema, a seguito dell'emanazione delle D.P.R. del 6 giugno 2012, si è ritenuto di pubblicare il presente documento anche nell'attuale forma di bozza, fermo restando che il singolo progettista si assume la piena responsabilità del progetto e dei dettagli costruttivi, anche se ripresi da questo documento.

INDICE

Finalità del documento.....	4
1 Danneggiamenti registrati negli edifici produttivi in seguito all'evento sismico del 20-29 maggio 2012.....	8
1.1 Perdita di appoggio e danni alle connessioni tra elementi strutturali.....	8
1.2 Collasso di elementi di tamponatura	15
1.2.1 <i>Pannelli di tamponatura orizzontali</i>	<i>16</i>
1.2.2 <i>Pannelli di tamponatura verticali.....</i>	<i>23</i>
1.2.3 <i>Pannelli di tamponatura in laterizio.....</i>	<i>25</i>
1.3 Danni ai pilastri	26
1.4 Danni a scaffalature con conseguente perdita dei contenuti portati	32
2 Tipologie strutturali di edifici prefabbricati progettati in assenza di criteri antisismici.....	34
2.1 Tipologie di strutture prefabbricate.....	34
2.2 Scaffalature	40
3 Principi e criteri di intervento.....	42
3.1 Carenze manifestate dagli edifici industriali prefabbricati monopiano rispetto all'azione sismica.....	42
3.2 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano	44
3.3 Principi generali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano.....	44
3.4 Criteri di progettazione.....	46
3.4.1 <i>Stato limite di perdita di appoggio</i>	<i>50</i>
3.5 Schema degli interventi.....	59
3.6 Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio.....	63
3.6.1 <i>Perdita di appoggio trave-copertura.....</i>	<i>66</i>
3.7 Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali	68

3.8	Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti.....	69
3.8.1	<i>Fondazione.....</i>	69
3.8.2	<i>Pilastro.....</i>	71
3.9	Interventi su scaffalature.....	74
4	Schede tecniche per il dimensionamento, la cantierizzazione e l'esecuzione degli interventi	75
4.1	Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio.....	76
4.2	Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali	116
4.3	Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti.....	131
	Bibliografia.....	152
	Gruppo di Lavoro.....	155

Finalità del documento

La sequenza sismica registrata a partire dallo scorso 20 maggio in Emilia Romagna, Veneto e Lombardia ha avuto un forte impatto su aree del nostro paese caratterizzate da una pericolosità sismica medio-bassa, ossia da accelerazione su suolo rigido dell'ordine di 0.10-0.15g con periodo di ritorno di 475 anni, in base alla mappa di pericolosità attualmente in vigore (OPCM 3519/2006).

Il riconoscimento formale di tale pericolosità è avvenuto solo recentemente, nel contesto della revisione della normativa tecnica per le costruzioni e della classificazione sismica avviata con l'OPCM 3274 a partire dal 2003. Ciò ha determinato la presenza sul territorio di numerose costruzioni progettate e realizzate, anche in tempi relativamente recenti, senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica, in quanto non previsti dalle stesse normative in territori non classificati sismici. Tra queste costruzioni, particolari criticità sono state manifestate dagli edifici, per lo più con destinazione industriale, realizzati mediante l'assemblaggio di elementi in cemento armato prefabbricati, diffusamente presenti nel territorio investito dalla sequenza sismica iniziata lo scorso maggio. L'elevata vulnerabilità delle strutture prefabbricate monopiano a grandi luci progettate per soli carichi verticali e, più in generale, delle strutture prive di continuità e robustezza strutturale, è stata evidenziata dai numerosi crolli registrati dopo le scosse del 20 maggio e del 29 maggio, portando all'attenzione della comunità tecnica una problematica la cui complessità non è tanto legata alla risoluzione tecnica del problema, quanto all'articolato contesto temporale in cui è necessario operare nella fase emergenziale.

Il tema è assai rilevante sia sotto il profilo della sicurezza e la salvaguardia della vita, sia sotto il profilo sociale ed economico, per la natura e il livello tecnologico delle numerose aziende operanti sul territorio. In altri termini, al tema della salvaguardia della vita, nel caso degli edifici industriali si associa il tema della salvaguardia del valore esposto – attrezzature, lavoratori e semilavorati stoccati nei magazzini – e, soprattutto, della continuità operativa delle aziende.

È un tema di grande interesse a livello nazionale, che andrebbe affrontato in maniera sistematica soprattutto in termini di prevenzione, particolarmente in quei contesti a notevole sviluppo economico, dove la tardiva classificazione sismica ha determinato una particolare vulnerabilità di queste strutture, ma che assume contorni molto peculiari nell'emergenza post-sisma con una sequenza in corso, nei quali il fattore tempo assume rilievo fondamentale.

Al fine di governare una tale complessità, il D.L. 6 giugno 2012 n. 74 recante “*Interventi immediati per il superamento dell'emergenza*”, delineando il quadro normativo al quale devono fare riferimento gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni e la ripresa economica dei territori interessati dalla sequenza sismica, affida alla comunità professionale il compito di perseguire, attraverso azioni mirate, gli obiettivi di salvaguardia sopra indicati. Per gli edifici sopra descritti, il D.L. 74 pone condizioni aggiuntive, scaturite dall'esperienza negativa delle due scosse del 20 e 29 maggio 2012, rispetto al tradizionale concetto di agibilità sismica¹ di una costruzione. Quest'ultimo è riferito per gli edifici ordinari al danneggiamento prodotto dal terremoto sulla struttura e alla capacità che, nella mutata condizione, la struttura stessa ha di resistere a ulteriori scosse di intensità al massimo pari a quella subita. Nel caso di edifici a struttura discontinua, in mancanza di requisiti di robustezza, si richiede invece una procedura articolata in passi successivi, che pone come condizione imprescindibile, indipendentemente dal danno presente, l'assenza di quelle tipiche carenze che hanno determinato i crolli più clamorosi.

In questa ottica va inteso quanto riportato al comma 8 dell'art. 3 del D.L. 74/2012 che fornisce un quadro sintetico delle carenze più rilevanti che evidentemente ostano al conseguimento a breve termine dei requisiti minimi di sicurezza per l'esercizio delle costruzioni industriali e che quindi devono essere sanate prioritariamente, ivi comprese le scaffalature metalliche per lo stoccaggio di lavorati e semilavorati suscettibili di interazioni con le strutture principali degli edifici industriali. Sotto il profilo tecnico, quindi, lo scenario delineato dal D.L. per conseguire gli obiettivi di superamento dell'emergenza e di miglioramento della sicurezza per la salvaguardia delle vite umane richiede un processo coordinato e realizzato in due fasi:

- la prima nella quale si garantisce l'eliminazione delle carenze strutturali più rilevanti, nel rispetto del comportamento complessivo dell'organismo strutturale;

¹ La formalizzazione estesa di tale concetto si ritrova nel "Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)" appendice 2 al D.P.C.M. del 5 maggio 2011: *La valutazione di agibilità in emergenza post-sismica è una valutazione temporanea e speditiva – vale a dire formulata sulla base di un giudizio esperto e condotta in tempi limitati, in base alla semplice analisi visiva ed alla raccolta di informazioni facilmente accessibili – volta a stabilire se, in presenza di una crisi sismica in atto, gli edifici colpiti dal terremoto possano essere utilizzati restando ragionevolmente protetta la vita umana.*

- la seconda nella quale si interviene in maniera estesa e sistematica per il conseguimento delle prestazioni richieste dal comma 10 dell'art. 3 del DL 74/2012, integrando in un contesto più ampio e incisivo i correttivi posti in essere nel corso della prima fase.

Le due fasi sopra indicate trovano riscontro nel quadro normativo generale definito per le costruzioni esistenti dal capitolo 8 delle NTC 2008, e in particolare dal par. 8.4, nelle due categorie di interventi:

- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti – Fase 1;
- interventi di miglioramento (globali) atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente – Fase 2.

Le due fasi, in altri termini, appartengono ad una strategia generale di tipo additivo, in cui gli interventi di prima fase, oltre a consentire il rilascio del certificato di agibilità sismica e, con esso, la ripresa delle ".....normali condizioni di vita e di lavoro..." , costituiscono una parte del più complesso insieme di opere che consentirà il raggiungimento delle prestazioni di sicurezza sismica previste dalle vigenti norme tecniche NTC 2008.

La duplice esigenza di salvaguardia della vita e di tempestiva ripresa del tessuto economico e produttivo sul quale impattano le costruzioni con destinazione industriale si traduce nella definizione di un orizzonte temporale evidentemente compresso e apparentemente contrastante con le esigenze tecniche operative.

Il presente documento muove proprio da queste esigenze, manifestate immediatamente dalle associazioni professionali e dagli operatori economici di settore, e ha la finalità di fornire le conoscenze più avanzate e indicare un percorso operativo, nel rispetto del quadro normativo di riferimento per le costruzioni– D.M. 14 gennaio 2008 (NTC2008) e relativa circolare 2 febbraio 2009 , n. 617 – che consentano di combinare l'esigenza di sicurezza a breve termine – agibilità sismica – con quelle a medio lungo termine – miglioramento e/o adeguamento sismico. Esso può rappresentare un supporto per i tecnici operanti sul patrimonio costruito prefabbricato nell'impostazione – nel pieno e assoluto rispetto dell'autonomia e della titolarità delle scelte progettuali – di un percorso coerente con il quadro normativo vigente e finalizzato a restituire alla collettività piani di intervento sostenibili sotto il profilo economico e sociale, nonché compatibili con le esigenze di sicurezza e di operatività in una fase di emergenza sismica, e più in generale certamente anche nell'ambito di azioni di prevenzione del rischio sismico, in quelle aree del paese soggette a riclassificazione sismica effettuata in tempi recenti.

Si tratta dunque di linee di indirizzo che non hanno in alcun modo carattere prescrittivo e/o cogente; esse mirano a fornire alcune soluzioni tecniche (che certo non esauriscono un problema complesso e delicato quale quello in oggetto), stimolando, al tempo stesso, lo sviluppo della consapevolezza del bagaglio di conoscenze necessarie a dare, in tempi molto brevi, una risposta ad imprescindibili questioni di sicurezza, con un impatto fortissimo su questioni economiche e sociali.

Questo documento è stato redatto in tempi rapidissimi, compendiando in un unico testo, che si spera sia di immediato interesse applicativo e di agile consultazione, i risultati di ricerche e di esperienze derivanti dal mondo scientifico, da quello professionale e dal mondo dell'industria dei prefabbricati, rinviando per gli approfondimenti ritenuti necessari ai riferimenti bibliografici richiamati nel testo. La facilità di diffusione tramite WEB consente oggi una veicolazione immediata agli interessati ed anche la possibilità di successive implementazioni che potranno rendere questo documento sempre più completo ed esaustivo rispetto alle esigenze poste e alle esperienze acquisite sul campo dalla comunità professionale.

1 Danneggiamenti registrati negli edifici produttivi in seguito all'evento sismico del 20-29 maggio 2012

1.1 Perdita di appoggio e danni alle connessioni tra elementi strutturali

La causa più frequente di danneggiamento negli edifici prefabbricati monopiano è stata la perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali (tegole di copertura e travi) dagli elementi di supporto (travi e pilastri, rispettivamente). Tale fenomeno è dovuto nella maggior parte dei casi all'assenza di vincoli di tipo meccanico; in altre parole, il collegamento faceva affidamento sul solo attrito per la trasmissione delle forze orizzontali. In alcuni casi, è stato riscontrato il collasso di collegamenti di tipo meccanico trave-pilastro con meccanismo debole, vale a dire con rottura del copriferro ed espulsione dello spinotto.



Figura 1 - Perdita di appoggio della trave in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale di non recente costruzione



Figura 2 – Perdita di appoggio della trave principale a sezione variabile in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale di non recente costruzione a causa della crisi a taglio del pilastro di appoggio, reso tozzo dalla configurazione del pannello di tamponatura



Figura 3 – Perdita di appoggio della trave principale in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale costruito recentemente in ampliamento di un edificio esistente con connessione trave-pilastro attritiva



Figura 4 – Perdita di appoggio dei tegoli in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale, che probabilmente ha causato il collasso della trave trasversale



Figura 5 – Perdita di appoggio della trave principale in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale



Figura 6 - Perdita di appoggio della trave e collasso della copertura



Figura 7 - Perdita di appoggio della trave in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale



(a)



(b)

Figura 8 – (a) Perdita di appoggio della trave e (b) rotazione del pilastro in un edificio con trave principale trasversale



Figura 9 - Perdita di appoggio delle travi in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale



Figura 10 - Perdita quasi completa dell'appoggio della trave



Figura 11 - Perdita di appoggio della trave con inserimento di dispositivo di sostegno temporaneo



Figura 12 - Perdita di appoggio della trave per rottura connessione in un edificio con trave principale trasversale



(a)



(b)



(c)

Figura 13 – (a) Particolare della connessione trave-pilastro con spinotto, progettato per meccanismo forte (rottura spinotto) e collassato per meccanismo debole (crisi copriferro), (b) con conseguente collasso della trave e (c) dei tegoli di copertura



Figura 14 - Collasso dei tegoli di copertura per perdita di appoggio in un edificio prefabbricato con trave principale trasversale



Figura 15 – Collasso della copertura per perdita di appoggio in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale longitudinale



(a)



(b)

Figura 16 – (a) Perdita di appoggio di elementi di copertura a shed, (b) particolare collegamento copertura-trave



Figura 17 - Collasso capriata per perdita di appoggio



Figura 18 – Inadeguatezza del vincolo trave-colonna con danneggiamenti locali del pilastro e rotazioni permanenti della trave in copertura



Figura 19 – Crisi della forcella in testa ai pilastri per martellamento della trave in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale trasversale



Figura 20 – Collasso di una lastrina di copertura in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale longitudinale



Figura 21 – Collasso della copertura con tegoli ad Y

1.2 Collasso di elementi di tamponatura

Il sistema di chiusura degli edifici monopiano prefabbricati è costituito nella maggior parte dei casi da pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato di tipo orizzontale ed, in un numero minore di strutture, da pannelli verticali sempre del tipo prefabbricato. Sia i pannelli orizzontali che quelli verticali possono essere ancorati ai pilastri o alle travi attraverso diverse tipologie di connessione. In

particolare, nelle strutture danneggiate dal sisma, si è riscontrata la presenza di differenti connessioni pannello-pilastro e pannello-trave, molte delle quali sono collassate, provocando il crollo dei pesanti pannelli di tamponatura.

In alcuni casi il collasso di pannelli potrebbe essere stato determinato dal martellamento degli elementi di copertura o degli stessi pilastri o ancora, in corrispondenza degli spigoli, dei pannelli ortogonali. In alcuni casi i pannelli orizzontali sono vincolati da una parte a pilastri che portano la copertura e dall'altra a pilastri rompitratta: il differente spostamento dei due pilastri può aver rappresentato un'altra causa di crollo.

Nell'indagine post-sisma si è, inoltre, riscontrata la presenza di strutture prefabbricate monopiano di meno recente costruzione, che presentano tamponatura in laterizio. Anche in questo caso, la tamponatura ha spesso subito gravi danni (fessurazioni importanti per meccanismi in piano) oppure è collassata per ribaltamento (meccanismi fuori dal piano). Anche per i sistemi di tamponatura si mostreranno essenzialmente collassi in strutture monopiano di tipo produttivo.

1.2.1 Pannelli di tamponatura orizzontali



(a)



(b)



(c)

Figura 22 - Crisi della connessione di un pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte superiore: (a) dettaglio dell'ancoraggio superiore realizzato tramite profilo a C in acciaio annegato nel pilastro che ha subito il fenomeno dello slabbramento, (b) squadretta di collegamento e (c) connettore con testa a martello



(a)



(b)



(c)

Figura 23 – Particolare della connessione al pilastro del pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte inferiore: (a e b) sella nel pilastro e (c) sagomatura del pannello orizzontale per realizzare l'appoggio



(a)



(b)

Figura 24 – (a) Collasso pannelli orizzontali di tamponamento per (b) crisi a taglio del connettore inserito tramite apposita testa a martello nel profilo a C annegato nel pilastro



(a)



(b)

Figura 25 – (a) Collasso imminente pannelli orizzontali di tamponamento a causa dell'evento sismico del 20 maggio e (b) collasso avvenuto di quegli stessi pannelli orizzontali a causa dell'evento sismico del 29 maggio



(a)



(b)

Figura 26 – (a) Pannelli orizzontali di tamponamento con nessun danno visibile in seguito all'evento sismico del 20 maggio e (b) collasso avvenuto di quegli stessi pannelli orizzontali a causa dell'evento sismico del 29 maggio



Figura 27 – Collasso pannelli orizzontali di tamponamento in strutture monopiano prefabbricate



(a)



(b)



(c)

Figura 28 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro e (c) e dettaglio ancoraggio sul pannello



(a)

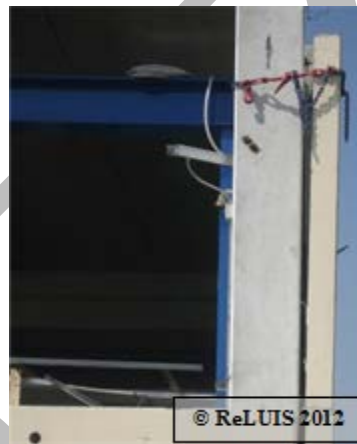


(b)

Figura 29 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento e (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)



(c)

Figura 30 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli profilo a C in corrispondenza del pilastro e (c) dettaglio ancoraggio sul pannello



(a)



(b)



(c)

Figura 31 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli profili slabbrati o disconnessi in corrispondenza del pilastro e (c) dettaglio profilo di acciaio slabbrato sul pannello



Figura 32 – Collasso incipiente dei pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato



(a)



(b)

Figura 33 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento in una struttura monopiano prefabbricato: (b) dettaglio ancoraggio pannelli in corrispondenza dei pilastri



(a)



(b)



(c)

Figura 34 – (a e b) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato e (b) dettaglio profili a C in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 35 – (a) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato: (b) dettaglio connessione in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 36 – (a) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato: (b) dettaglio connessione in corrispondenza del pilastro



Figura 37 - Rottura attacco mensola di supporto pannello e conseguente crollo del pannello



(a)



(b)

Figura 38 – (a) Collasso avvenuto e (b) collasso imminente pannelli di angolo in edificio monopiano prefabbricato con pannelli orizzontali di tamponamento



(a)



(b)

Figura 39 – (a) Collasso pannello di tamponatura orizzontale in un edificio prefabbricato multipiano e (b) dettaglio connessione del pannello in corrispondenza del pilastro



Figura 40 - martellamento tra trave porta-carroponte e pannello tagliafuoco di compartimentazione tra zona produttiva e zona uffici

1.2.2 Pannelli di tamponatura verticali

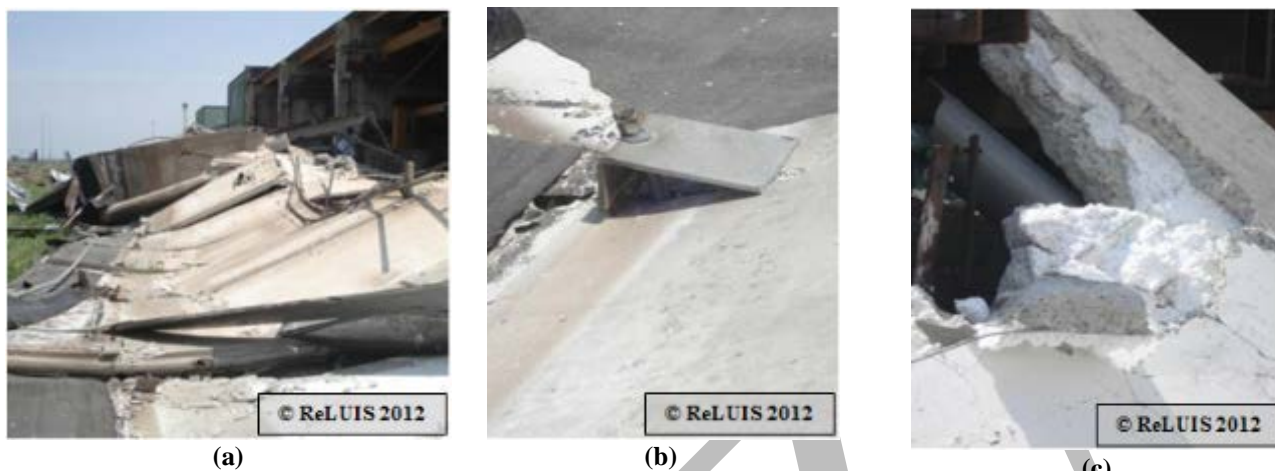


Figura 41 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento: (b) dettagli profili della quadretta e del bullone ancora inserito nel profilo a C del pannello crollato e (c) dettaglio sezione trasversale del pannello verticale, costituito da calcestruzzo armato e materiale di alleggerimento e isolante

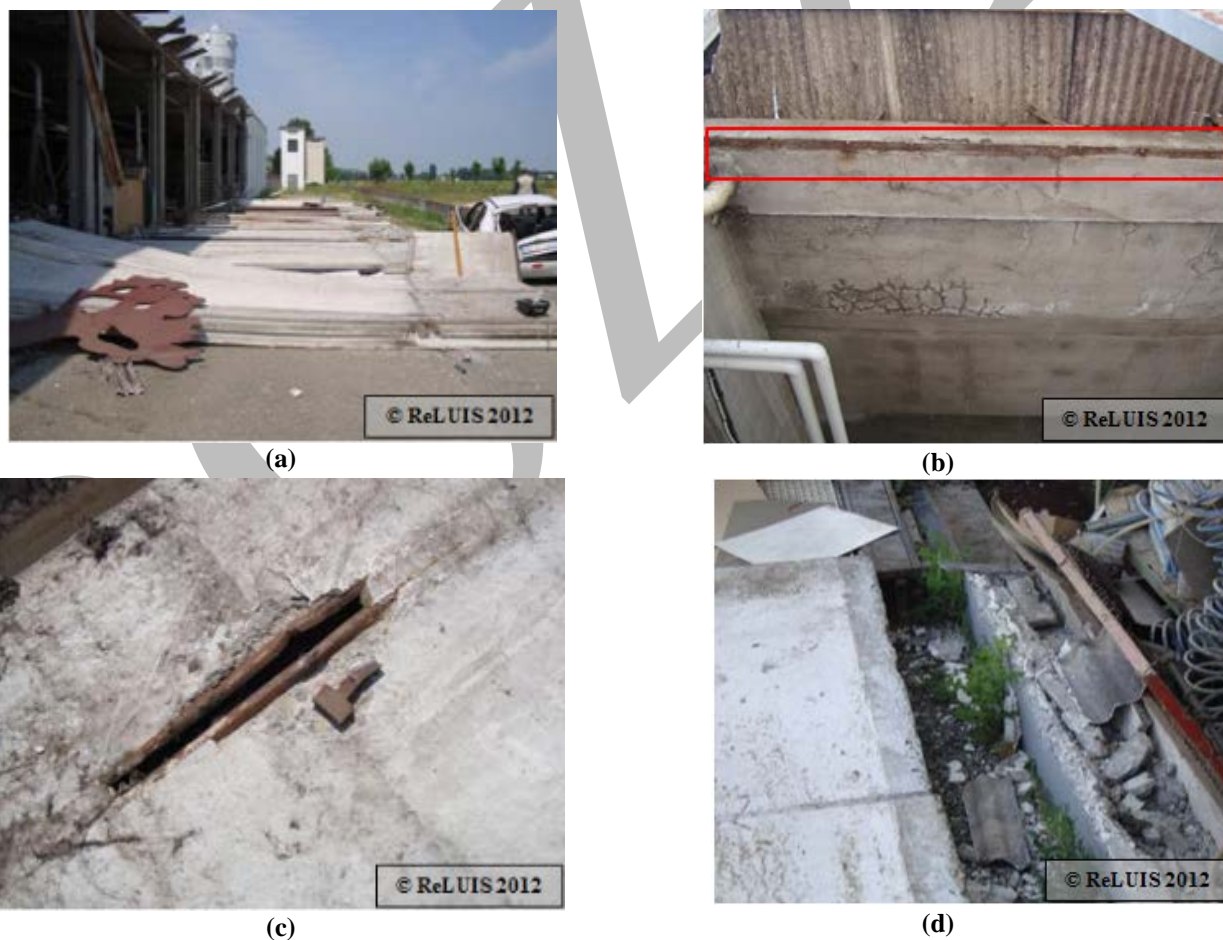


Figura 42 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento: (b) dettagli profilo di acciaio saldato sotto la trave, (c) dettaglio connettore in acciaio saldato sulla piastra saldata alla trave ed inserito nel profilo incavo del pannello tramite la testa a martello e (d) trave reggipannello



Figura 43 –Collasso pannelli verticali di tamponatura di un edificio prefabbricato

BOZZA

1.2.3 Pannelli di tamponatura in laterizio



(a)



(b)

Figura 44 – Collasso e fessurazione del pannello di tamponatura in laterizio in una struttura prefabbricata monopiano di non recente costruzione



Figura 45 - Collasso incipiente per meccanismo fuori dal piano dei pannelli in laterizio in una struttura prefabbricata monopiano di non recente costruzione



Figura 46 –Crisi per meccanismo fuori dal piano di un pannello di tamponatura in laterizio in un edificio monopiano prefabbricato

1.3 Danni ai pilastri

Nelle strutture monopiano prefabbricate gli elementi resistenti verticali, ossia i pilastri, sono generalmente elementi prefabbricati vincolati al piede tramite un plinto a bicchiere, che costituisce per il pilastro un vincolo d'incastro, mentre in testa sono collegati alle travi tramite vincoli a cerniera o carrello. Pertanto lo schema statico del pilastro è quello di una mensola incastrata all'estradosso del bicchiere..

In presenza di forti sollecitazioni, come quelle indotte da un terremoto, può accadere che il pilastro perda la verticalità a causa di una rotazione dell'intero elemento di fondazione. Ciò, tuttavia, non è facilmente accertabile, a meno di un'analisi accurata delle fondazioni.

Evidente, invece, è l'incipiente formazione di cerniera plastica che molti pilastri hanno mostrato alla base, in alcuni casi solo con formazione di fessure, in altri con espulsione di copriferro ed instabilizzazione delle barre, in carenza di armatura trasversale.

I rilievi visivi in sito hanno anche permesso di constatare che in numerosissimi casi il danneggiamento dei pilastri è stato indotto dall'impatto degli elementi orizzontali, quali travi e tegoli, collassati per perdita di appoggio.



Figura 47 – Perdita di verticalità dei pilastri in un edificio monopiano prefabbricato per possibile, ma non accertato, problema a livello della fondazione



Figura 48 – Perdita di verticalità dei pilastri per probabile problema in fondazione



Figura 49 – Perdita di verticalità del pilastro con fessurazione alla base



Figura 50 – Perdita di verticalità del pilastro per rottura alla base per cause non accertabili



Figura 51 – Perdita di verticalità del pilastro



Figura 52 - Collasso dovuto alla rotazione dei pilastri in fondazione causata da fenomeni di liquefazione



Figura 53 – Collasso globale dell'edificio: perdita di verticalità del pilastro



(a)



(b)

Figura 54 - Rotazione pilastro dovuta alla formazione di cerniera plastica alla base del pilastro: (a) situazione prima e (b) dopo le scosse del 29 maggio



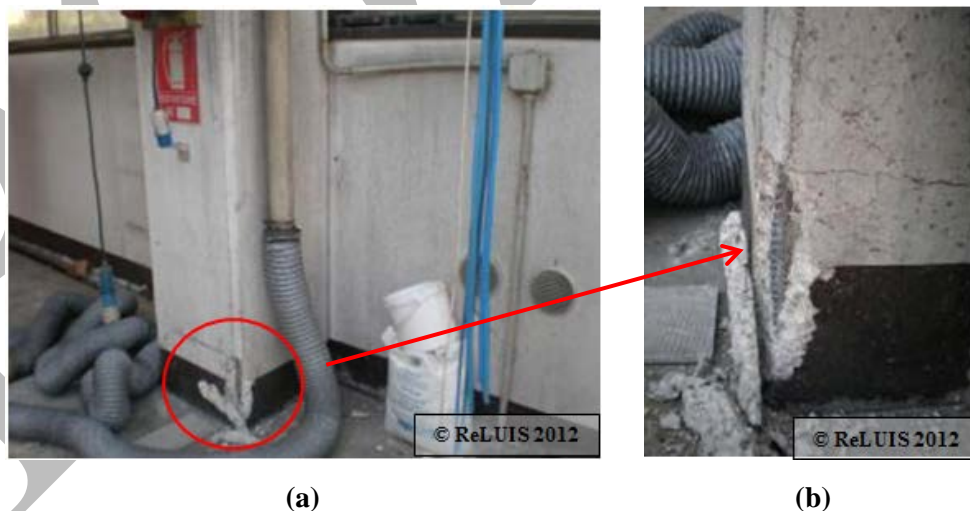
Figura 55 – Rotazione alla base del pilastro



Figura 56 – Incipiente formazione di cerniera plastica alla base del pilastro con consistente fessurazione



Figura 57 - Fessurazione alla base dei pilastri di un edificio monopiano prefabbricato



(a)

(b)

Figura 58 - (a) Formazione cerniera plastica alla base del pilastro (b) con instabilizzazione delle barre causata da carenza di armature trasversali



Figura 59 – Espulsione del copriferro alla base del pilastro con carenza di armature trasversali



Figura 60 - Cerniera plastica alla base del pilastro



Figura 61 – Formazione cerniera plastica in corrispondenza della mensola tozza, appoggio della trave porta-carroponte



Figura 62 - Danneggiamento del pilastro tozzo causa interazione con la tamponatura

1.4 Danni a scaffalature con conseguente perdita dei contenuti portati

Le immagini di seguito riportano i danni riscontrati in scaffalature all'interno di edifici prefabbricati. Tali scaffalature, data la massa portata ed eventuali vincoli con la struttura circostante possono interagire con la stessa, causando danni alla struttura e/o perdendo il contenuto da essi portato. Si nota che le scaffalature ben controventate possono resistere al terremoto. Infine, si osservi che il database di immagini attualmente disponibile è senz'altro limitato, a causa dell'impossibilità di accedere negli edifici danneggiati per motivi di sicurezza.



Figura 63 – Danneggiamento scaffalatura con conseguente perdita del materiale contenuto



Figura 64 – Ribaltamento incipiente ed avvenuto di scaffalature



Figura 65 – Collasso scaffalature e conseguente perdita di contenuto

2 Tipologie strutturali di edifici prefabbricati progettati in assenza di criteri antisismici

2.1 Tipologie di strutture prefabbricate

Per una classificazione delle tipologie strutturali prefabbricate si può fare utile riferimento al documento “Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti” RELUIS-ASSOBETON 2008 (disponibile su www.reluis.it)

Nella zona colpita dal sisma del 20 e 29 maggio 2012, sono presenti edifici prefabbricati monopiano e, molto più raramente, pluriplano (tipicamente di 2 o 3 piani).

Le strutture pluriplano sono costituite da pilastri monolitici a tutta altezza, dalle travi portanti, dagli impalcati e dalla copertura (Figura 66). Le travi primarie utilizzate appartengono alle seguenti tipologie: sezione a T rovescio o ad L, bordi paralleli, etc. Per lo specifico impiego, quali componenti degli impalcati intermedi, i tegoli sono completati in opera da getti di calcestruzzo armato, con spessori variabili fra 5 e 10 cm, che, oltre ad incrementare le caratteristiche meccaniche, adempiono alle funzioni di distribuzione dei carichi e di solidarizzazione dell'insieme strutturale. Le luci tipiche variano dai 10 ai 15 metri. Mentre gli impalcati intermedi sono in genere costituiti da tegoli nervati, le coperture sono realizzate con i sistemi costruttivi descritti per le strutture monopiano.

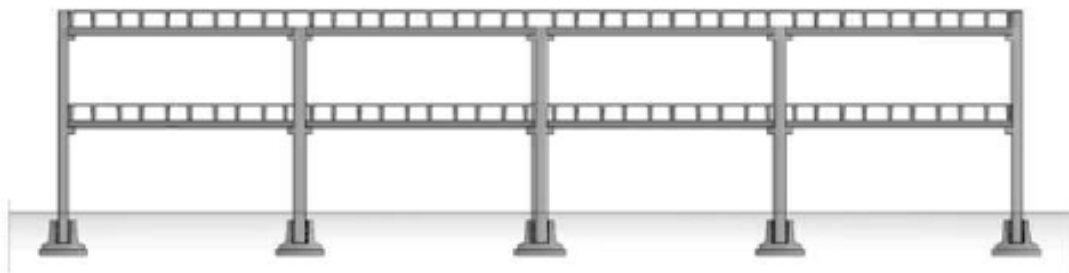


Figura 66 - Esempio di edificio prefabbricato pluriplano senza controventi

Tra le strutture monopiano più comunemente diffuse in zona sono da citare le strutture con coperture realizzate con travi a doppia pendenza (Figura 67 e Figura 68). La copertura è completata con lastre impermeabilizzanti di vario tipo: elementi in c.a. o c.a.p. nervati, solai in latero-cemento in c.a. e c.a.p con spessori da 12-20-24cm.

La pendenza della falda varia dal 10-15% per consentire qualsiasi tipo d'impermeabilizzazione favorendo lo smaltimento delle acque meteoriche. Si possono trovare varianti con o senza lucernai (Figura 69) o aperture shed (Figura 70).

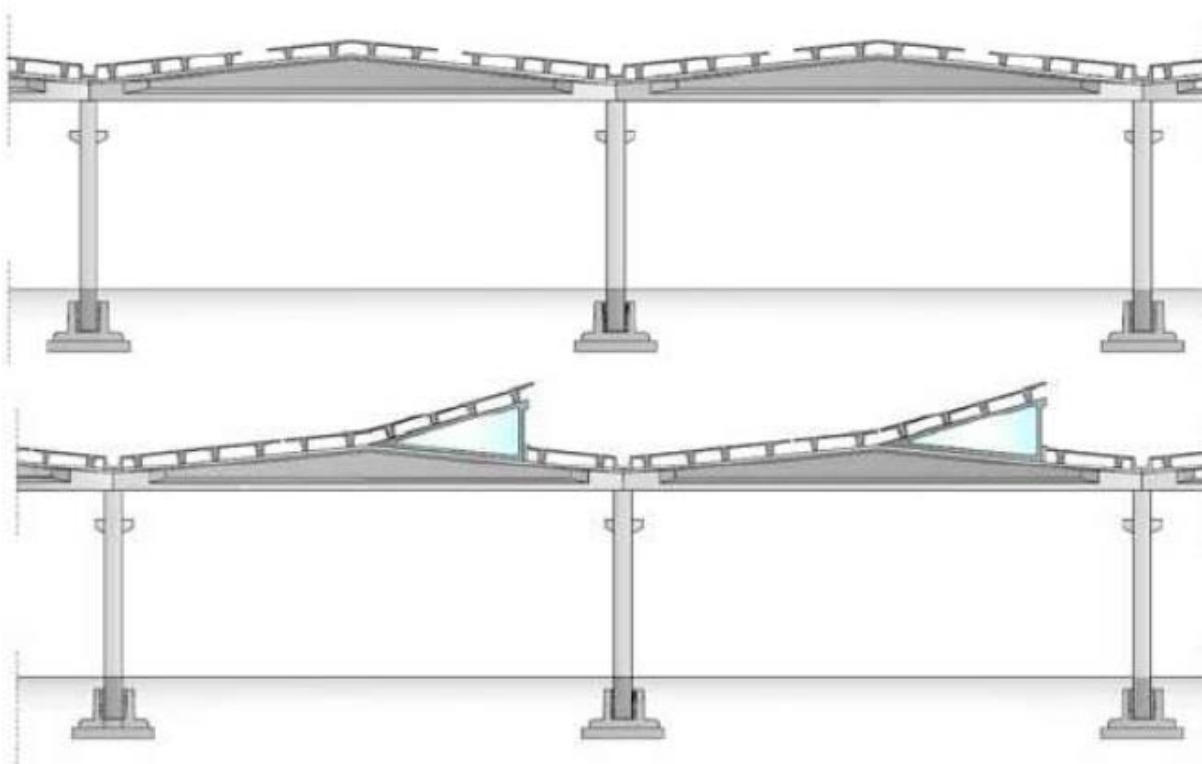


Figura 67 - Esempi di copertura a doppia pendenza con tegoli nervati

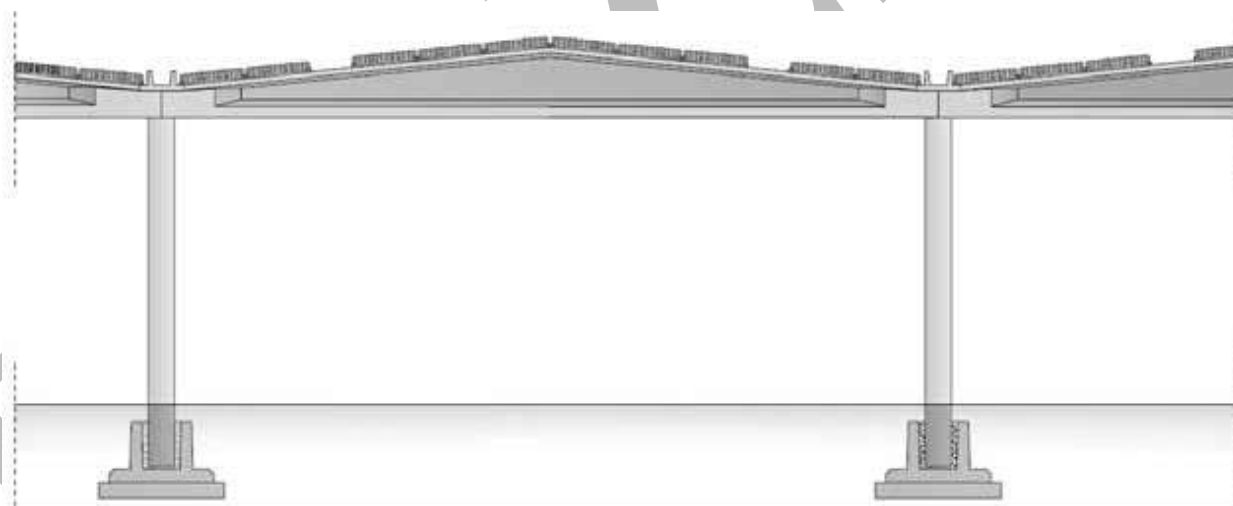


Figura 68 - Esempio di copertura a doppia pendenza con pannelli in latero-cemento

Un'altra tipica soluzione prevede elementi speciali per coperture in c.a. o c.a.p posti sull'estradosso delle travi.

La trave ad I è utilizzata per luci indicativamente da 10 m a 15 m e con interassi indicativamente da 15 m a 30m (Figura 71). La copertura è completata da coibentazione. Generalmente i tegoli con profili particolari, detti alari, possono essere accostati per formare coperture del tutto cieche, distanziati e alternati con elementi leggeri di completamento, quali lastre traslucide completati o con pannelli sandwich o in lamiera. Gli elementi di copertura possono essere coibentati con polistirolo e

impermeabilizzate con membrane o guaine in stabilimento. La copertura è solitamente discontinua. Un'alternativa all'utilizzo delle travi ad I è l'impiego di travi ad H con la realizzazione della conca fra le testate delle voltine.

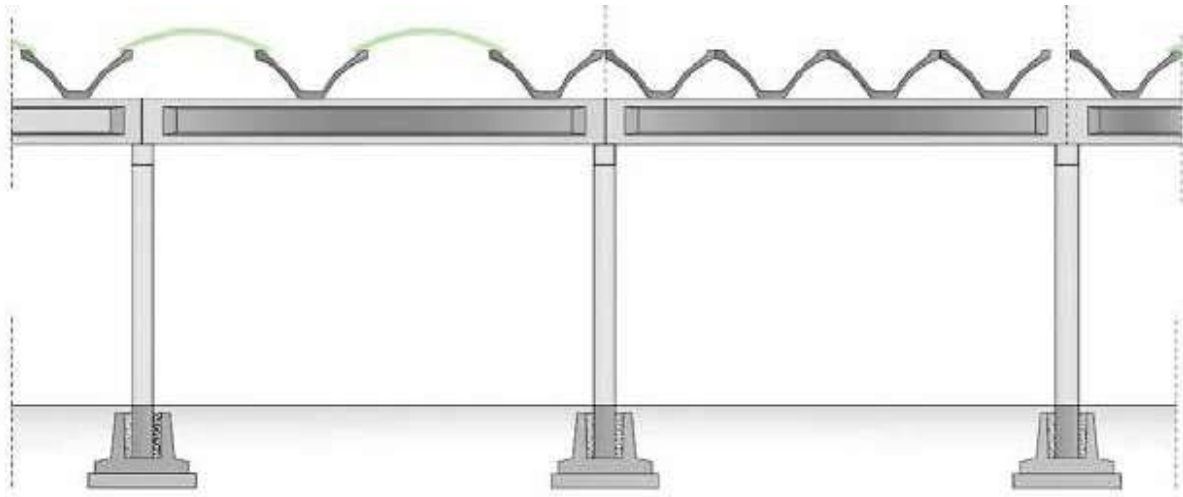


Figura 69 - Esempio di copertura realizzata con elementi speciali intervallati o meno da lucernari

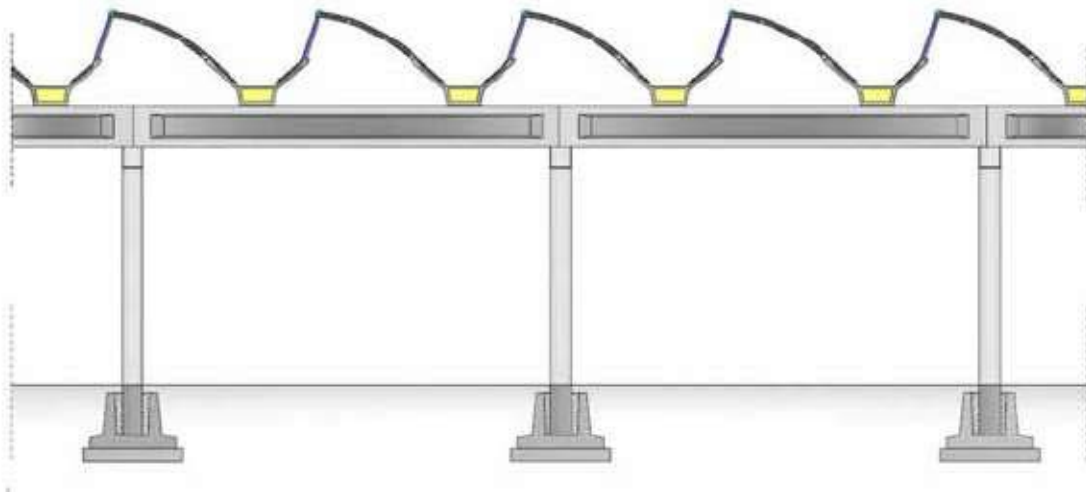


Figura 70 - Esempio di copertura realizzata con elementi speciali in configurazione shed

Della famiglia delle coperture piane fanno parte anche quelle realizzate con pannelli in c.a. o c.a.p. nervati posati sulla mensola inferiore delle travi. La trave è utilizzata per luci indicativamente da 8 m a 15 m e con interassi indicativamente da 15 m a 25 m. La copertura è completata con manti impermeabilizzanti di vario tipo (guaine bituminose, guaine polimeriche ecc.).

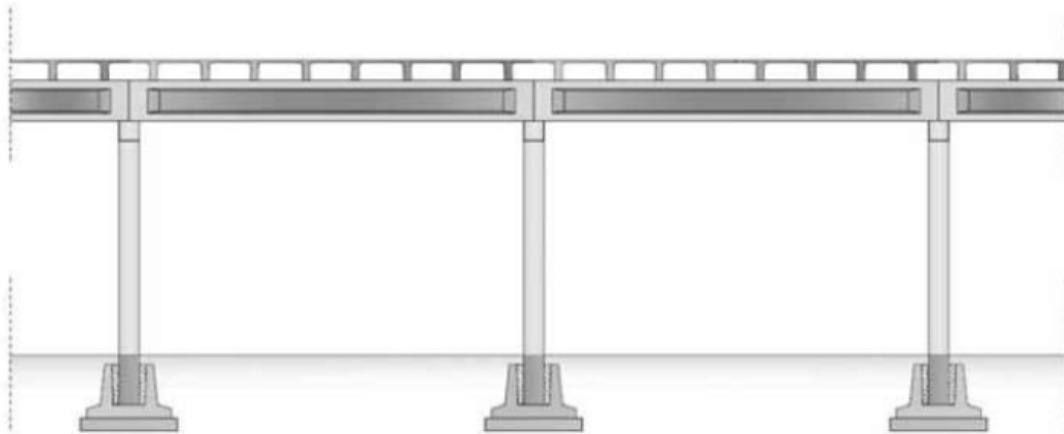


Figura 71 - Esempio di copertura piana realizzata con tegoli nervati

Negli anni '70, e tuttora presenti sul territorio colpito dal sisma, le coperture a shed erano realizzate con travi reticolari o a bordi paralleli o travi a ginocchio (Figura 72) diversamente intervallate e creando delle differenze di quote fra gli estradosi in modo tale da ricavare lucernai. Sull'estradosso delle travi vengono posizionati tegoli nervati ad estradosso ed intradosso piano, pannelli alveolari e pannelli in latero-cemento. Le luci variano a seconda degli elementi utilizzati.

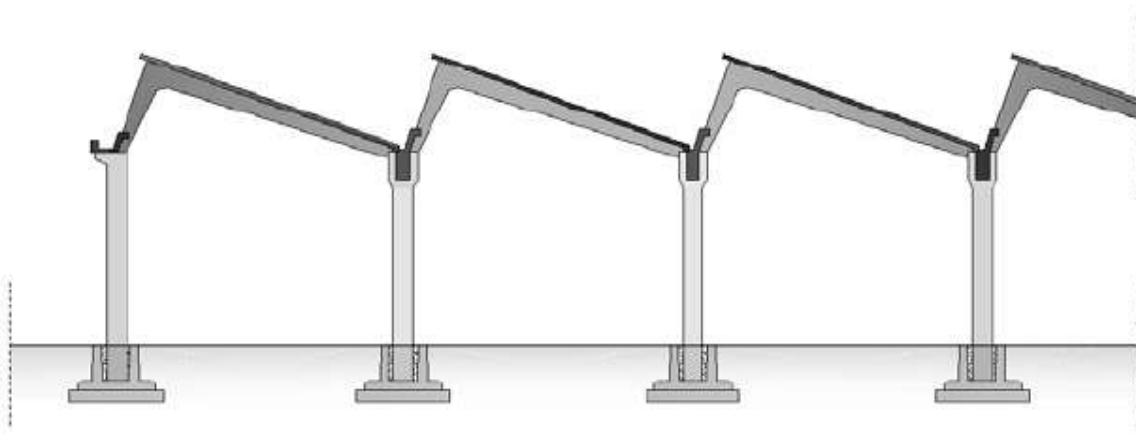


Figura 72 - Esempio di copertura a shed con travi a ginocchio

Un'alternativa alla trave a ginocchio consiste nell'utilizzo di travi in c.a.p. di altezza costante con estremità attrezzate appoggiate su pilastri con imposte a dislivello (Figura 73). Le travi hanno lunghezza variabile da m 12 a 16 ed interasse da 6 m a 15 m . Le falde sono realizzate con pannelli in latero-cemento, alveolari o tegoli nervati.



Figura 73 - Esempio di copertura a shed con travi inclinate

Le strutture sono completate da elementi di tamponamento, che possono essere realizzati in luce di pilastro o esterni ai pilastri. In entrambi i casi, le chiusure verticali possono essere realizzate con murature in blocchi (in laterizio o in calcestruzzo) (Figura 74) o con pannelli prefabbricati.

In quest'ultimo caso si possono identificare tre diverse soluzioni:

- Pannelli verticali (Figura 75)
- Pannelli orizzontali (Figura 76)
- Facciate miste con pannelli verticali ed orizzontali



Figura 74 - Esempio di tamponamento in luce di pilastro con muratura in laterizio



Figura 75 - Esempio di tamponamento esterno ai pilastri con pannelli prefabbricati - pannelli verticali



Figura 76 - Esempio di tamponamento esterno ai pilastri con pannelli prefabbricati - pannelli orizzontali

Le strutture prefabbricate non soggette ad azione sismica sono state progettate per i seguenti carichi:

- Carichi gravitazionali, permanenti e portati
- Vento (DM 16 gennaio 1996 e precedenti)
- Neve (DM 16 gennaio 1996 e precedenti)
- Eventuali carriponte (CNR 10021)

- Stabilità locale e d'insieme: i singoli elementi dovranno essere verificati nei confronti dei fenomeni d'instabilità che possono innescarsi sia nelle fasi transitorie che nella fase finale, tenendo presente l'influenza delle deformazioni differite. Per quanto concerne la stabilità dell'insieme, sono necessarie le relative verifiche per tutte le fasi, transitorie e definitive, mettendo in conto, ove occorra, gli effetti del secondo ordine. In via semplificativa e salvo l'esigenza di analisi più dettagliate per condizioni specifiche, la struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali di calcolo comunque dirette, pari almeno all'1,5% dei carichi verticali concomitanti (permanententi e sovraccarichi) combinati nel modo più sfavorevole, durante le fasi transitorie; e almeno al 2,0% degli stessi in fase finale. Tali forze orizzontali convenzionali, da considerarsi agenti nei punti di applicazione dei corrispondenti carichi verticali, non saranno cumulate con altre eventuali azioni orizzontali esterne (vento, sisma, ecc.) – DM 3 dicembre 1987 «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate».

2.2 Scaffalature

Occorre fare una distinzione tra:

- scaffali da interno (**SDI**), ossia all'interno di capannoni per stoccaggio delle merci e magazzini aperti al pubblico: sono interessati dal peso delle merci immagazzinate e dall'azione sismica. Non è obbligatoria alcuna relazione di calcolo (spesso questa manca) e la portata dichiarata dell'impianto deriva dai cataloghi commerciali. L'altezza varia da qualche metro, come nel caso delle scaffalature in magazzini aperti al pubblico, fino a 18m-20m, come nel caso dei magazzini intensivi. Per assurdo i maggiori rischi si hanno con altezze minori in quanto dai 10 m in poi la movimentazione dei bancali avviene soltanto in modo automatico (senza alcun operatore manuale). In questa categoria di scaffali rientrano anche le *scalere*, ossia le scaffalature per il deposito/stagionatura delle forme di grana (altezze fino a 10-12 m).
- scaffalature autoportanti (**SA**): scaffalature alle quali sono direttamente attaccati i tamponamenti laterali ed i pannelli di copertura e quindi sono interessate anche dai carichi climatici oltre che dal peso delle merci immagazzinate e dall'azione sismica. Le altezze vanno dai 10 m ai 35 m e la movimentazione delle merci avviene in modo automatico (l'operatore entra nella scaffalatura soltanto per le operazioni di manutenzione). In questo caso, esattamente come per i capannoni industriali in C.A., è obbligatorio il deposito della relazione di calcolo.

Con riferimento a **SDI**, la portata indicata è generalmente sempre quella statica (indipendente quindi dalla zonizzazione sismica del territorio italiano) e nella migliore delle ipotesi esiste (soprattutto per impianti grandi) una relazione di calcolo magari vecchia oppure (soprattutto per magazzini piccoli e centri aperti al pubblico) la portata deriva da cataloghi commerciali che considerano soltanto l'azione associata ai bancali sostenuti (ignorando le imperfezioni strutturali, gli urti accidentali, le variazioni termiche, i cedimenti). Con riferimento a **SA**, soltanto gli impianti più recenti (quelli progettati dal 1/7/2009) sono obbligatoriamente stati progettati con criteri adeguati e pertanto per questi non dovrebbe essere richiesta alcuna attività.

3 Principi e criteri di intervento

In questo capitolo vengono presentati i principi fondamentali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano, mettendo in evidenza quali siano i principi per la rapida messa in sicurezza, vale a dire quelli volti all'eliminazione di carenze macroscopiche che possono presentarsi in tale tipologia strutturale quando non realizzata con criteri antisismici. Sono anche forniti dei criteri di progettazione, che possano essere funzionali ad una procedura speditiva di dimensionamento degli interventi di rapida messa in sicurezza.

E' evidente che, dopo questa fase iniziale, l'edificio dovrà comunque essere sottoposto ad un'opportuna verifica sismica, che indichi la eventuale necessità di ulteriori interventi volti all'ottenimento dell'atteso livello di sicurezza.

In questo capitolo sono anche indicati alcuni dei possibili schemi di intervento, che seguono i principi fondamentali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano. E' ovvio che tale elencazione non risulti assolutamente esaustiva.

3.1 Carenze manifestate dagli edifici industriali prefabbricati monopiano rispetto all'azione sismica

Le strutture prefabbricate sono largamente utilizzate in tutta Italia e costituiscono la maggior parte delle strutture ad uso industriale. L'utilizzo di tale tipologia strutturale da più di 60 anni ha portato alla nascita di interi nuclei industriali costituiti da complessi di edifici prefabbricati o edifici isolati prefabbricati in c.a. di età differenti e, quindi, progettati in accordo a normative diverse. A questa varietà, essenzialmente temporale, è necessario aggiungere la varietà spaziale legata al sito che ospita tali edifici. La pericolosità sismica di un luogo ha, infatti, condizionato tanto le procedure progettuali quanto le tecniche costruttive degli edifici prefabbricati. In realtà, la sismicità non ha solo creato disparità tra sito e sito ma ha anche apportato differenze tra edifici presenti sullo stesso territorio ma con età di costruzione diverse, a causa della sismicità storica in continuo aggiornamento.

Nonostante la diffusione e la varietà appena descritta, è possibile individuare delle carenze comuni, evidenziate e denunciate da diversi eventi sismici che recentemente hanno colpito il territorio nazionale, come il terremoto de L'Aquila ed il recente terremoto dell'Emilia Romagna.

A conferma degli studi numerici (Magliulo et al., 2008; Capozzi et al., 2009) condotti negli ultimi anni, i collegamenti hanno rappresentato gli elementi critici in termini di prestazioni sismiche di tali edifici sia di vecchia che di nuova costruzione. Le loro carenze prestazionali hanno determinato,

infatti, la maggior parte dei crolli e dei danni gravi negli edifici prefabbricati colpiti dagli eventi sismici del 20 e del 29 maggio 2012 in Emilia Romagna.

La carenza più frequentemente riscontrata a livello delle connessioni è l'assenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. In particolare per l'assorbimento delle forze orizzontali si ricorre quindi sovente all'attrito, con un meccanismo fortemente vulnerabile nei confronti delle azioni sismiche. In tal modo, le strutture sono fortemente sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. E' importante notare che solo dal 1987, con il D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987, si vieta l'utilizzo di connessioni attrittive, limitatamente alle zone sismiche secondo la mappa dell'epoca. Per questo motivo, sono ampiamente diffusi edifici prefabbricati caratterizzati da tale carenza strutturale.

Tale carenza riguarda allo stesso modo sia la connessione tra elementi orizzontali e verticali (collegamento trave-pilastro) che quella tra elementi orizzontali (collegamento copertura-trave).

Anche in presenza di collegamento meccanico di almeno un estremo della trave, i dettagli della connessione sono tali da non garantire l'efficacia del sistema di unione predisposto (ad esempio gli spessori di copriferro nel caso di utilizzo di spinotto metallico).

Una seconda fonte di vulnerabilità è legata al collasso del sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati, costituita da pannelli prefabbricati in c.a. ed alleggeriti, collegati o alla trave di gronda o ai tegoli o al pilastro in vario modo mediante inserti metallici. In questo caso il collasso è ancora legato alla carenza insita nel sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante e non ad errori nel progetto e/o realizzazione dei pannelli stessi.

Nella progettazione degli edifici prefabbricati, infatti, nei riguardi delle azioni orizzontali è ancora prassi diffusa eseguire l'analisi strutturale su di un modello a telaio, costituito da pilastri, travi e impalcati, con i pannelli di parete che vengono presi in considerazione unicamente con riferimento al loro contributo alla "massa eccitata"; si trascura generalmente il loro contributo alla rigidità laterale dell'insieme strutturale. I pannelli vengono poi connessi alla struttura con ancoraggi fissi calcolati sulla base della massa del singolo pannello e per forze normali al pannello stesso.

Dato l'approccio, i pannelli di parete, sotto azione dinamica, diventano parte integrante della struttura, condizionandone la risposta sismica, che non è quella del sistema flessibile a telaio, ma quella di un sistema a telaio controventato molto più rigido. Le forze evocate, correlate alla massa di tutto l'impalcato e relative ad un sistema più rigido, risultano molto maggiori di quanto previsto e dirette principalmente nel piano del pannello. Per effetto di tali forze, che risultano essere dunque molto maggiori e diversamente orientate rispetto a quelle per le quali le connessioni vengono

normalmente dimensionate, si assiste alla rottura delle connessioni stesse, che provoca il crollo dei pannelli.

Altra carenza è legata ai sistemi di scaffalatura tipicamente contenuti negli edifici industriali. In particolare, tali sistemi sono crollati o hanno causato danni alle strutture che li ospitavano in quanto privi di sistemi di controventamento o perché indotti al collasso dal loro contenuto.

Alle carenze appena descritte, è d'obbligo aggiungere le carenze presenti nei sistemi resistenti verticali e nei sistemi di fondazione di questi ultimi. I pilastri prefabbricati, infatti, possono presentare carenze in termini di resistenza alle sollecitazioni e duttilità a causa di progettazione in accordo a norme obsolete o, comunque, non sismiche. Lo stesso dicasi per il sistema di fondazione, solitamente caratterizzato dal plinto isolato a bicchiere.

3.2 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano

La rapida messa in sicurezza è possibile solo quando il danno sui principali elementi strutturali sia assente o di modestissima entità. Al fine della rapida messa in sicurezza degli edifici prefabbricati monopiano bisogna adeguatamente risolvere le seguenti carenze:

- mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi;
- presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;
- presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.

3.3 Principi generali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano

A causa della peculiarità della tipologia costruttiva degli edifici industriali monopiano, appare opportuno indicare dei principi generali per la messa in sicurezza di tali strutture. Alcuni di essi risultano funzionali a eliminare e/o limitare le conseguenze delle carenze elencate nel paragrafo 3.1. Gli interventi che si realizzano in questa fase sono da tenere in conto nel successivo processo di verifica sismica e di ottenimento dell'atteso livello di sicurezza degli edifici industriali monopiano. Per questo motivo è opportuno prevedere dal punto di vista progettuale una successione di due fasi, quella di messa in sicurezza rapida e quella successiva di miglioramento sismico da realizzare a valle della verifica globale della struttura, con un criterio di additività, nel quale la (quasi) totalità degli interventi della prima fase siano inglobati nel progetto di intervento di miglioramento di seconda fase.

- E' opportuno procedere alla creazione di vincoli efficaci tra i diversi componenti, avendo però l'accortezza di non modificare in maniera sostanziale lo schema statico e di non incrementare in maniera significativa la rigidità della struttura, al fine di evitare l'incremento delle azioni sismiche conseguente ad una riduzione del periodo proprio di vibrare principale. Dando per assodato che la struttura non sia stata progettata per resistere alle azioni sismiche, e che pertanto i pilastri non siano adeguatamente armati nei riguardi di essa, l'incremento delle azioni sismiche legato ad un incremento di rigidità potrebbe comportare la crisi per resistenza delle sezioni alla base dei pilastri. Nel caso di modifica sostanziale dello schema statico della struttura, è necessario eseguire la verifica di vulnerabilità sismica prevista nella seconda fase.
- I collegamenti tra travi e pilastri e tra travi ed elementi di copertura non devono introdurre significativi momenti flettenti all'estremità degli elementi sui quali si interviene, per i quali la struttura esistente non risulterebbe probabilmente sufficientemente armata. Quindi, al fine di non modificare lo schema statico originario, i semplici appoggi devono essere trasformati in cerniere. Potrebbero essere anche consentiti scorrimenti, purché questi siano in ogni caso limitati mediante ritegni opportunamente dimensionati.
- Deve essere contrastata la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.
- Qualora non si intenda modificare il comportamento strutturale globale, nel dimensionamento dei collegamenti, si deve fare riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze. In particolare, al fine di evitare meccanismi di collasso fragili, i collegamenti devono essere duttili e più deboli degli elementi che collegano, ed i dispositivi di fissaggio impiegati (tipicamente tasselli) devono essere più resistenti dei dispositivi di collegamento da essi fissati.
- Gli interventi di rinforzo devono limitare gli spostamenti relativi tra le sommità dei pilastri.
- Per quanto riguarda i collegamenti tra i pannelli di tamponatura e le strutture, si ritiene opportuno utilizzare sistemi di connessione deformabili nel piano ed evitare l'inserimento di connessioni rigide che incrementino la collaborazione nel piano di struttura portante e pannelli; mentre è possibile prevedere l'utilizzo di collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, che comunque non limitino gli spostamenti della struttura portante, ma abbiano l'obiettivo di limitare le conseguenze di un eventuale distacco dei pannelli.
- Nel caso risulti opportuno incrementare la duttilità e/o la resistenza dei pilastri, l'intervento deve essere condotto, come detto in precedenza, senza modificare lo schema statico della struttura e senza creare irregolarità strutturali; nel caso in cui si modifichi lo schema statico

della struttura o si creino irregolarità strutturali dovrà essere condotta una verifica di vulnerabilità sismica.

- Bisogna verificare che il sistema di pavimentazione e sottopavimentazione garantisca un opportuno confinamento passivo alla base del pilastro e alla fondazione. È comunque in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti: 1) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza; 2) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato; 3) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni; 4) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.
- Deve essere garantita la stabilità delle scaffalature interne con opportuni sistemi di controvento sia in elevazione che in pianta, ma evitando di vincolarle alle strutture dell'edificio. Va verificato il franco libero tra sistemi di scaffalatura e struttura portante per evitare fenomeni di martellamento. Laddove sia difficoltoso, in questa fase, intervenire con provvedimenti di tipo strutturale, va ridotto l'effetto della massa oscillante delle scaffalature riducendo complessivamente il carico portato ed abbassando il suo baricentro.

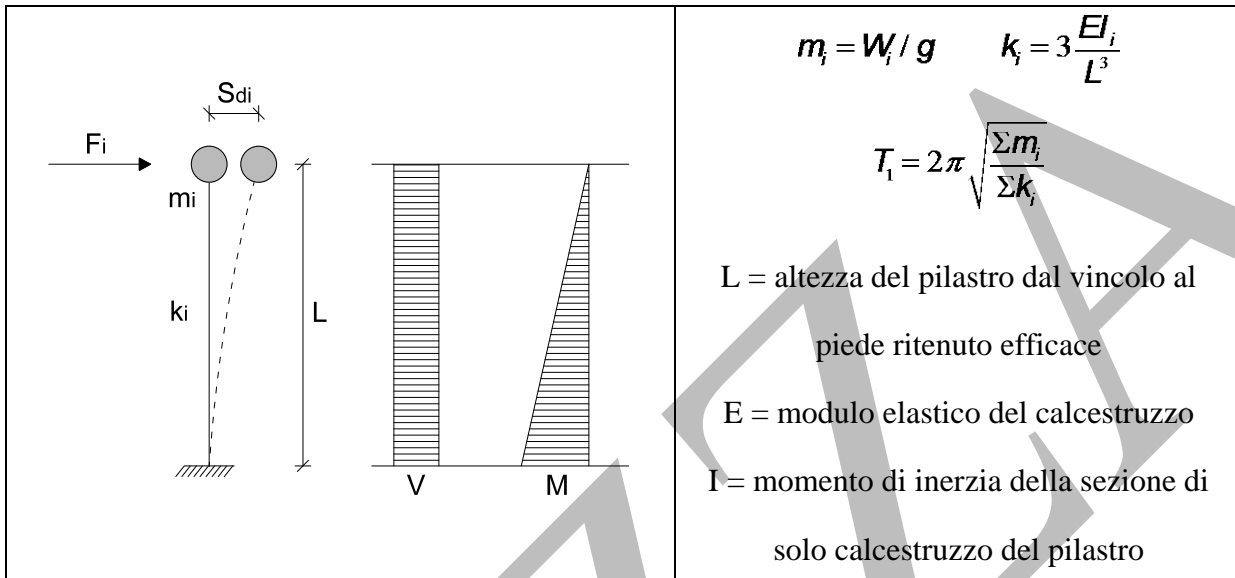
3.4 Criteri di progettazione

La maggior parte delle strutture industriali prefabbricate sulle quali è necessario intervenire è costituita da pilastri con fondazione a bicchiere, sormontati da travi appoggiate ai pilastri e da elementi di copertura a loro volta semplicemente appoggiati alle travi.

In tale caso, la valutazione dell'azione sismica può essere fatta, almeno per edifici monopiano, considerando uno schema costituito da mensole incastrate alla base (i pilastri), con massa concentrata in sommità.

Il pre-dimensionamento degli interventi di miglioramento sismico può quindi essere eseguito considerando l'edificio come un oscillatore semplice caratterizzato da una rigidità pari alla somma della rigidità di tutti i pilastri, e da una massa pari a quella della struttura di copertura (somma del peso delle travi, degli elementi di copertura, degli impianti, delle impermeabilizzazioni ed ogni altro carico portato, divisa per l'accelerazione di gravità g) più il 50% del peso (massa diviso g) dei pilastri e dei pannelli di tamponatura, sia per pannelli orizzontali sia per pannelli verticali.

Con tali ipotesi, il periodo proprio della struttura può essere stimato come illustrato nella tabella seguente, nella quale si è ipotizzato che per la rigidezza del pilastro si adotti il valore ottenuto con riferimento all'inerzia della sezione di solo calcestruzzo.



Nota il periodo proprio della struttura, il taglio totale alla base può essere determinato come:

$$F_{tot} = W_{tot} \cdot S_a(T_1) / g$$

dove $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale derivata dallo spettro di risposta di progetto per il sito in esame, calcolata in corrispondenza del primo periodo proprio T_1 . Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto, si suggerisce di fare riferimento ad un valore opportunamente modesto del fattore di struttura q (esempio $q=1,5$), non potendo fare affidamento su un comportamento particolarmente duttile degli elementi strutturali.

Il taglio alla base di ciascun pilastro può quindi essere determinato a partire dal taglio totale alla base ripartendolo su ciascun pilastro proporzionalmente alla sua rigidezza (A), nel caso che l'impalcato possa essere ipotizzato infinitamente rigido, oppure proporzionalmente alla sua area di influenza, e quindi proporzionalmente al peso sopportato, nel caso che l'impalcato non sia ipotizzabile come infinitamente rigido (B).

A – Impalcato infinitamente rigido: $F_i = F_{tot} \cdot \frac{k_i}{\sum k_i}$

B – Impalcato infinitamente deformabile: $F_i = F_{tot} \cdot \frac{W_i}{\sum W_i}$

Infine, lo spostamento in sommità di ciascun pilastro dovuto al terremoto può essere stimato come:

$$S_{di} = q \cdot F_i / k_i$$

dove q è il coefficiente di struttura utilizzato per la definizione dello spettro di progetto.

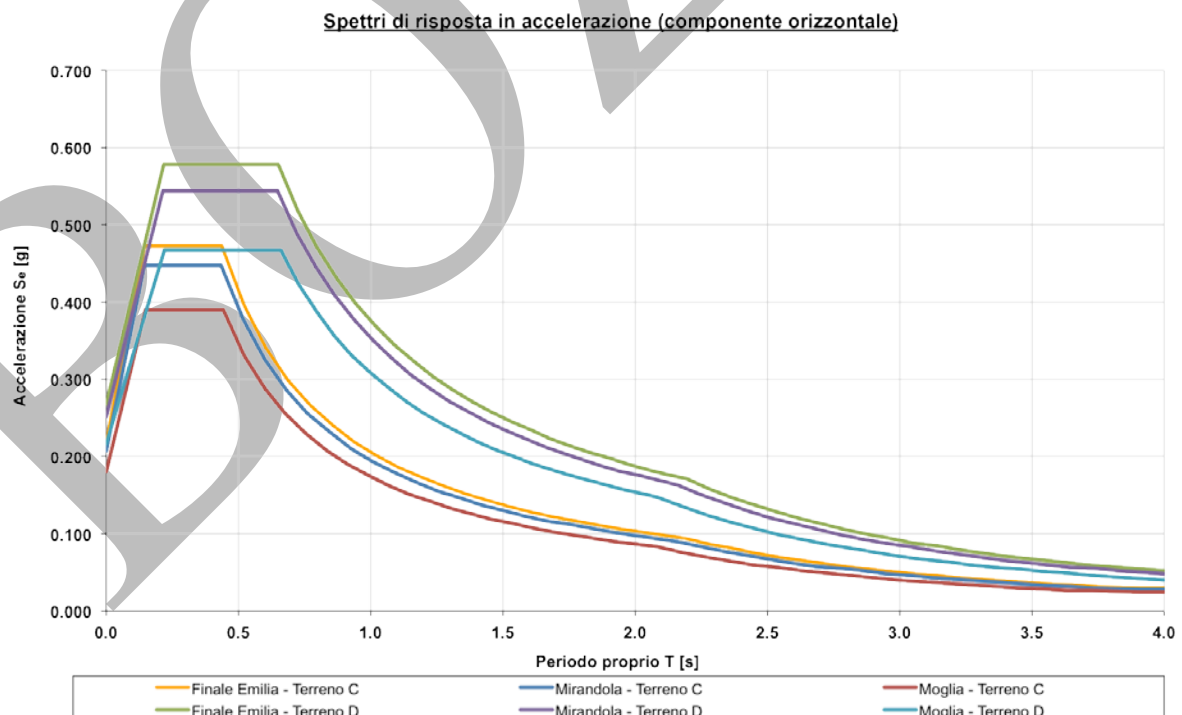
Per quanto riguarda le azioni da utilizzare per il dimensionamento dei singoli collegamenti, esse sono pari alle forze di inerzia (F_i) relative a ciascun elemento da collegare, quindi pari al prodotto tra la massa del singolo elemento da collegare e degli eventuali elementi portati (W_i/g), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$:

$$F_i = W_i \cdot S_a(T_1) / g$$

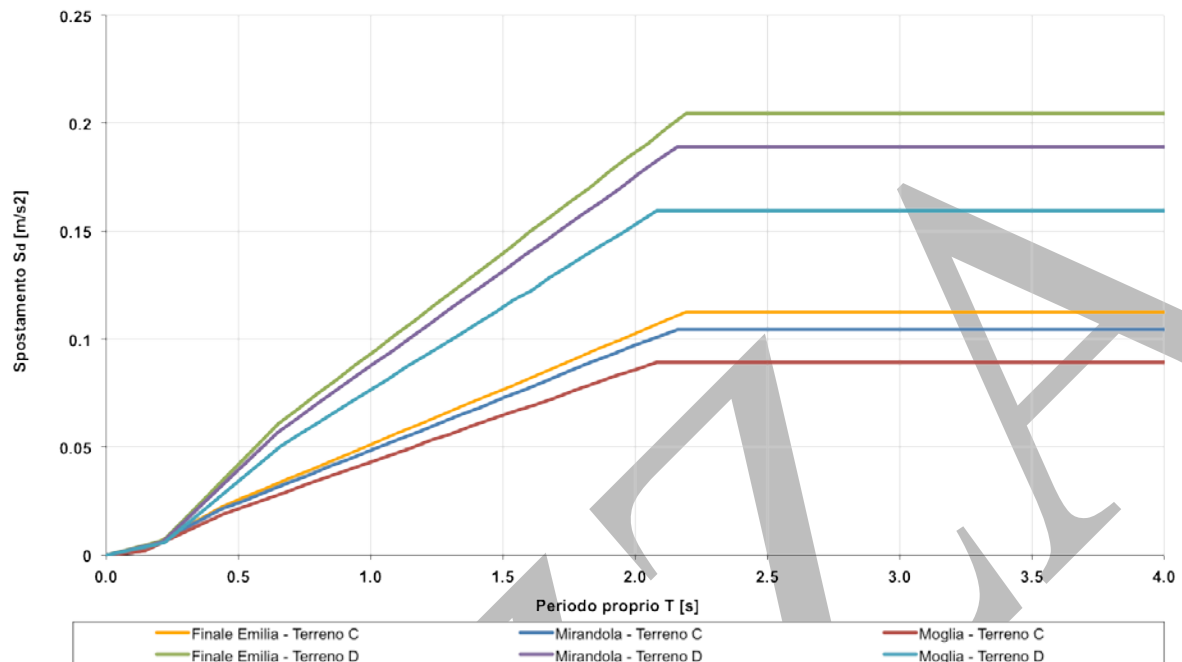
Si può adottare un periodo pari a $T_1 = 0.075 \cdot H^{3/4}$, come suggerito dalle NTC 2008, sebbene nel caso in esame tale espressione fornisca valori molto cautelativi, vale a dire periodi più bassi di quelli che caratterizzano tali edifici e a cui si fa riferimento nel seguito.

A titolo di esempio, si riportano di seguito gli spettri di risposta dei paesi maggiormente colpiti, al fine di definire gli ordini di grandezza delle azioni da considerare nel dimensionamento dei collegamenti da porre in opera.

Si riportano gli spettri in accelerazione e in spostamento dei principali paesi epicentrali dei sismi emiliani (Finale Emilia (MO), Mirandola (MO), Moglia (MN)) avendo fatto le seguenti ipotesi: 1) edifici ordinari (vita nominale 50 anni e classe d'uso II); 2) che l'edificio risponda in maniera sostanzialmente elastica al sisma di progetto, facendo quindi riferimento ad un valore adeguatamente basso del coefficiente di struttura ($q=1,5$); 3) terreno di qualità scadente (terreno C o D).



Spettri di risposta in spostamento (componente orizzontale)

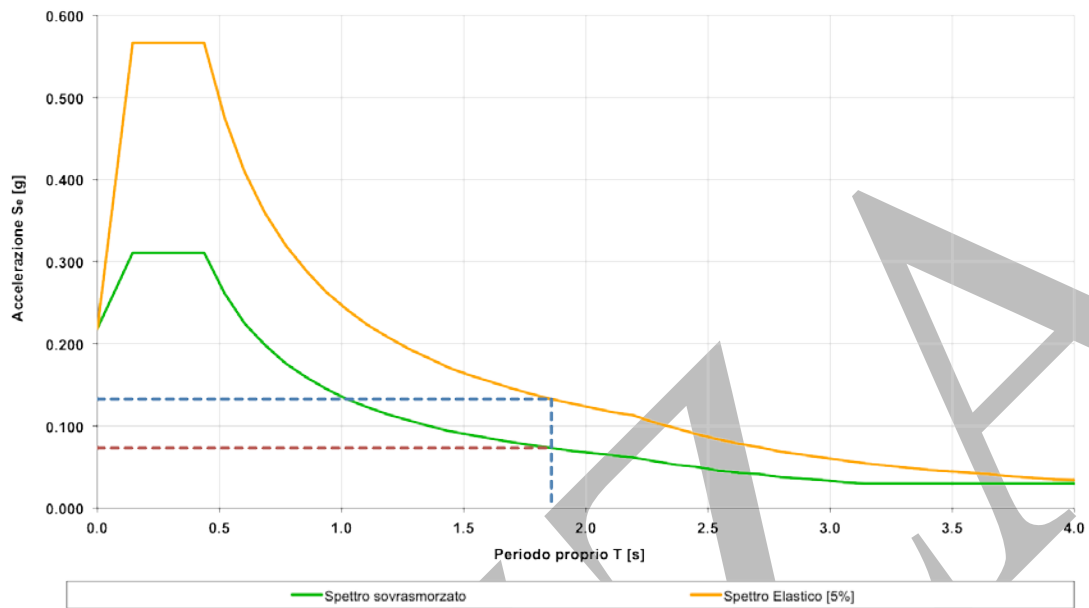


Dal punto di vista di una verifica speditiva di resistenza, sulla base degli spettri mostrati e considerando una resistenza pari al 60% del valore richiesto dalle NTC 08, considerando un periodo proprio per la struttura compreso tra 1 sec e 2 sec, come tipico per le strutture in oggetto, si può ritenere ragionevole che le connessioni debbano essere in grado di sopportare un taglio compreso tra il 10% ed il 40% il peso degli elementi portati considerando terreni in classe C o D.

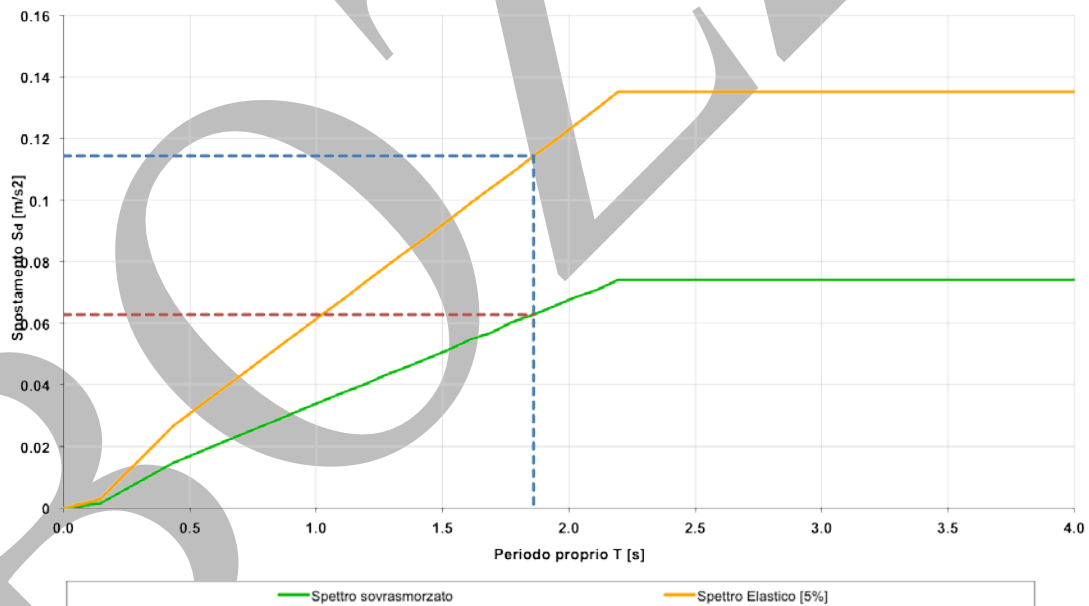
Il dimensionamento dei collegamenti può essere svolto, sempre a partire dagli stessi dati spettrali, ipotizzando che l'insieme dei collegamenti orizzontali di ciascun elemento sia in grado di sopportare una forza pari al prodotto tra l'ordinata spettrale adimensionalizzata ed il peso dell'elemento da collegare. Oltre tale resistenza, i vincoli possono prevedere un collegamento dissipativo tra gli elementi collegati.

Per quanto riguarda l'utilità di introdurre vincoli che, oltre una certa soglia, siano in grado di dissipare energia si può fare utile riferimento alla differenza che vi è per uno spettro di risposta con smorzamento viscoso equivalente $\xi = 5\%$ oppure $\xi = 30\%$. Dagli spettri riportati nelle figure seguenti si evince chiaramente che l'incremento della capacità di smorzamento di un sistema implica, a parità di periodo proprio della struttura, una diminuzione della pseudo accelerazione, e quindi del taglio alla base, e dello spostamento spettrale, e quindi della capacità di spostamento richiesta alla struttura.

Spettri di risposta in accelerazione (componente orizzontale)



Spettri di risposta in spostamento (componente orizzontale)



3.4.1 Stato limite di perdita di appoggio

Gli edifici industriali realizzati con elementi prefabbricati in assenza di progettazione sismica presentano generalmente connessioni tra gli elementi prive di dispositivi meccanici capaci di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico.

Tale circostanza rende tali strutture assai sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. Questi ultimi, sono caratterizzati da franchi più o meno rilevanti al variare della tipologia strutturale e della rilevanza degli effetti termici sulle membrature.

Nel presente paragrafo viene discussa una procedura assai semplificata che consente di procedere, in linea con quanto proposto per la stima delle forze agenti sulle membrature, a una valutazione degli spostamenti relativi che possono essere indotti dalle azioni sismiche tra le sommità dei pilastri.

Si tratta di una metodologia che si basa sulla stima di due sorgenti di spostamento:

- la prima è associata agli spostamenti differenziali che il suolo può indurre alla base delle colonne per effetto dell'asincronia del moto generata dal fenomeno di propagazione delle azioni sismiche, della disomogeneità e discontinuità eventualmente presenti e dalla diversa risposta sismica locale del terreno di fondazione;
- la seconda è associata alla domanda sismica cui le colonne sono soggette e quindi in definitiva agli spostamenti di natura elastica e anelastica che si sviluppano in sommità delle colonne.

In termini analitici, la metodologia si basa sulla valutazione dello spostamento relativo nel modo che segue:

$$\delta(Tr) = \delta_{rel,g}(Tr) + \delta_{rel,s}(Tr)$$

dove:

- $\delta_{rel,g}(Tr)$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo del suolo alla base degli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica;
- $\delta_{rel,s}(Tr)$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo tra gli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica valutato come segue:

$$\delta_{rel,s} = \delta_i + \delta_j$$

dove δ_i è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del 'i-esimo elemento verticale e δ_j è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del 'j-esimo elemento verticale adiacente all'elemento i-esimo.

Si opera in linea con quanto suggerito al paragrafo 3.2.5.1 delle NTC2008, laddove viene evidenziato il tema degli effetti dell'asincronia del moto e sulle valutazioni ammesse come la

sovrapposizione degli effetti dinamici - valutati ad esempio attraverso lo spettro di risposta - con quelli pseudostatici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel caso degli edifici industriali, trattandosi di strutture sostanzialmente isostatiche, prive di connessioni meccaniche, gli effetti degli spostamenti relativi al piede delle colonne influenzano il campo degli spostamenti e non il regime statico, in analogia con quanto accade per i ponti a travata isostatica.

Il riferimento normativo di un simile approccio risiede nelle indicazioni fornite dalle NTC2008 per il progetto dei dispositivi di vincolo scorrevole nelle strutture da ponte. Trattasi del punto 7.9.5.4.4 delle NTC2008, che ha come oggetto le Lunghezze di sovrapposizione, la quali devono soddisfare la seguente disequaglianza:

$$l_s \geq l_{s, \min} = l_m + d_{eg} + d_{Ed}$$

dove:

- l_m è la lunghezza necessaria a disporre l'appoggio, purché non inferiore a 400 mm;
- d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti generato dal terreno;
- d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento prodotto dall'azione sismica di progetto.

E' facile dedurre che nel caso delle strutture prefabbricate, i franchi disponibili – intesi come distanza netta libera nelle condizioni attuali - sono capaci di garantire la sopravvivenza della struttura per livelli di azione – corrispondenti a un periodo di ritorno critico T_R^* , ogniquale volta sussiste la disequaglianza:

$$\delta(Tr) \leq \Delta_{\min}$$

nella quale con Δ_{\min} viene indicato il valore minimo del franco disponibile per l'appoggio nelle due direzioni. Nella Figura seguente viene rappresentata una generica situazione di appoggio; la trave è identificata attraverso la campitura in grigio, mentre l'elemento di appoggio (testa pilastro, ad esempio) è privo di campitura. E' del tutto evidente che il valore critico dello spostamento relativo è dettato dal minimo tra i valori Δ_1 , Δ_2 e Δ_4 . Il valore Δ_3 , invece, può essere di interesse se si intende prevenire fenomeni di martellamento, ma a rigore non è rilevante ai fini dello stato limite di appoggio.

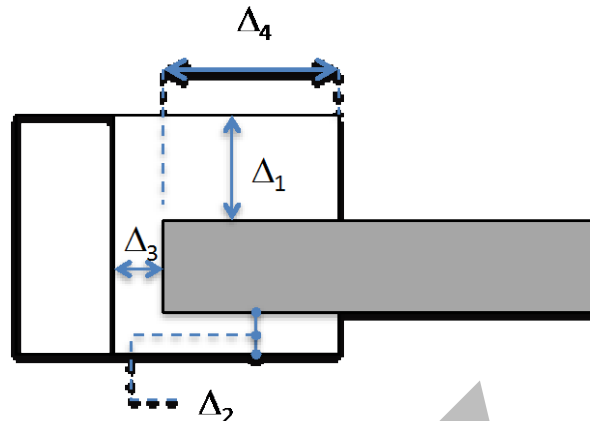


Figura 77 – Schema per la valutazione del franco minimo

Tale procedura, però, può essere applicata solo in presenza di schema isostatico della trave; in altre parole, essa è riferita al caso in cui si predisponga ad un'estremità della trave un vincolo meccanico di tipo “cerniera” tra la trave ed il pilastro, lasciando l'altra estremità libera di scorrere orizzontalmente. Tale avvertenza vuole sottolineare che lo spostamento di quegli elementi che sono completamente liberi di scorrere, come può accadere per elementi prefabbricati per nulla vincolati, può essere anche decisamente più grande a causa dell'innescarsi del moto rigido.

La valutazione del periodo di ritorno, ovvero della corrispondente azione sismica (a_g) che porta alla violazione della disequaglianza consente di generare più razionalmente lo scenario di intervento per la messa in sicurezza dell'edificio industriale.

Infatti, qualora il risultato ottenuto sia compatibile con le prestazioni richieste dal DL 74/2012 per le costruzioni esistenti (60% dell'azione sismica di progetto cui vanno assoggettate le nuove costruzioni) nessun intervento specifico appare necessario. Viceversa, nei casi in cui la geometria dei collegamenti si dimostri inadeguata per modesti valori dell'accelerazione al suolo, devono essere previsti interventi locali di mitigazione del rischio.

Tale esigenza conduce a ritenere assolutamente utile la possibilità di isolare i due contributi di spostamento relativo e di porre in atto una consapevole selezione degli interventi di mitigazione del rischio in prospettiva dell'agibilità sismica, come ad esempio i collegamenti in fondazione tra i pilastri per annullare gli effetti dell'asincronismo del moto sismico.

E' utile osservare che la formula soprariportata fornisce la domanda sismica dipendente dal periodo di ritorno T_R , e quindi dall'intensità dell'azione sismica e dalle caratteristiche di rigidità e duttilità delle membrature coinvolte.

Il livello prestazionale della struttura, quindi, dipende dall'estensione degli appoggi e dalla disponibilità di franchi capaci di fornire adeguato appoggio ai componenti e/o di ritegni laterali

capaci di attivare - al di là di dati livelli di spostamento relativo – interazioni di tipo meccanico tra le membrature.

Nel seguito, pertanto, viene affrontato brevemente il problema della valutazione degli spostamenti relativi tra due punti a distanza data del terreno e successivamente il tema della valutazione semplificata della risposta forza spostamento delle colonne presenti negli edifici industriali monopiano.

La valutazione dello spostamento relativo tra i punti al suolo in corrispondenza delle fondazioni delle colonne si può valutare muovendo dal massimo spostamento al suolo stimato sulla base delle indicazioni delle NTC2008 al punto 3.2.3.3.

Esso dipende dalle caratteristiche locali del sottosuolo ed è fornito dalla seguente relazione:

$$\delta_{g_i} = 0,025 \cdot a_g \cdot S_s \cdot S_T \cdot T_C \cdot T_D$$

A partire da questo dato, il calcolo dello spostamento relativo può essere effettuato in funzione della distanza tra le colonne assumendo che i moti al piede delle colonne non siano indipendenti.

Nel caso in cui questa sia superiore a 20 m, in accordo a quanto previsto al paragrafo 3.2.5.2 delle NTC 2008 si opera come segue:

$$\delta_{ij}(x) = \delta_{ij0} + (\delta_{ij\max} - \delta_{ij0}) \left[1 - e^{-1.25(x/V_s)^{0.7}} \right]$$

$$\delta_{ij0} = 1.25 |\delta_{g_i} - \delta_{g_j}|$$

$$\delta_{ij\max} = 1.25 \sqrt{\delta_{g_i}^2 + \delta_{g_j}^2}$$

- $\delta_{ij}(x)$ è lo spostamento relativo tra due punti a distanza x ;
- δ_{g_i} e δ_{g_j} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo come sopra indicato
- δ_{ij0} è lo spostamento relativo tra due punti a piccola distanza;
- $\delta_{ij\max}$ è lo spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo;
- V_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio;

Qualora la distanza tra i pilastri è inferiore a 20 m, la formulazione si semplifica come segue:

- se il sottosuolo su cui insiste la costruzione appartiene a categorie differenti, lo spostamento relativo è dato da δ_{ij0} ;
- se il sottosuolo appartiene alla medesima categoria, si applicano le seguenti formule:

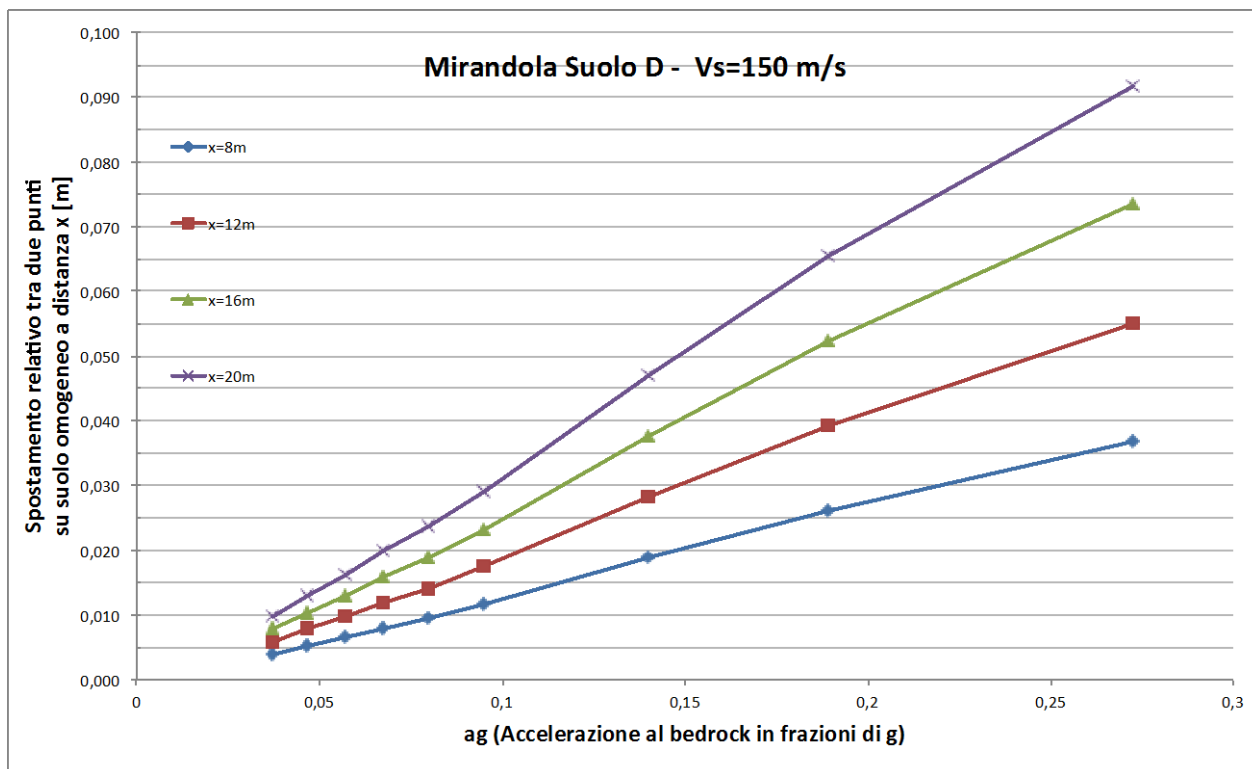
$$\delta_{ij}(x) = 2,3 \cdot x \cdot \frac{\delta_{ij \max}}{V_s} \quad \text{nel caso di sottosuolo Tipo D}$$

$$\delta_{ij}(x) = 3,0 \cdot x \cdot \frac{\delta_{ij \max}}{V_s} \quad \text{nel caso di sottosuolo diverso da Tipo D}$$

A titolo esemplificativo e con riferimento alla formulazione semplificata adottabile per strutture con luci inferiori a 20 m, si riporta la valutazione degli spostamenti relativi al piede delle fondazioni fatta con riferimento a un sito posto nel comune di Mirandola, la cui pericolosità sismica è descritta nella seguente tabella in termini di parametri rilevanti ai fini del calcolo degli spostamenti relativi del terreno, assunto di Tipo D e pianeggiante – assenza di amplificazioni topografiche.

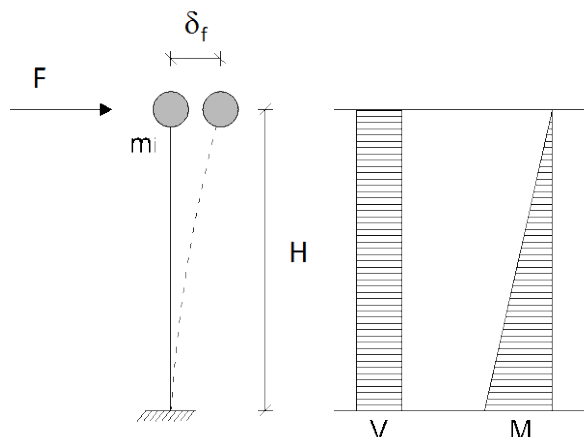
T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C [*] [s]	S -	a _s [g]	T _c [sec]	T _d [sec]
30	0,037	2,577	0,247	1,800	0,067	0,621	1,750
50	0,047	2,517	0,270	1,800	0,085	0,649	1,788
72	0,057	2,490	0,274	1,800	0,102	0,655	1,828
101	0,067	2,514	0,277	1,800	0,121	0,658	1,869
140	0,080	2,571	0,268	1,800	0,143	0,647	1,919
201	0,095	2,590	0,268	1,800	0,171	0,647	1,979
475	0,140	2,588	0,269	1,800	0,252	0,649	2,160
975	0,189	2,540	0,276	1,679	0,318	0,657	2,357
2475	0,273	2,445	0,289	1,401	0,382	0,672	2,690

E' utile osservare che in rosso sono segnalati i due periodi di ritorno significativi ai fini della mitigazione del rischio nelle aree interessate dai fenomeni sismici. Al valore di un periodo di ritorno di 475 anni corrisponde il valore di progetto dell'accelerazione al bedrock, mentre il 60% dell'azione sismica richiesta dal DL 74/2012 è pari a 0,084, prossimo pertanto all'azione corrispondente al periodo di ritorno T_R di 140 anni. Gli effetti di amplificazione del suolo sono evidenti dal confronto tra il valore di a_s, accelerazione al piede della struttura, e a_g al bedrock.



Le curve in Figura forniscono indicazioni utili sugli spostamenti relativi presenti al piede delle strutture al variare della distanza x tra le fondazioni delle colonne. E' evidente che gli effetti sono assai limitati nel caso di accelerazioni con bassi periodi di ritorno e luci ordinarie per gli edifici industriali. Diagrammi simili possono essere utilmente impiegati come riferimento nella selezione degli interventi e in fase decisionale sui temi di intervento in fondazione.

Il calcolo dello spostamento relativo tra le teste dei pilastri richiede la valutazione della curva di capacità del sistema. Si può operare a partire dalla stima della curva di capacità della singolo pilastro identificando i due punti di riferimento, snervamento e ultimo in maniera semplificata così come qui di seguito riportato.



Assumendo per la colonna un momento d'inerzia efficace, si può valutare lo spostamento della massa efficace dovuto al raggiungimento del momento di snervamento M_y alla base mediante l'espressione:

$$\delta_{fy} = \theta_y H$$

dove:

$$\theta_y = \frac{H\phi_y}{3\nu}$$

dove:

$\nu = 1,2$ è un fattore correttivo che tiene conto della maggiore rigidità della parte di pila non fessurata.

Lo spostamento ultimo dovuto alla deformabilità della colonna è dato dall'espressione

$$\delta_{fu} = \theta_u H$$

dove:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{ed}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) l_{pl} \left(1 - \frac{0.5 l_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

dove:

γ_{ed} è pari a 1.5

l_{pl} è la lunghezza della cerniera plastica, per l'estensione della quale si è fatto riferimento alla formulazione riportata al capitolo C8A.6. della Circolare 617 del 2009:

$$l_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

L_v è la luce di taglio, nel caso in esame coincidente con l'altezza equivalente dell'oscillatore, mentre h è l'altezza della colonna misurata parallelamente alla direzione dello spostamento.

Si può osservare che le grandezze necessarie alla valutazione della singola curva di capacità possono essere calcolate in maniera abbastanza semplice qualora si disponga della curvatura di snervamento, della curvatura ultima e del momento plastico della colonna.

Per la valutazione della curvatura di snervamento, si può fare riferimento al valore che si attinge nella sezione nel caso in cui sia l'armatura compressa che quella tesa siano caratterizzati da un livello di deformazione pari a quello di snervamento. In questo caso, assumendo un rapporto tra il copriferro teorico e l'altezza della sezione dell'ordine del 10%:

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{(h-2c)} = \frac{2\varepsilon_y}{h(1-2c/h)} \cong 2,5 \frac{\varepsilon_y}{h}$$

Per la valutazione della curvatura ultima, occorre calcolare la profondità dell'asse neutro adimensionale a rottura. Esso dipende dal livello di sforzo normale e nell'ipotesi di diagramma stress-block sul calcestruzzo può essere semplicemente fornito dalla seguente relazione:

$$x_u = 1,25 \cdot h \cdot \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 1,25 \cdot h \cdot \nu$$

nella quale b è la base della colonna, f_{cd} è la tensione di calcolo del calcestruzzo e ν è lo sforzo normale adimensionale a rottura.

Il valore della curvatura ultima, quindi, si può calcolare assumendo la deformazione ultima del calcestruzzo pari a $\varepsilon_{cu}=0,0035$ attraverso la seguente relazione:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{h \nu}$$

Per quanto attiene infine al momento ultimo della colonna, sempre con riferimento a un diagramma a blocco costante della tensione sul calcestruzzo, il valore del momento ultimo corrispondente allo sforzo normale N_{Ed} può essere ottenuto attraverso la seguente relazione:

$$M_{Rd} = A_s(h-2c) + N_{Ed} \frac{h}{2}(1-\nu)$$

A questo punto è possibile caratterizzare l'oscillatore semplice rappresentativo del fabbricato, tenendo conto delle seguenti relazioni.

$$k = \frac{V_y}{\delta_y}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{tot}}{k}}$$

e procedere in tal modo secondo le indicazioni delle NTC2008 alla valutazione della domanda sismica, rappresentativa del massimo spostamento richiesto alla testa pilastro necessario per la valutazione dello spostamento relativo.

La risposta massima del sistema equivalente in termini di spostamento è data in funzione del periodo e dello spettro elastico in spostamento dalle espressioni:

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti maggiore di T_C la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Fig. C7.3.2a):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Fig. C7.3.2b delle NTC2008) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

nella quale $q^* = S_e(T^*) m_{\text{tot}} / V_y$

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

3.5 Schema degli interventi

Una volta definiti i criteri di dimensionamento e verifica dei collegamenti, in questa sezione sono elencati suggerimenti di interventi per la risoluzione di tipiche carenze, suggerimenti che, essendo puramente indicativi e non esaustivi, vanno adattati caso per caso in entità e dimensioni a giudizio del tecnico incaricato. Altri tipi di danni provocati dal terremoto vanno valutati caso per caso dal tecnico incaricato nella loro compatibilità con l'agibilità provvisoria o nella loro possibile adeguata risoluzione.

Nel seguito una lista schematica della condizione che si può rilevare in alcuni elementi dell'edificio prefabbricato e del relativo intervento suggerito.

1 – Stato dei pilastri

I pilastri rompitratta che non ricevono carichi dagli impalcati sono esclusi.

1a – Pilastri senza sensibile fuori-piombo residuo (<0,5%)

1a1 – Pilastri con rotazione rigida in fondazione con danneggiamento del plinto

Aumento di rigidezza e resistenza della fondazione mediante ringrosso o incamicatura del plinto

1a2 – Pilastri con rotazione rigida in fondazione senza danneggiamento del plinto

Collegamento plinto con pavimentazione industriale

Ripristino malta di riempimento

1a3 – Pilastrici con modeste fessurazioni orizzontali ($<0,4$ mm)

Nessun intervento

1a4 – Pilastrici con notevoli fessurazioni orizzontali ($>0,4$ mm)

Ringrosso del pilastrico

Rinforzo locale con incamiciatura metallica o fasciatura con guaina in fibre

1a5 – Pilastrici con espulsione superficiale di calcestruzzo senza barre instabilizzate

Riparazione con malte opportune da ripristino, in caso di espulsione del copriferro su tutto il perimetro inserire anche una staffa.

Ringrosso del pilastrico

Rinforzo locale con incamiciatura metallica o fasciatura con guaina in fibre

1a6 – Pilastrici con espulsioni superficiali di calcestruzzo con barre instabilizzate

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

Incamiciatura locale con 8 cm di calcestruzzo armato con barre longitudinali e staffe previa scarificazione del copriferro nel tratto interessato con ancoraggio in fondazione

1a7 – Pilastrici con barre instabilizzate e nucleo di calcestruzzo rotto

Danno non recuperabile

1b – Pilastrici con sensibile fuori-piombo residuo ($>0,5\%$)

1b1 – Pilastrici con rotazione rigida in fondazione superiori allo 0,5%

Danno non recuperabile:

1b2 – Pilastrici con deformazioni residue superiori allo 0,5%

Danno non recuperabile:

2 – Connessioni degli elementi di copertura

2a – Connessioni travi-pilastr

2a1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale confinamento locale come in 1a4

Incremento della base di appoggio con ritegni che limitano lo scorrimento con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

2a2 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $>80\%$ o >12 cm

Come in 2a1

2a3 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $<80\%$ o <12 cm

Ripristino elemento danneggiato in aggiunta alle misure in 2a2

2a4 – Contenuti scorrimenti della trave con riduzione dell'appoggio a $>80\%$ o >12 cm

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale confinamento locale come in 1a4

Incremento della base di appoggio con ritegni che limitano lo scorrimento con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

2a5 – Rilevanti scorrimenti della trave con riduzione dell'appoggio a $<80\%$ o <12 cm

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

2b – Connessioni solaio-trave (lastre nervate di solaio)

2b1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

Come in 2a1

2b2 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $>80\%$ o >8 cm

Come in 2a2

2b3 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $<80\%$ o <8 cm

Come in 2a3

2b4 – Contenuti scorrimenti del solaio con riduzione dell'appoggio a $>80\%$ o >8 cm

Come in 2a4

2b5 – Rilevanti scorrimenti del solaio con riduzione dell'appoggio a $<80\%$ o <8 cm)

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

2c – Connessioni copertura-trave (“copponi” speciali per coperture)

2c1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

Come in 2a1

2c2 – Connessioni insufficienti per dimensione connettori e copriferro

Come in 2a1

2c3 – Scheggiature e/o scorrimenti agli appoggi

Come 2b2, 2b3, 2b4 o 2b5

3 – Attacchi dei pannelli di parete

3a – Pannelli orizzontali, verticali e d'angolo

3a1 – Pannelli crollati per rottura attacchi

Nessun ripristino (eventuale chiusura vani con teli di plastica)

3a2 – Pannelli senza evidenti danni agli attacchi

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi

Inserimento cavi anti-caduta fissati a pilastri e pannello ai quattro spigoli

3a3 – Pannelli con evidenti danni o rotture agli attacchi (*previo corretto riposizionamento*)

Come in 3a2

3.6 Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio

Requisiti della connessione trave-pilastro:

- non consentire la perdita di appoggio della trave dal pilastro;
- non modificare lo schema statico preesistente: cerniera e, quindi, pilastro isostatico,
- Contrastare la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.
- Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica.
- Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni degli elementi (elevati copriferri).

Categorie di intervento:

- Aumento della base di appoggio della trave sul pilastro

Si può intervenire lasciando gli appoggi scorrevoli ma aumentando la base di appoggio, al fine di non alterare lo schema resistente iniziale. Questo intervento deve prevedere una non facile stima degli spostamenti orizzontali, facendo attenzione alla componente verticale del sisma.

- Inserimento nuovi dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi

Il ripristino della connessione trave pilastro può essere effettuato tramite la disposizione di nuovi elementi di collegamento tra trave e pilastro. Tali elementi possono essere: piatti bullonati a trave e pilastro (Figura 78), fune di collegamento (Figura 79).

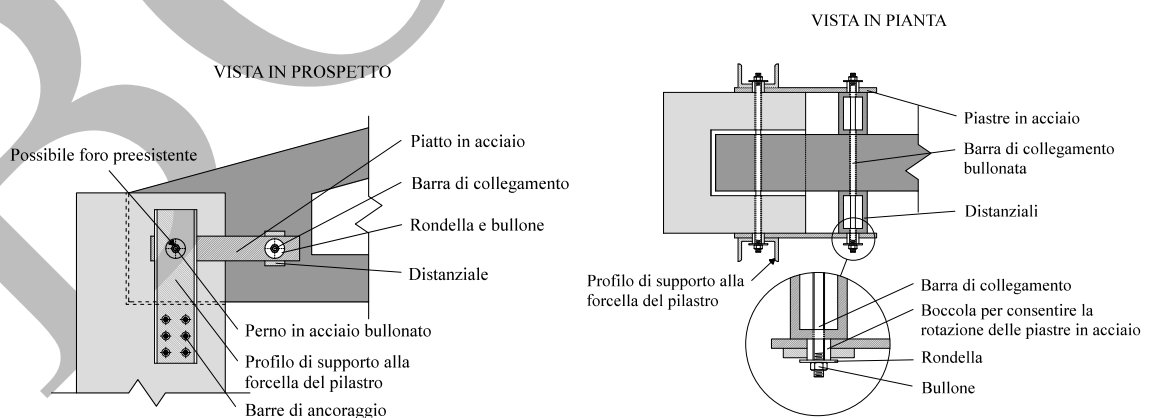


Figura 78 – Intervento su connessione trave-pilastro mediante perni e piastre in acciaio

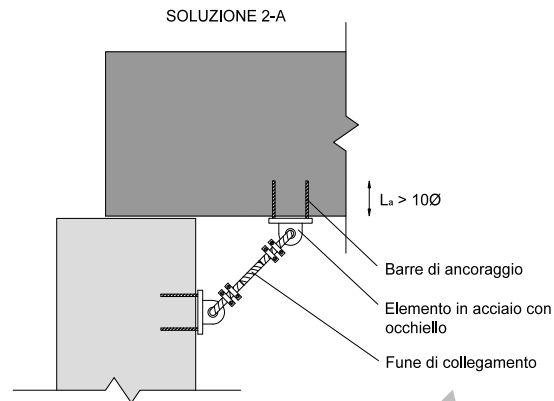


Figura 79 - Intervento su connessione trave-pilastro mediante fune di collegamento

È, inoltre, possibile aggiungere dispositivi di dissipazione energetica (Figura 80) in modo tale che a seguito del terremoto, pilastro e trave non dovrebbero danneggiarsi ed il dispositivo è l'unico elemento che va sostituito. In questo caso si deve prestare attenzione a non modificare la capacità rotazionale della connessione, ad esempio con l'introduzione di squadrette metalliche all'intradosso della trave.

Con l'inserimento di nuovi connettori è necessario prevedere, inoltre, un confinamento locale del pilastro con incravattatura metallica o fasciatura con guaina in fibre di carbonio.

In tutti i casi diventa indispensabile considerare nelle fasi di esecuzione la possibile interferenza del dispositivo con le armature di precompressione negli elementi collegati.

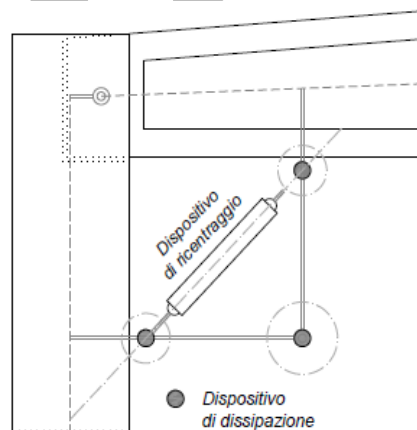


Figura 80 - Aggiunta di meccanismi di dissipazione: dissipatore ad attrito

- Collegamento dei pilastri in testa (Figura 81)

È possibile prevenire la perdita di appoggio della trave dalla base del pilastro attraverso il collegamento dei pilastri tramite profili metallici (un profilo IPE o due profili UPN accoppiati centrali) in asse al pilastro (Figura 82) o tramite piatti metallici alle estremità del pilastro (Figura 83).

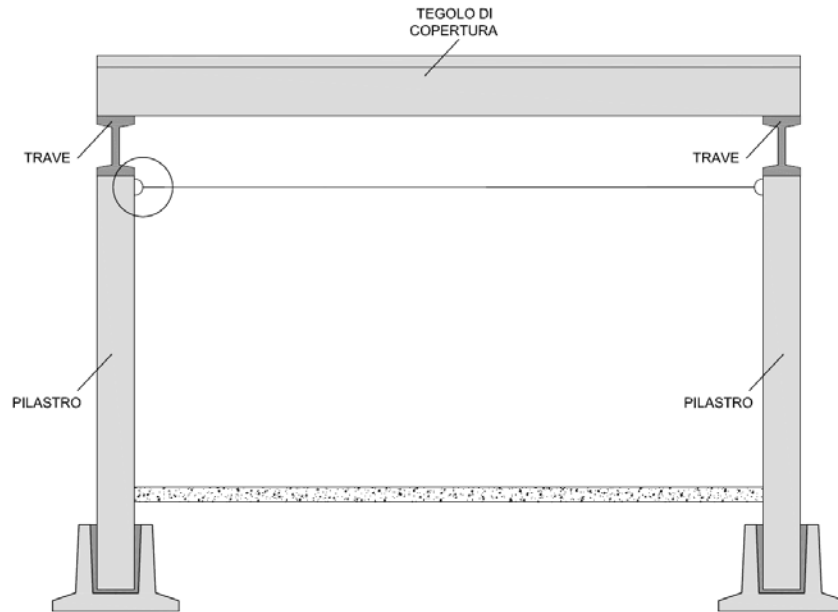


Figura 81 – Collegamento tra pilastro e pilastro

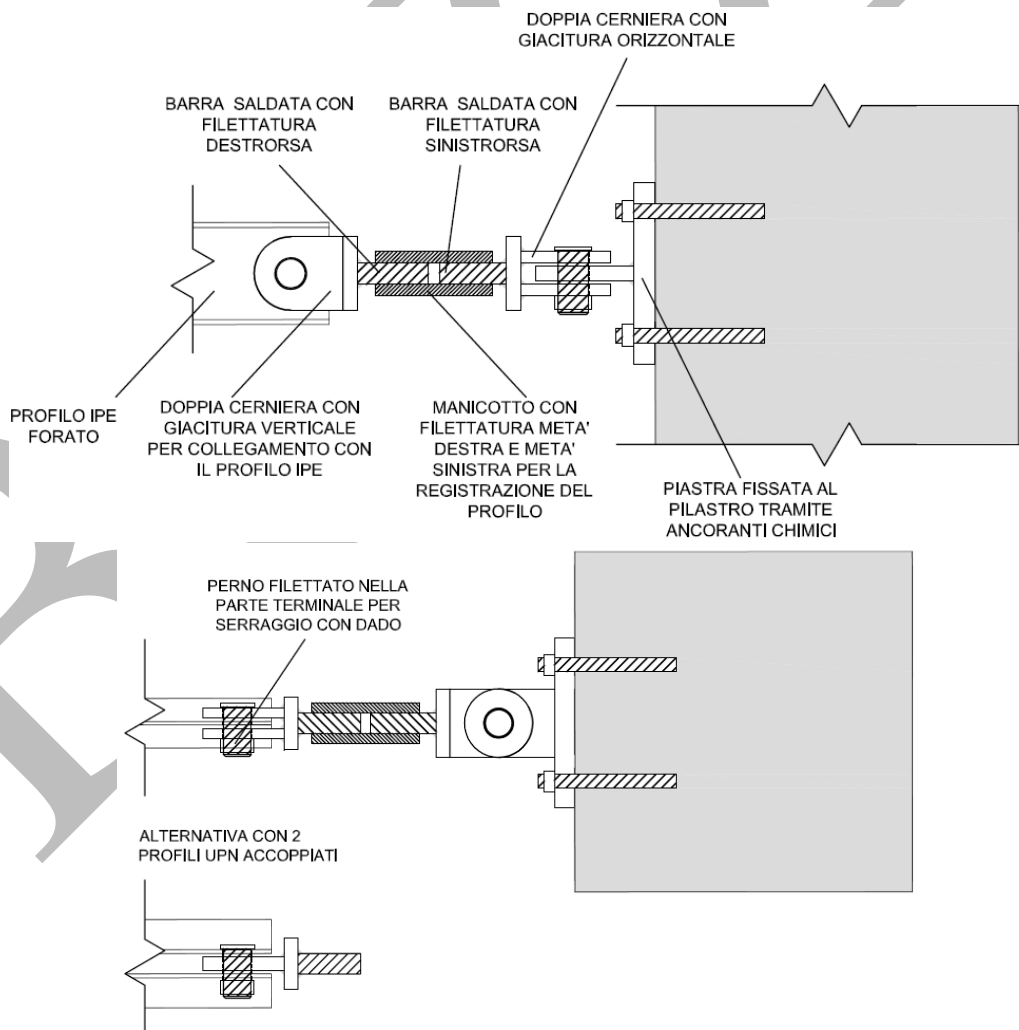


Figura 82 - Collegamento dei pilastri tramite profili metallici.

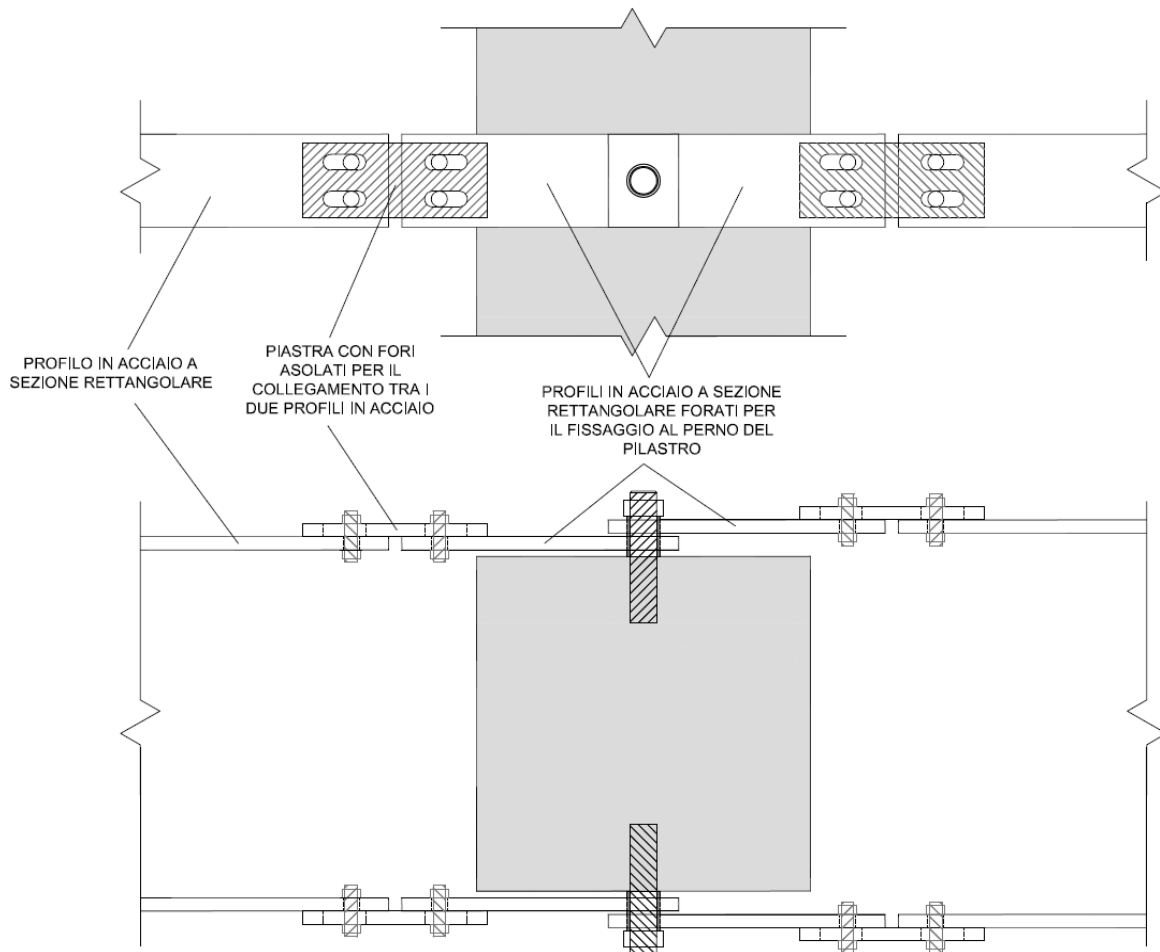


Figura 83 – Collegamento dei pilastri tramite piatte metalliche alle estremità del pilastro

3.6.1 Perdita di appoggio trave-copertura

Requisiti della connessione:

- Impedire la perdita di appoggio della copertura dalla trave;
- Non modificare lo schema statico preesistente;
- Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica;
- Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni degli elementi (elevati copriferri).

Categorie di intervento:

- Inserimento nuovi dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi

Tale soluzione può essere utilizzata per il collegamento tra trave e tegolo, inserendo nuovi connettori (ad esempio squadrette metalliche deformabili e viti di connessione rigide, Figura 84) fatti di elementi in acciaio bullonati a trave e nervatura. In alcuni casi possono essere

provvisti di dispositivi dissipatori. In tutti i casi diventa indispensabile considerare nelle fasi di esecuzione la possibile interferenza del dispositivo con le armature di precompressione negli elementi collegati.

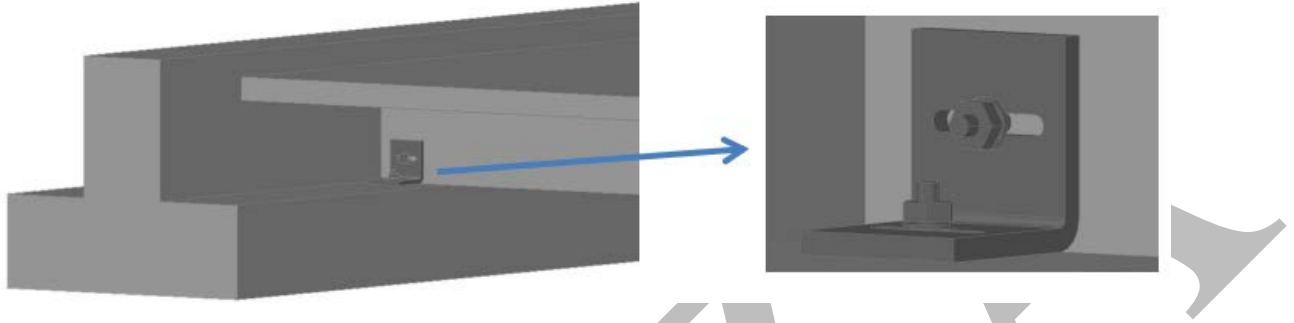


Figura 84 – Rinforzo connessione tegolo-trave: aggiunta di meccanismi di dissipazione con squadrette deformabili

BONVILLI

3.7 Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

Gli edifici prefabbricati investiti dalle due scosse del 20 e del 29 maggio in Emilia hanno subito gravi danni agli elementi prefabbricati costituenti la tamponatura esterna. Tali elementi, infatti, sono collassati a causa della rottura dei sistemi di connessione alla struttura, creando un grave danno alla funzionalità della struttura, una grave perdita economica e soprattutto un grande pericolo per la sicurezza della vita umana. Dalle tipologie maggiormente diffuse negli edifici prefabbricati in Emilia, si scorge una grave carenza nella progettazione dei dispositivi di connessione dei pannelli alla struttura resistente che spiega i danni mostrati nel Cap.1. Emerge la necessità che l'iter progettuale prenda in considerazione la resistenza della connessione non solamente nei termini richiesti dallo SLD, ma anche e soprattutto in modo tale da poter garantire alla connessione la capacità di sviluppare le deformazioni imposte dallo SLV senza che il collasso venga raggiunto. Infatti il cedimento anche di un singolo elemento del sistema di ancoraggio comporta il più delle volte, venendo meno le condizioni di equilibrio, il rovesciamento del pannello a terra, con notevoli rischi per l'incolumità delle persone.

Indicazione generale: per quanto riguarda i collegamenti tra i pannelli di facciata e le strutture, si ritiene necessario prevedere dei collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, che comunque non limitino gli spostamenti della struttura portante.

Requisiti della connessione:

- Impedire il ribaltamento dei pannelli;
- Consentire, se possibile, le traslazioni relative struttura-pannello nel piano del pannello al fine di evitare qualunque collaborazione tra i componenti non strutturali e l'ossatura portante dell'edificio.

Categorie di intervento:

- nel caso di pannelli orizzontali, il ribaltamento può essere impedito attraverso l'utilizzo di angolari in acciaio bullonati a pilastri e pannello ai due spigoli inferiori (Figura 85), staffe in lamiera fissate a pilastri e pannello ai due spigoli superiori e cavi anti-caduta fissati a pilastri e pannello ai quattro spigoli.
- Nel caso di pannelli verticali, il ribaltamento può essere impedito attraverso l'utilizzo di staffe in lamiera fissate a trave e pannello ai due attacchi superiori ed inserimento cavi anti-caduta fissati a trave e pannello ai due attacchi superiori.

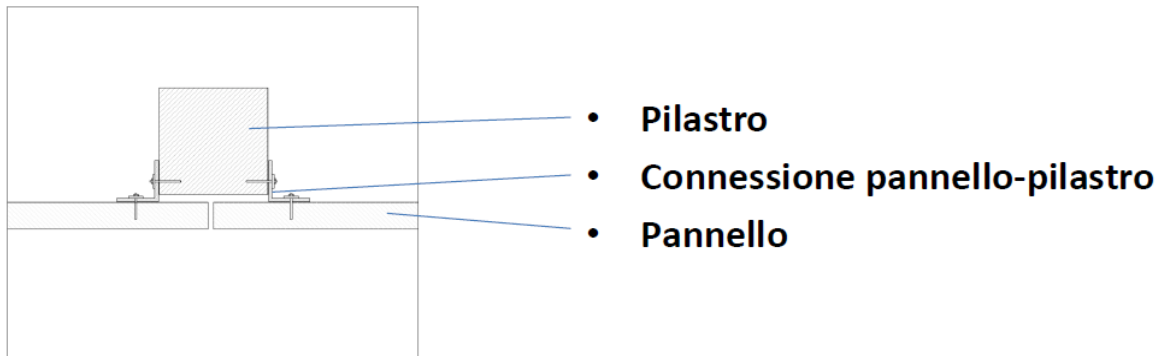


Figura 85 – Angolari in acciaio bullonati a pilastri e pannello ai due spigoli inferiori

3.8 Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti

3.8.1 Fondazione

Le strutture prefabbricate presentano generalmente come fondazione plinti a bicchiere, tipicamente isolati.

Requisiti degli elementi di fondazione:

- adeguata rigidezza nei confronti della rotazione, sufficiente a garantire l'incastro alla base dei pilastri.
- adeguata resistenza nei confronti delle azioni laterali, trasmesse dal pilastro; in un contesto di gerarchia delle resistenze, si rende necessario sovradimensionare la resistenza di tale elemento rispetto alla sovrastruttura.

Categorie di intervento:

- Collegamento plinto con pavimentazione industriale – aumento rigidezza

Poiché negli edifici industriali vi è sempre la presenza di un pavimento industriale di spessore minimo pari a 15÷20 cm e generalmente manca un sistema di collegamento tra i plinti di fondazione, il pavimento può essere utilmente collegato ai plinti al fine di realizzare un diaframma continuo che collega tutti i plinti, limitando quindi eventuali spostamenti differenziali alla base dei pilastri. Inoltre, il collegamento efficace tra pilastri e pavimento industriale consente di utilizzare quest'ultimo come parte del sistema di fondazioni, andando a realizzare un più efficace vincolo alla base dei pilastri. Infatti, il rinforzo dei plinti non è perseguibile, a meno di demolizioni significative di quota parte del massetto industriale, o a meno di altre operazioni, comunque di costosa e non rapida esecuzione.

L'intervento deve essere realizzato in modo da non variare la posizione dell'estradosso del massetto, al fine di non creare barriere architettoniche. Eventuali problemi di realizzazione possono essere legati alla presenza di pannelli e/o travi reggipannello.

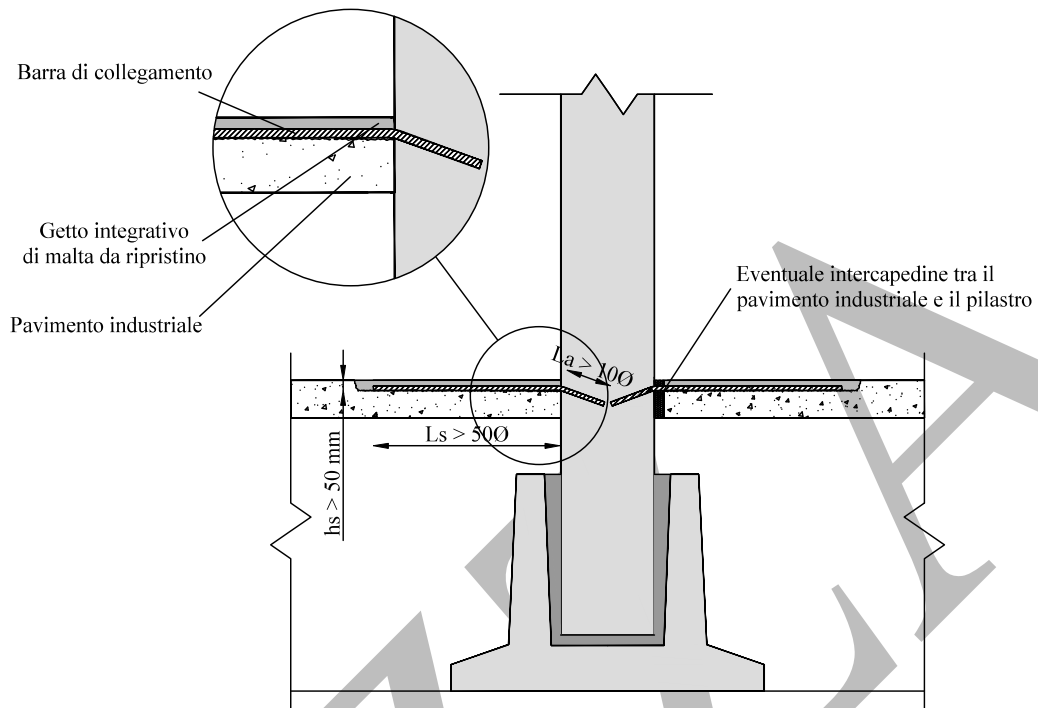


Figura 86 – Collegamento plinto – pavimento industriale

- Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni con miscele cementizie a bassa pressione.

L'intervento consiste nel consolidamento del terreno nei pressi del plinto a bicchiere per ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica di questa tipologia di fondazione e per migliorare la resistenza a taglio del pilastro al di sotto del massetto. In generale, tale intervento permette di ottenere un irrigidimento del collegamento pilastro-fondazione.

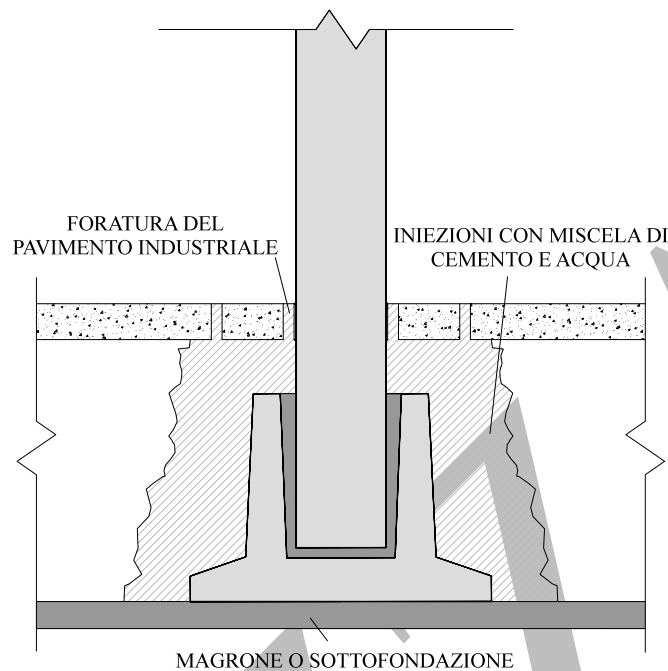


Figura 87 - Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni con miscele cementizie a bassa pressione

3.8.2 Pilastro

Requisiti:

- Adeguata rigidità nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata duttilità nei confronti delle sollecitazioni di progetto.

Categorie di intervento:

- Ringrossi – aumento di resistenza, rigidità e duttilità

Tale intervento prevede un aumento della sezione trasversale dell'elemento in c.a., in cui lo spessore del ringrosso, governato dal copriferro, è maggiore di 70-100 mm. Tale provvedimento permette di aumentare sia la resistenza a taglio che a flessione dell'elemento (inserimento armatura trasversale e longitudinale aggiuntiva a quella preesistente) e della rigidità (aumento della sezione del pilastro). L'inserimento, inoltre, di armatura trasversale con idoneo passo e ben chiusa aumenta anche la duttilità dell'elemento ringrossato. Tale intervento può interessare solo alcuni lati del perimetro della sezione trasversale nel caso di elementi strutturali verticali perimetrali a causa della presenza dei pannelli di tamponatura.

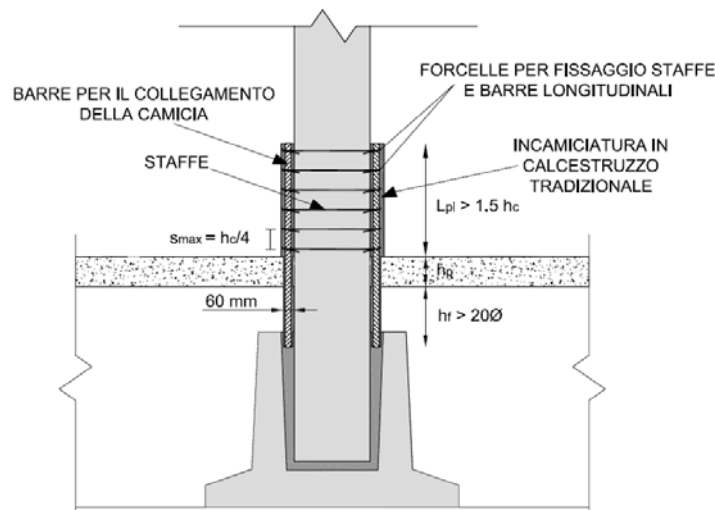


Figura 88 - Incamiciatura in calcestruzzo tradizionale

- Rinforzo con fibre o incamiciatura – aumento resistenza e duttilità

Una possibile tecnica di rinforzo mediante l'utilizzo di fibre è l'incamiciatura con calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni (HPFRC). Si tratta di un materiale ad elevata resistenza a compressione, autolivellante e che non ha bisogno di ulteriore armatura tradizionale. Tale materiale ha, inoltre, spessori ridotti portando ad una limitata modifica della geometria e della massa degli elementi e permette di aumentare la resistenza del pilastro rispetto alle sollecitazioni flettenti.

Una seconda opportunità è quella di rinforzare il pilastro con fasciature in fibre di varia natura.



Figura 89 – Fasciatura di pilastro in FRP

Realizzare la fasciatura del pilastro per un'altezza dal pavimento almeno pari a 1,5 volte la dimensione della sezione del pilastro consente un incremento della duttilità della sezione di base ma non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale, né del momento flettente.

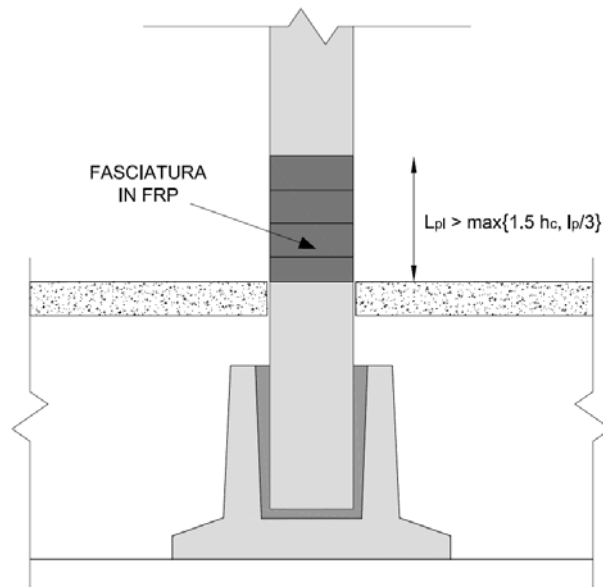


Figura 90 - Rinforzo dei pilastri alla base – fasciatura in FRP

L'incamiciatura del pilastro consiste nel rinforzo dell'elemento con gabbia metallica fatta di quattro angolari agli spigoli collegati da calastrelli bullonati al pilastro, adeguatamente connessi alla fondazione e alla trave portata. Tale intervento permette di migliorare la resistenza a taglio e a flessione oltre che la duttilità della colonna rinforzata.

Nel caso di pilastro di facciata in cui un lato non sia accessibile per la presenza di pannelli, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli. Tale tipologia di intervento è descritta in maniera dettagliata e approfondita in "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" (disponibile al link http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf).



Figura 91 – Sistema CAM

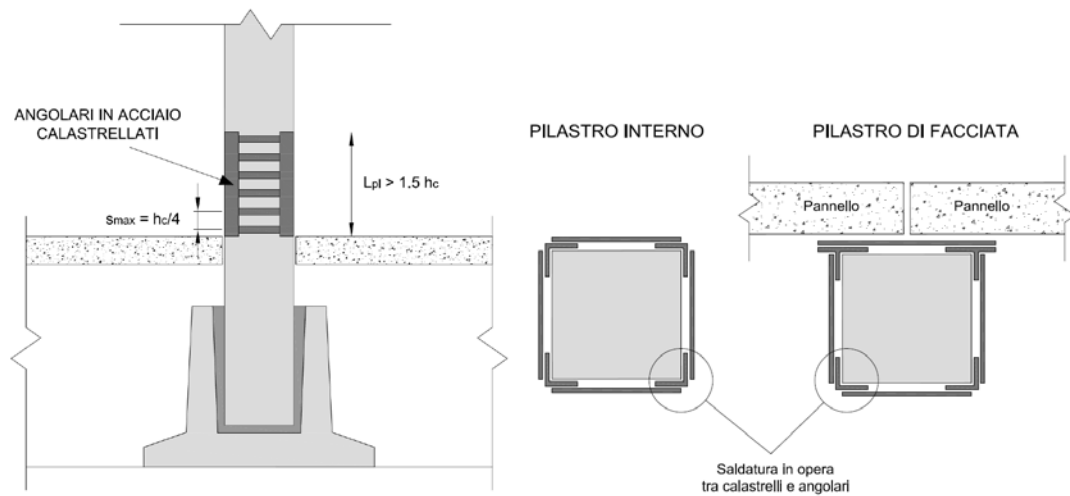


Figura 92 - Confinamento mediante angolari e calastrelli metallici

3.9 Interventi su scaffalature

Nel caso in cui non si abbia l'evidenza che il dimensionamento sia in accordo alle vigenti leggi dello stato e tenendo conto della zonizzazione sismica, sussiste una situazione di potenziale pericolo, che nel tempo deve essere totalmente rimosso. A tal fine, per quanto riguarda le azioni da intraprendere non farei distinzioni tra **SDI** e **SA**, in quanto entrambe le tipologie di scaffalature sono strategiche: le prime perché di fatto potrebbero creare danni alle persone, le seconde perché porterebbero a danni economici rilevanti.

Nel medio periodo dovrebbero essere verificate le portate di tutte le scaffalature; le portate dovrebbero essere ridefinite tenendo conto del grado di sismicità locale e questa verifica deve essere estesa alle fondazioni ovvero ad altri componenti strutturali ai quali sono vincolati (ad esempio le pareti di un capannone in C.A. a cui è appoggiata una scaffalatura **SDI**).

I riferimenti normativi da considerare per le verifiche strutturali delle scaffalature (comprendendo quindi anche le scalere) sono:

- *progettazione statica*: Eurocodice 3 e le UNI EN 15512 (normativa per la progettazione statica delle scaffalature) quando applicabili ed Eurocodici
- *progettazione sismica*: Norme Tecniche per le Costruzioni ed Eurocodici.

Nell'immediato periodo, in attesa della verifica/ridefinizione sismica delle portate è necessario ridurre immediatamente la portata al 60% di quella nominale (riduzione del 40%), dichiarata dai cartelli di portata, scaricando le zone/piani dell'impianto maggiormente distanti dai vincoli a terra.

4 Schede tecniche per il dimensionamento, la cantierizzazione e l'esecuzione degli interventi

Nel capitolo precedente sono stati elencati una serie di provvedimenti volti all'eliminazione temporanea dell'inagibilità degli edifici industriali. Tali interventi sono stati classificati per tipologia di carenza strutturale e per ognuno di essi sono stati evidenziati gli aspetti salienti in termini di caratteristiche generali dell'intervento.

In questo capitolo, ripercorrendo la stessa organizzazione del capitolo precedente, sono riportate le schede tecniche per la cantierizzazione e la messa in opera di tali interventi; in ogni scheda sono riportati i possibili interventi con le corrispondenti fasi realizzative ed immagini illustrative.

Le schede non hanno né carattere prescrittivo né esaustivo, ma intendono fornire degli spunti che dovranno essere di volta in volta adattati all'effettiva situazione riscontrata in sito.

Il progettista dell'intervento dovrà acquisire tutta la documentazione disponibile riguardante la struttura oggetto del rinforzo (elaborati progettuali e caratteristiche dei materiali), integrando se necessario con indagini in situ, sulle caratteristiche del calcestruzzo e sulla disposizione delle armature, in particolare nei pilastri e nelle zone oggetto di interventi di rafforzamento locale qualora quest'ultimo possa indurre sollecitazioni concentrate non previste nel progetto originario (ad esempio mensole di appoggio e estremità delle travi, qualora siano previsti nel progetto di rafforzamento elementi di collegamento, o analogamente le porzioni di estremità degli elementi di copertura).

Nella fase 1 di rapida messa in sicurezza, tali indagini potranno essere indirizzate ad acquisire direttamente le informazioni necessarie per la progettazione degli interventi d'urgenza, e non dovranno quindi necessariamente rispondere a quanto previsto dalle NTC2008 per le costruzioni esistenti.

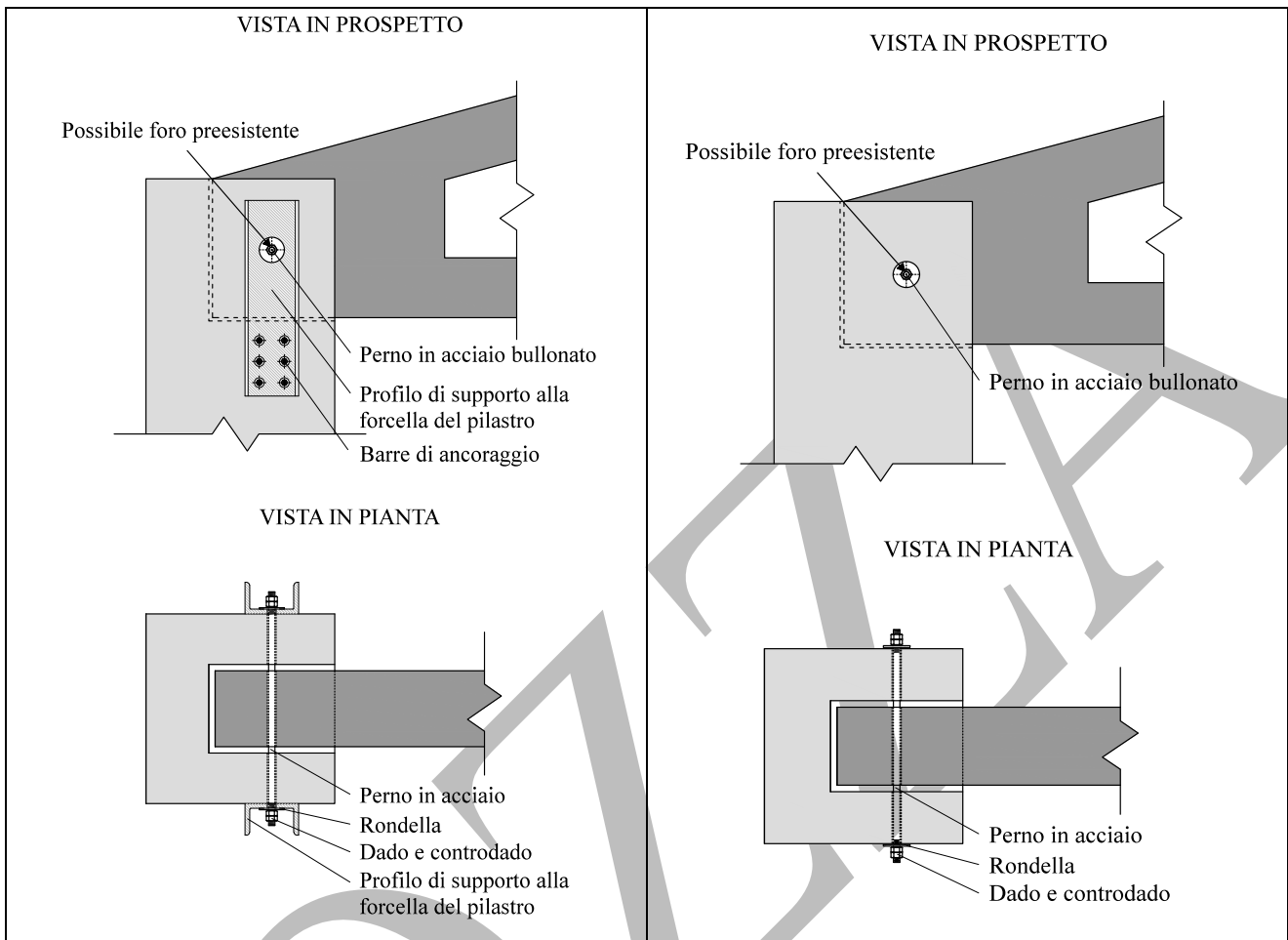
Il progetto dovrà prevedere anche la successione delle fasi esecutive degli interventi, rivolte ad assicurare nel più breve tempo possibile quel minimo livello di sicurezza necessario per consentire un più agevole e sicuro accesso nell'edificio ed in sua prossimità, necessari per eseguire successivamente il completamento di tutti gli interventi previsti. A tale scopo, potranno essere previsti interventi rapidi di messa in sicurezza del fabbricato, da eseguirsi possibilmente all'esterno dello stesso, che potranno essere rimossi quando non più necessari.

Nei casi più ricorrenti, dovranno essere eseguiti per primi gli interventi che portino al ripristino del collegamento delle travi ai pilastri, mentre potranno essere eseguiti in ultima istanza gli interventi al

piede dei pilastri, una volta che siano escluse carenze del sistema di fondazione oppure la rilevanza dei fenomeni di spostamento relativo al suolo tra le basi delle colonne.

4.1 Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio

N.ID. TP-1	COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNO IN ACCIAIO
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none">– Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.– Mantenimento dello schema statico preesistente. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none">– La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.– Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none">1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.2. Foratura della trave e del pilastro in corrispondenza dell'intersezione fra i due elementi. Nel caso sia già presente il foro prevederne un eventuale incremento di diametro.3. Posizionamento di un profilo di supporto al perno agganciato al pilastro mediante barre di ancoraggio inghisate con resina. Tale operazione è necessaria soltanto nel caso in cui la sola forcina fosse danneggiata o non fosse sufficiente per le azioni di progetto.4. Inserimento del perno di collegamento all'interno del foro e fissaggio mediante dado e controdado per consentire la libera rotazione degli elementi.	



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura. Considerando poi la presenza di un secondo collegamento all'estremità opposta della trave, la forza di progetto f_i deve essere dimezzata.

$$f_i = \frac{1}{2} w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

N.ID. TP-2

**COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNI E
PIASTRE IN ACCIAIO**

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

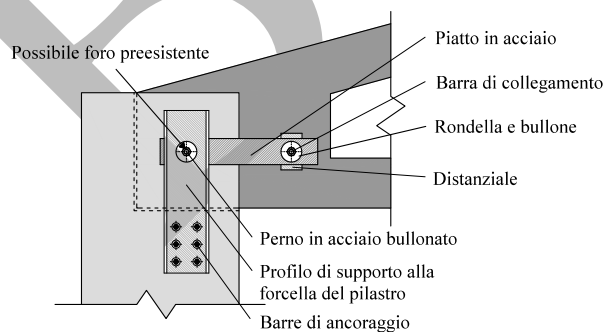
Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.
- La testa della trave risulta danneggiata e non consente la connessione nella zona di intersezione trave-pilastro.

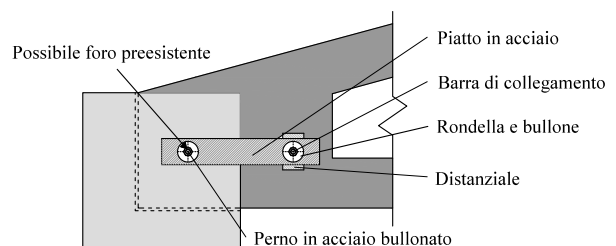
Fasi realizzative

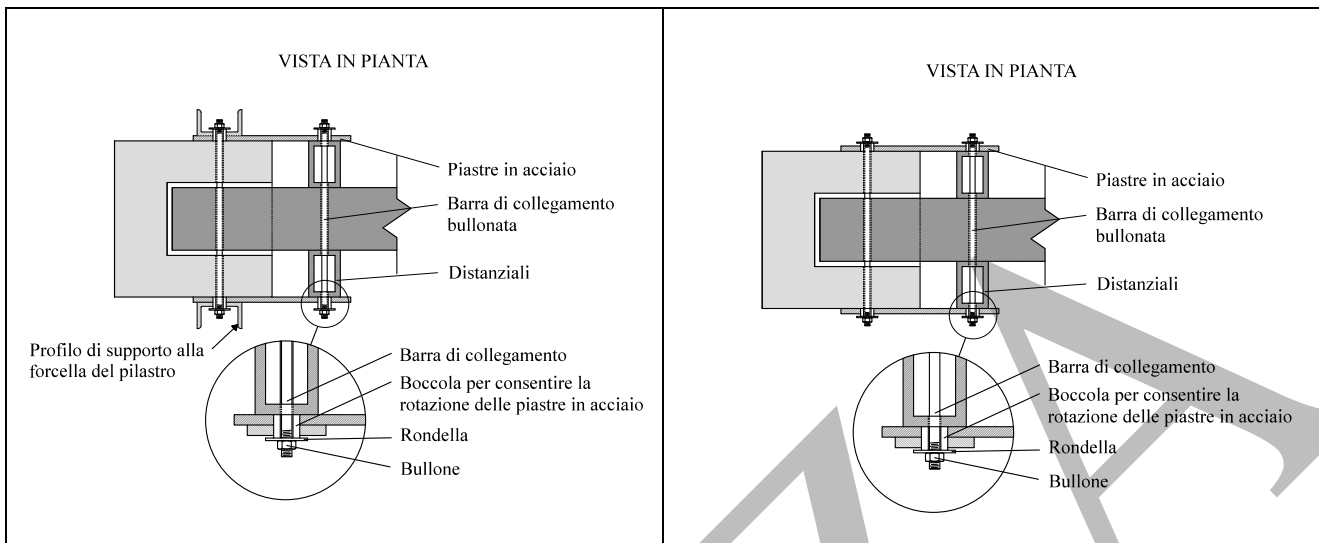
1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura della trave e del pilastro in corrispondenza dell'intersezione fra i due elementi. Nel caso sia già presente il foro prevederne un eventuale incremento di diametro.
3. Foratura della trave in una zona sufficientemente resistente.
4. Posizionamento di un profilo di supporto al perno agganciato al pilastro mediante barre di ancoraggio inghisate con resina. Tale operazione è necessaria soltanto nel caso in cui la sola forcilla fosse ammalorata o non fosse sufficiente a portare i carichi.
5. Posizionamento di due distanziali in corrispondenza dei fori della trave per consentire il fissaggio del piatto in acciaio.
6. Inserimento dei perni di collegamento all'interno dei fori e fissaggio mediante bullonatura, previo inserimento di apposite boccole e rondelle per consentire la libera rotazione degli elementi.

VISTA IN PROSPETTO



VISTA IN PROSPETTO





Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura. Considerando poi la presenza di un secondo collegamento all'estremità opposta della trave, la forza di progetto f_i deve essere dimezzata.

$$f_i = \frac{1}{2} w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

N.ID. TP-3

COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE FUNI

Obiettivi

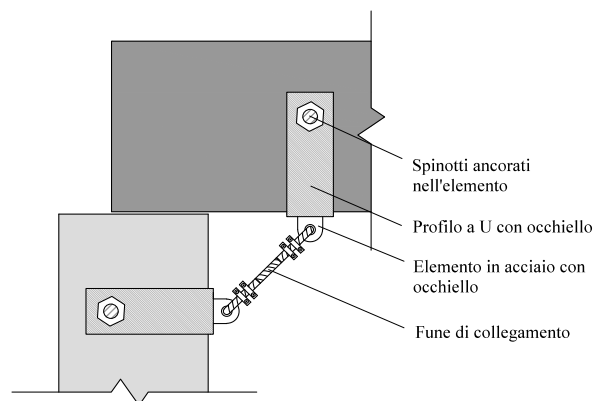
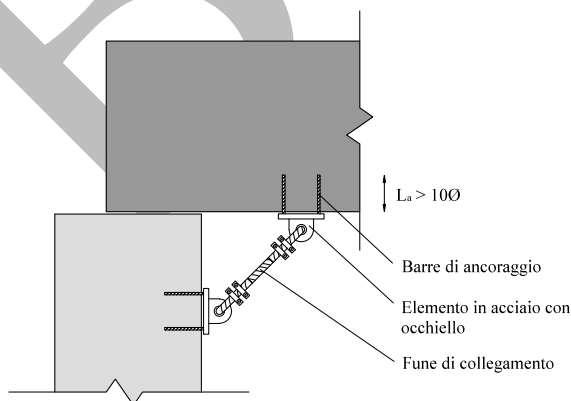
- Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pilastro e della trave per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello mediante barre di ancoraggio se le armature lo consentono, oppure tramite elementi in acciaio sagomati a U ancorati con spinotti all'altezza desiderata.
Lato pilastro i fori devono essere mantenuti più in alto possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra trave e pilastro. Lato trave i fori devono essere realizzati a una distanza tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento e computandone una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
3. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di fissaggio mediante resina o inserimento degli spinotti.
5. Collegamento dei due occhielli mediante fune.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Bassa efficacia nel contenimento degli spostamenti trasversali della trave.
- Necessità di combinazione con interventi mirati al contrasto delle rotazioni torsionali della trave.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa totale pari al 2% della sua lunghezza. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovraresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina

N.ID. TP-4

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

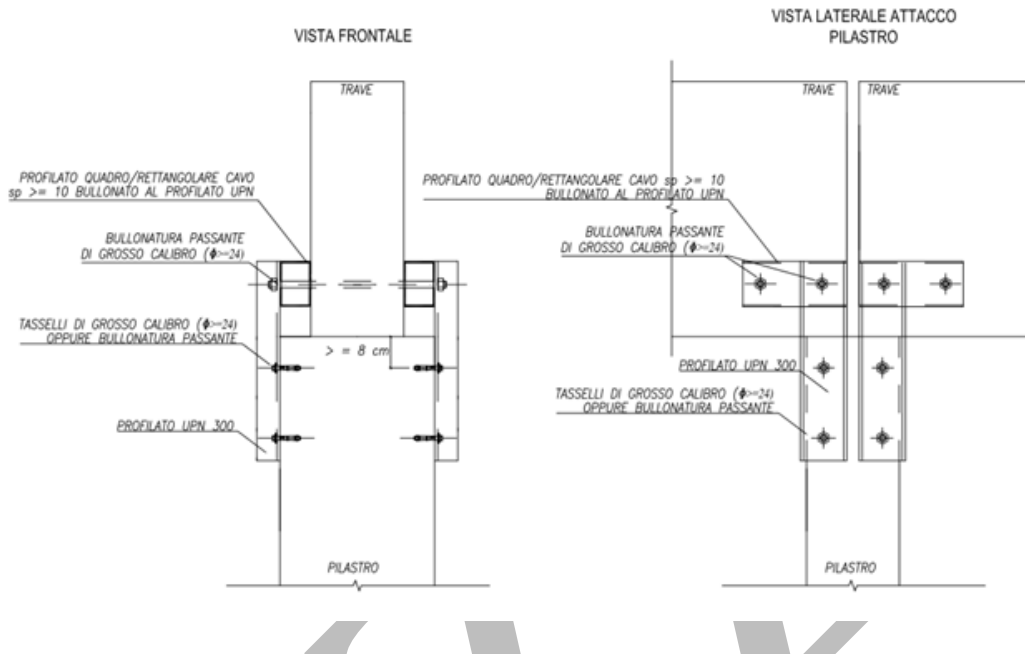
1. Posizionamento dei profili UPN sul pilastro, per migliorare l'adattabilità si consiglia di realizzare nei profili UPN fori con asole orizzontali.
2. Foratura della testata della trave con fori passanti diametro minimo 26 mm in corrispondenza dei fori sulle mensole costituite da profili scatolari da fissare ai profili UPN.
3. Inserimento delle barre passanti all'interno della trave (con eventuale inserimento di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
4. Fissaggio dei profili UPN con tasselli di grosso diametro o barre passanti e inserimento dei profili scatolari con opportuni adattamenti per regolarne lo spessore così da coprire lo spazio tra i profili e la trave.
5. Serraggio delle barre filettate.

Note

L'intervento può essere abbinato al rinforzo a taglio della sommità del pilastro (vedi 1a2) eseguendolo successivamente a questo spessorando i calastrelli del rinforzo a taglio in corrispondenza dei profili UPN fissati con i tasselli e prevedendo questi ultimi in modo tale da non trovare l'interferenza dei calastrelli per il foro dei tasselli.

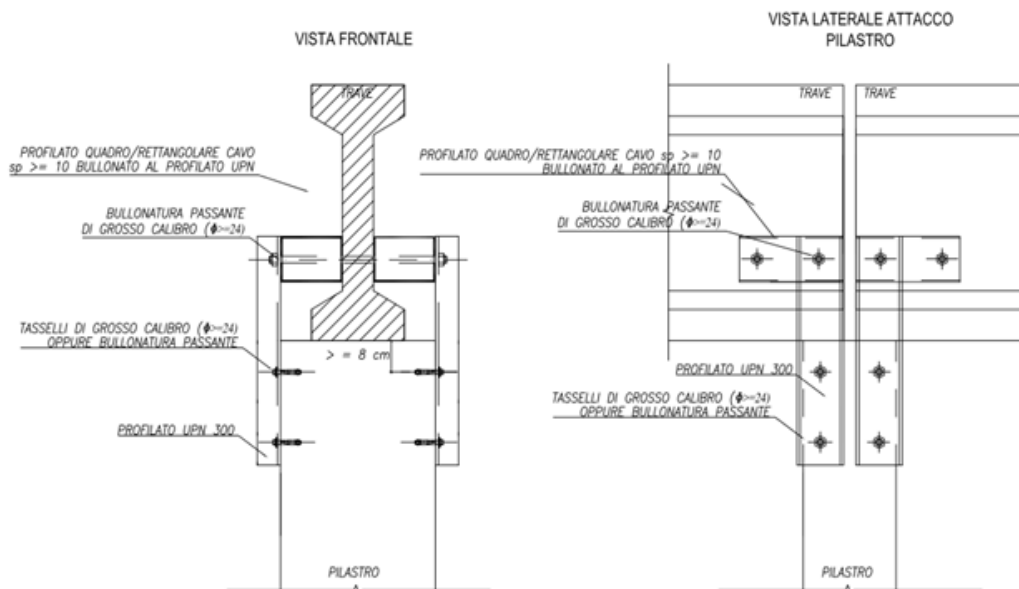
Connessioni Trave-Pilastro 1

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Connessioni Trave-Pilastro 1bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili UPN evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.

Dimensionamento

DA COMPLETARE

N.ID. TP-5

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

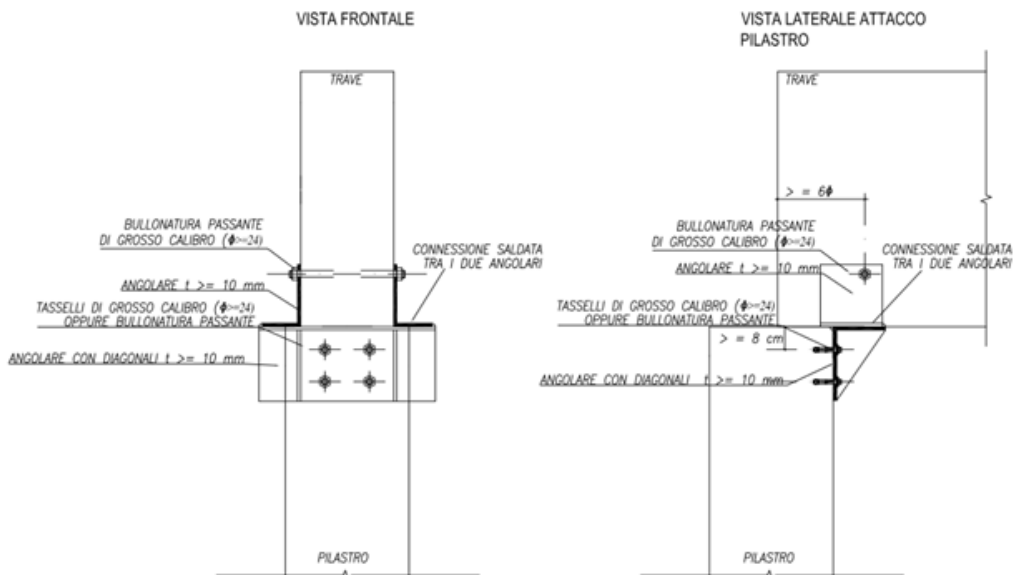
1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento delle squadrette di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio con tasselli dell'angolare metallico alla sommità del pilastro mantenendo una distanza minima di 8 cm dal lembo superiore.
4. Solidarizzazione tra gli angolari da eseguirsi per mezzo di saldatura alla base delle squadrette fissate sulla trave con esecuzione di un minimo di due cordoni d'angolo per ogni squadretta.

Note

Nel caso di trave con rastremazione della sezione di anima eseguire l'adattamento degli spessori come previsto nelle schede TP-4.

Connessioni Trave-Pilastro 2

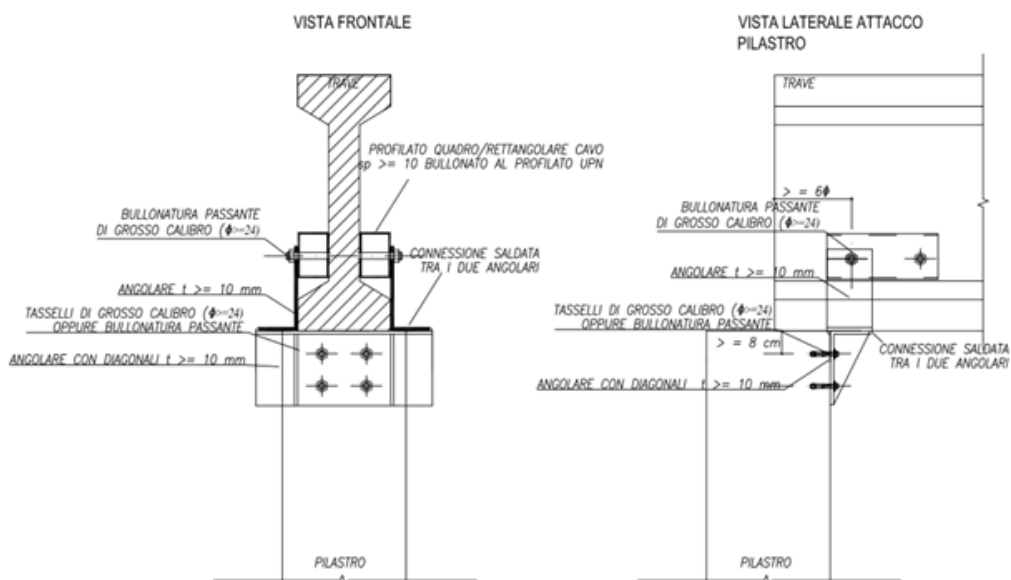
le misure sono indicative e da definire caso per caso



In alternativa all'uso di fori calibrati è possibile utilizzare fori asolati con piastrine e contro-piastrina zigrinate

Connessioni Trave-Pilastro 2bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



In alternativa all'uso di fori calibrati è possibile utilizzare fori asolati con piastrine e contro-piastrina zigrinate

Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- Aumenta la dimensione dell'appoggio.
- Evita moti di rocking della trave.

Svantaggi

- In presenza di rotazioni significative l'angolare metallico rischia di doversi caricare anche dell'intero peso della trave forzando il punto di rotazione della trave in corrispondenza dell'estremità dell'angolare
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante all'interno dell'anima della trave
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.
- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

Dimensionamento

DA COMPLETARE:

N.ID. TP-6

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

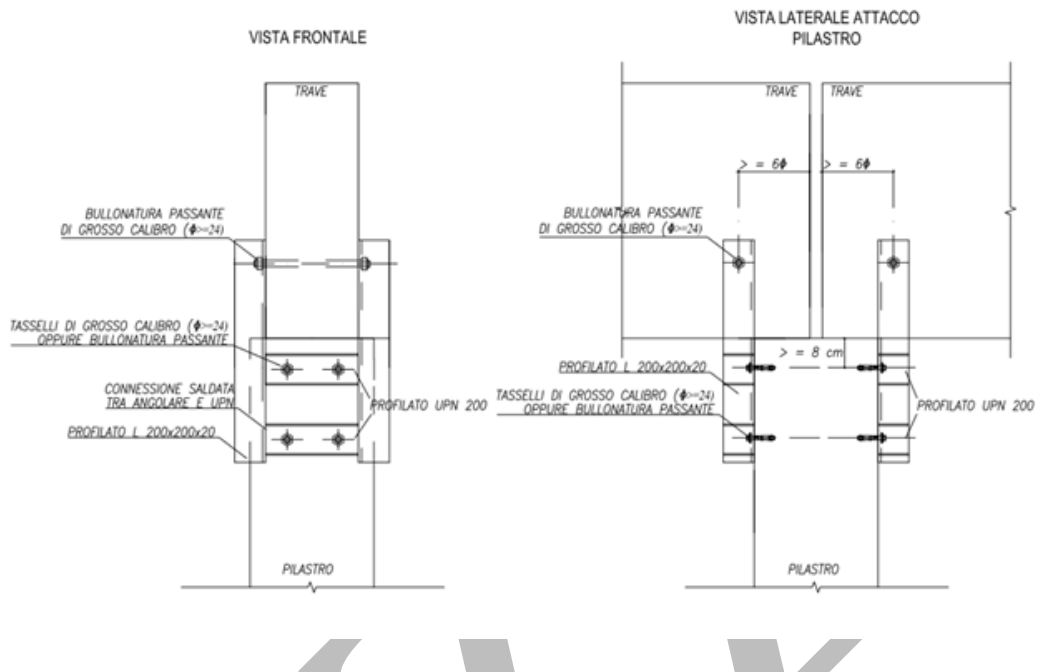
1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio con tasselli del profilo UPN precedentemente tagliato a misura alla sommità del pilastro mantenendo una distanza minima di 8 cm dal lembo superiore.
Solidarizzazione tra gli angolari da eseguirsi per mezzo di saldatura alla base dei profili UPN lungo l'intero perimetro.

Note

Nel caso di trave con rastremazione della sezione di anima eseguire l'adattamento degli spessori come previsto nelle schede TP-4.

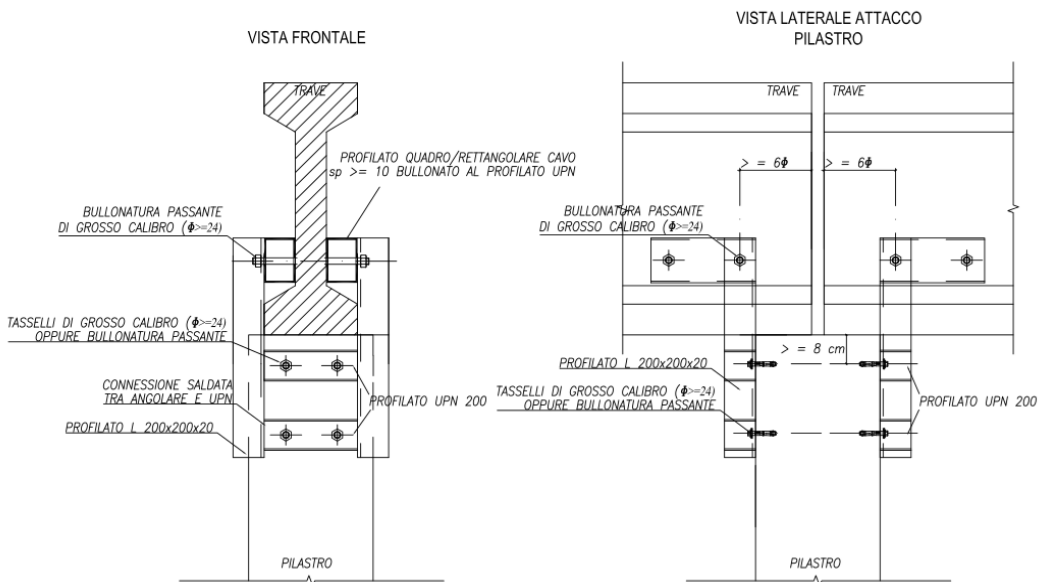
Connessioni Trave-Pilastro 3

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Connessioni Trave-Pilastro 3bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante.
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.

Dimensionamento

DA COMPLETARE

N.ID. TP-7

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali. Il vincolo fornito è prevalentemente monolatero e deve essere realizzato ad entrambi gli estremi della trave, pena la sua totale inefficacia.

Casi di applicazione

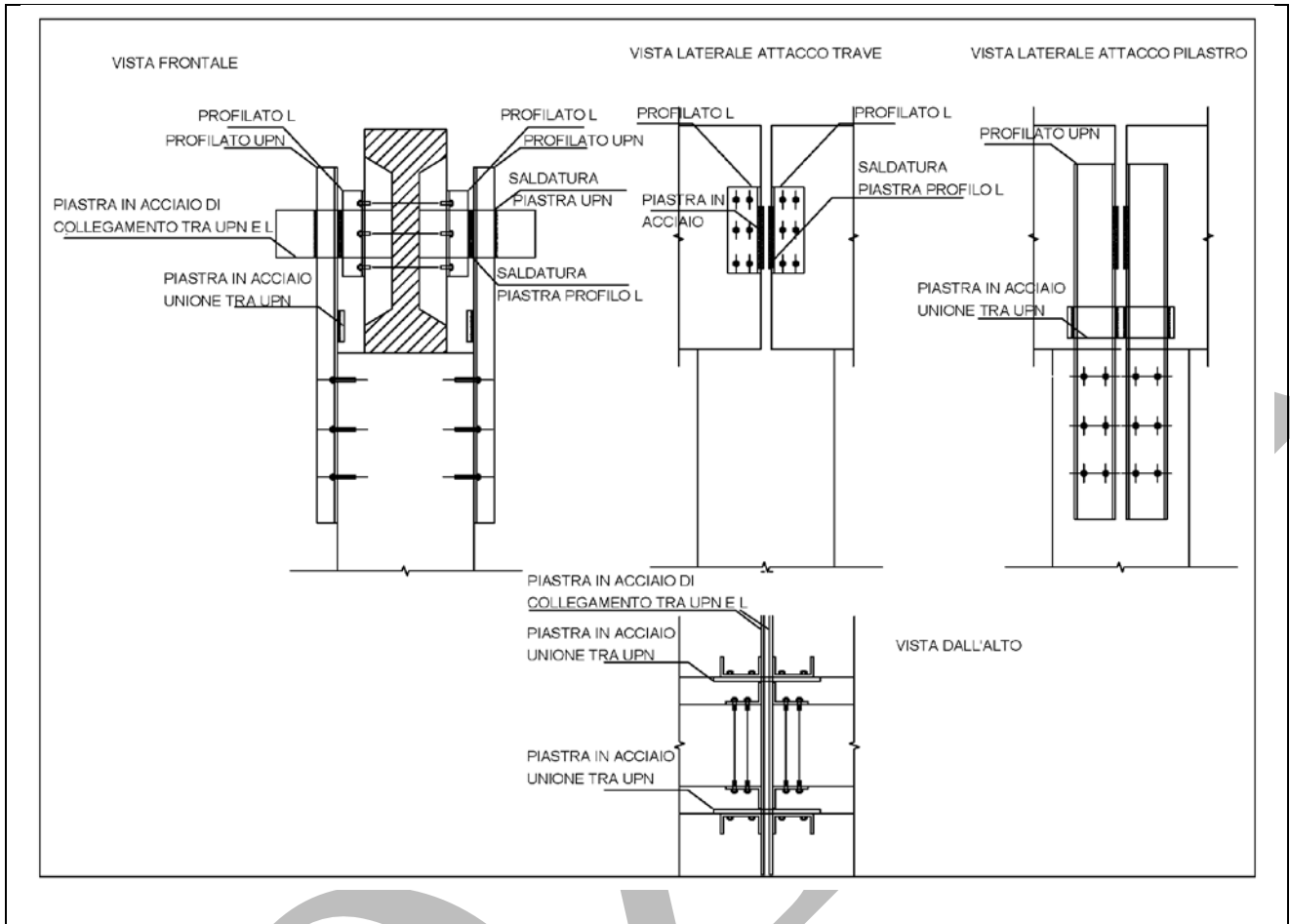
- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Fissaggio delle squadrette angolari alle travi con tasselli, allo scopo di posizionare le piastre durante il montaggio.
2. Saldatura delle piastre orizzontali in acciaio di collegamento tra i profili L e UPN lasciandole sporgere ai lati della trave per una lunghezza superiore al filo esterno del profilo UPN da montare sul pilastro. Verificare che la piastra aderisca bene alla faccia interna della trave.
3. Fissaggio dei profili UPN al pilastro facendo coincidere il lato interno alla piastra sporgente (vedi punto precedente) per migliorare l'adattabilità si consiglia di realizzare nel profilo UPN fori con asole orizzontali.
4. Solidarizzazione della piastra orizzontale ai profili UPN con cordoni d'angolo, se la distanza dei profilo lo consente, saldare anche gli spigoli orizzontali della piastra ai lati corti delle UPN.
5. Unione tra i profili UPN adiacenti con piastra metallica saldata allo scopo di far collaborare tra loro i profili. Come al punto precedente, se la distanza dei profilo lo consente, saldare anche gli spigoli orizzontali della piastra ai lati corti delle UPN.

Note

L'intervento può essere abbinato al rinforzo a taglio della sommità del pilastro (vedi RP-6) eseguendolo successivamente a questo inserendo degli spessori dietro i calastrelli del rinforzo a taglio in corrispondenza dei profili UPN fissati dai tasselli e prevedendo questi ultimi in modo tale da non trovare l'interferenza dei calastrelli per il foro dei tasselli.



BOV

Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La saldatura dei piatti consente una resistenza accoppiata dei profili UPN.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili angolari evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- Non richiede spessoramenti particolari e permette ottime tolleranze costruttive di montaggio: può essere facilmente standardizzabile.

Svantaggi

- L'introduzione delle piastre limita ulteriormente lo spazio libero tra le estremità delle travi e aumenta pertanto il rischio di martellamento tra i piatti metallici disposti ortogonalmente all'asse delle travi
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante
- La connessione impone una significativa torsione nel piatto ortogonale all'asse della trave.
- Le estremità delle travi presenteranno un momento non trascurabile il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante a flessione e taglio dei profili angolari.
- Risultano necessari un numero elevato di fori nella trave
- Connessione costosa

Dimensionamento

DA COMPLETARE

N.ID. PP-1

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
PROFILI METALLICI IN ASSE AL PILASTRO**

Obiettivi

- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.

Casi di applicazione

- Perpendicolarmente all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra i pilastri.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura alle estremità del profilo. Il profilo per il collegamento tra pilastro e pilastro può essere un profilo IPE o due profili UPN accoppiati centrali.
3. Realizzazione di un sistema di snodi che prevede:
 - Due cerniere con giacitura verticale fissate tramite perno all'anima del profilo nel caso di utilizzo di un unico profilo IPE
 - Una cerniera con giacitura verticale centrale fissata alle anime dei due profili UPN nel caso di profili accoppiati.

Le cerniere (profilo IPE) o la cerniera (UPN accoppiate) vengono saldate a una piastra a cui è saldata dal lato opposto una barra con filettatura destrorsa. Analogamente una barra con filettatura sinistrorsa viene saldata ad una piastra a cui è saldata sul lato opposto una doppia cerniera con giacitura orizzontale. Il collegamento tra le due barre filettate viene effettuato tramite manicotto con filettatura destra e sinistra allo scopo di consentire la registrazione e la tesatura del profilo, compatibilmente con le tolleranze di montaggio.

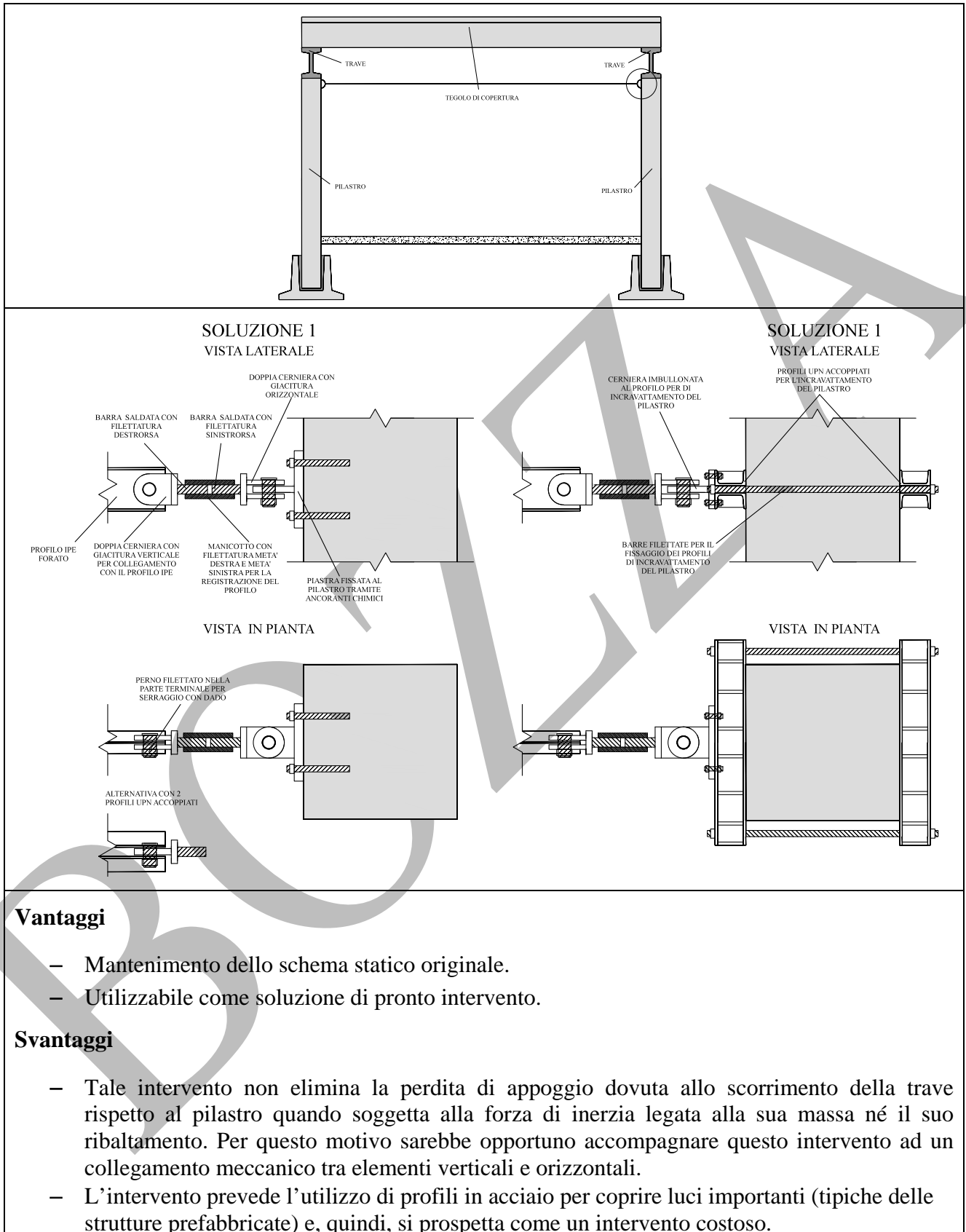
4. La doppia cerniera è collegata tramite perno a una cerniera centrale, anch'essa con giacitura orizzontale, saldata a una piastra che può essere collegata al pilastro utilizzando due sistemi:
 - Soluzione 1: la piastra è direttamente imbullonata al pilastro tramite barre filettate inserite all'interno di fori realizzati nel pilastro, utilizzando ancoranti chimici.
 - Soluzione 2: la piastra è imbullonata alle ali di due profili UPN accoppiati utilizzati incravattare il pilastro.

Per il collegamento tra le cerniere si consiglia di filettare i perni nella parte terminale al fine di realizzare la chiusura tramite dado.



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali



Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo sarebbe opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- L'intervento prevede l'utilizzo di profili in acciaio per coprire luci importanti (tipiche delle strutture prefabbricate) e, quindi, si prospetta come un intervento costoso.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire almeno il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro, moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

BONZIVA

N.ID. PP-2

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
PIATTI METALLICI ALLE ESTREMITA' DEL PILASTRO**

Obiettivi

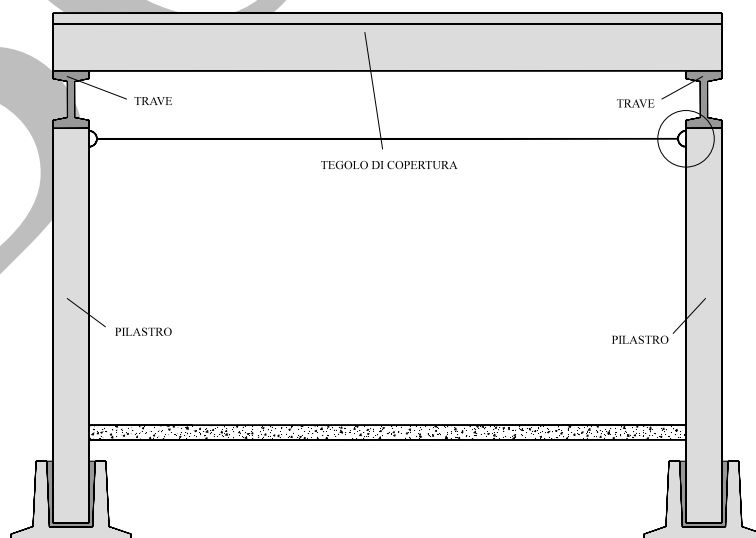
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.

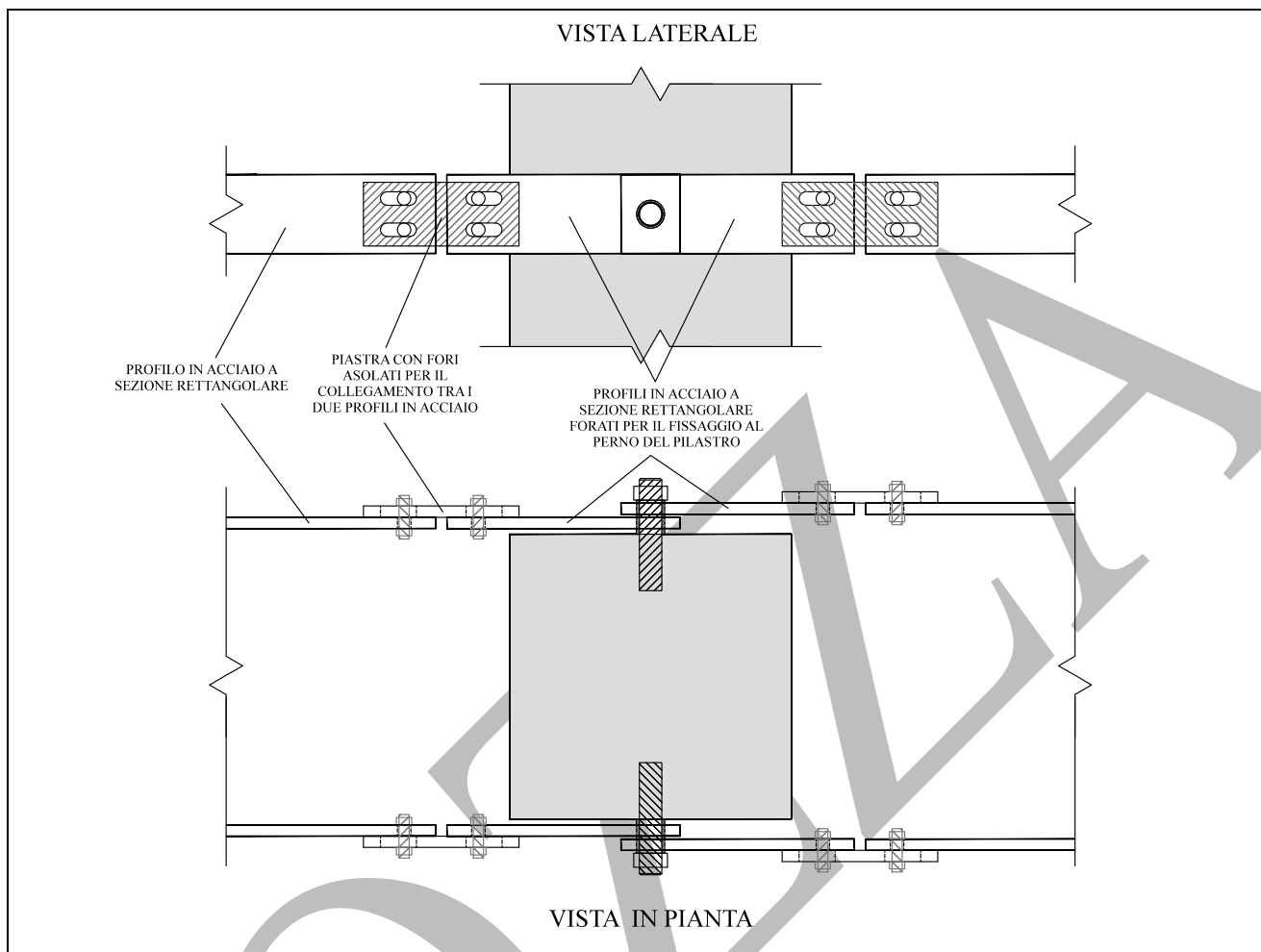
Casi di applicazione

- Perpendicolarmente all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra i pilastri.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Ogni coppia di piatti è costituita da uno spezzone più lungo che si sviluppa all'interno della campata e due spezzoni più corti per il fissaggio ai pilastri. In ogni spezzone sono realizzati due fori per il collegamento.
3. Il collegamento tra spezzone lungo e spezzoni corti viene realizzato tramite una piastra con fori asolati che consente la registrazione delle lunghezze compatibilmente con le tolleranze di montaggio.
4. All'estremità opposta gli spezzoni corti sono dotati di un foro per il fissaggio al perno inserito all'interno del pilastro tramite ancoraggio chimico. Tale foro dovrà essere maggiorato al fine di consentire l'alloggiamento di una boccola all'interno della quale inserire il perno uscente dal pilastro, con lo scopo di mantenere costanti le distanze nel piano orizzontale tra profilo e pilastro ed eventualmente tra profili nel caso di pilastro centrale.
Si suggerisce di filettare il perno nella parte terminale al fine di consentire la chiusura tramite dado. Assicurare la libera rotazione dei piatti attorno al perno inghisato nel pilastro.





Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo sarebbe opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- L'intervento prevede l'utilizzo di profili metallici per coprire luci importanti (tipiche delle strutture prefabbricate) e, quindi, si prospetta come un intervento costoso.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire almeno il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro, moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

N.ID. PP-3

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
TREFOLI IN ACCIAIO**

Obiettivi

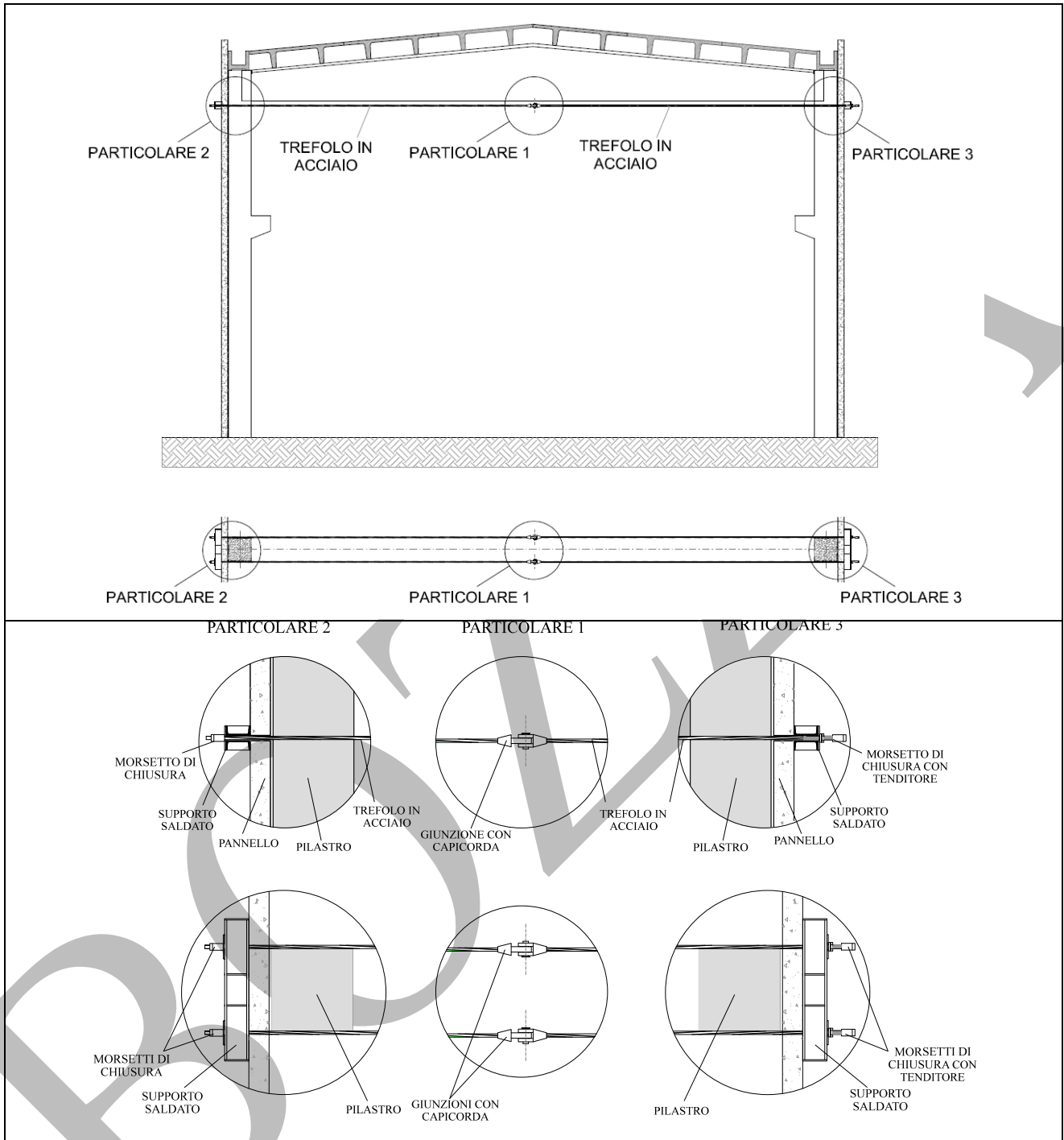
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.
- Riallineamento dei pilastri.
- Ritenzione del pannello in adiacenza al pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Fuori piombo preesistente dei pilastri collegati.
- Principio di distacco di alcuni pannelli di tamponamento adiacenti ai pilastri.
- In direzione perpendicolare all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra le teste dei pilastri.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Esecuzione di foro passante nel pannello o nella parete di facciata.
3. Posizionamento di un traverso in acciaio con la funzione di ripartitore dei carichi.
4. Posizionamento di trefoli passanti e collegamento dei pilastri.
5. Tesatura dei trefoli.



Vantaggi

- Con questo intervento è impedita la perdita di appoggio della trave causata da eventuali spostamenti relativi dei due pilastri collegati dalla trave stessa.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo sarebbe opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- Tale sistema può rendere ancora maggiore la collaborazione dei pannelli alla struttura, riducendone il periodo e, quindi, aumentando le sollecitazioni sulla stessa.
- Il sistema non appare efficace nel caso di strutture con più di una campata nella direzione di sviluppo della catena (non si eviterebbe la perdita di appoggio delle travi dai pilastri interni).
- Nel caso di collegamento tra due pannelli esterni tramite catena, il pannello, generalmente alleggerito potrebbe subire delle azioni di punzonamento che potrebbero mandarlo in crisi in corrispondenza del contrasto.
- Questo sistema non assicurerebbe contro il ribaltamento di tutti i pannelli, ma solo di quelli prossimi ai pilastri, nel caso di pannelli verticali, di quelli alla quota del tirante, nel caso di pannelli orizzontali.
- L'intervento induce un'azione orizzontale aggiuntiva al pilastro.
- Tale intervento si prefigura come un intervento temporaneo.
- Vincolo unilatero.
- L'impiego di cavi e/o trefoli metallici determina l'interazione tra la tensione di tesatura e la rigidezza estensionale del componente. Il livello tensionale, peraltro, deve essere valutato in modo da garantire anche in presenza di variazioni termiche prestazioni adeguate.

Dimensionamento

Dimensionare il trefolo per garantire il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

La tesatura dei trefoli va effettuata soltanto per il recupero dei fuori piombo dei pilastri e per rendere il sistema attivo fin da subito. L'applicazione di un carico troppo elevato può avere effetti negativi sulla struttura.

È necessario calcolare la rigidezza estensionale dei cavi (formula di Dischinger), attesa la rilevanza del rapporto di rigidezza estensionale cavo/flessionale pilastro.

N.ID. TT-1

**COLLEGAMENTO TRAVE-TEGOLO MEDIANTE FUNI
ANCORATE SUI LATI DELLE GAMBE DEI TEGOLI**

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra trave e tegolo, evitando la caduta del tegolo dalla trave.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

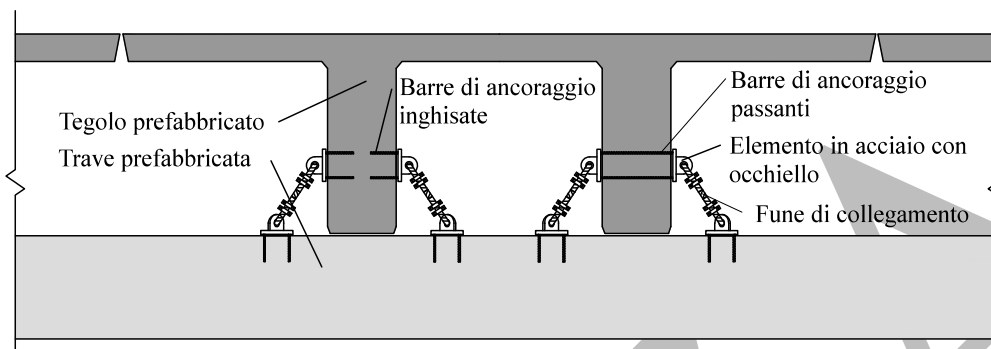
Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

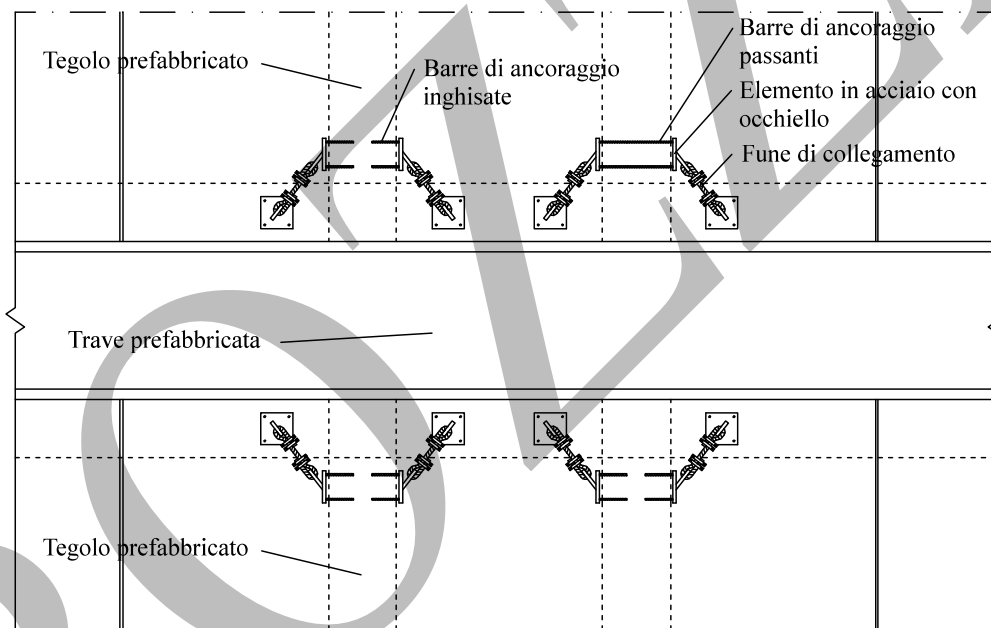
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno della trave e del tegolo per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello utilizzando barre passanti anziché inghisate all'interno delle gambe del tegolo.
Lato trave i fori devono essere realizzati a una distanza dalle gambe del tegolo tale da impedirne efficacemente anche i movimenti trasversali.
Lato tegolo i fori devono essere mantenuti più in basso possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio e dalla presenza di armature, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra il tegolo e la trave. Il posizionamento dei due occhielli deve inoltre essere tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento, considerando per questa una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
3. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre mediante resina o inserimento e bullonatura delle barre passanti.
5. Collegamento dei due occhielli mediante fune.

VISTA IN PROSPETTO



VISTA IN PIANTA



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Bisogna assicurare un opportuno copriferro rispetto al lato della trave, onde evitare la rottura del calcestruzzo.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa pari al 2% della lunghezza della fune. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovrarresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina

N.ID. TT-2

**COLLEGAMENTO TRAVE-TEGOLO MEDIANTE FUNI
ANCORATE AL DI SOTTO DELLE GAMBE DEI TEGOLI**

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra trave e tegolo, evitando la caduta del tegolo dalla trave.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

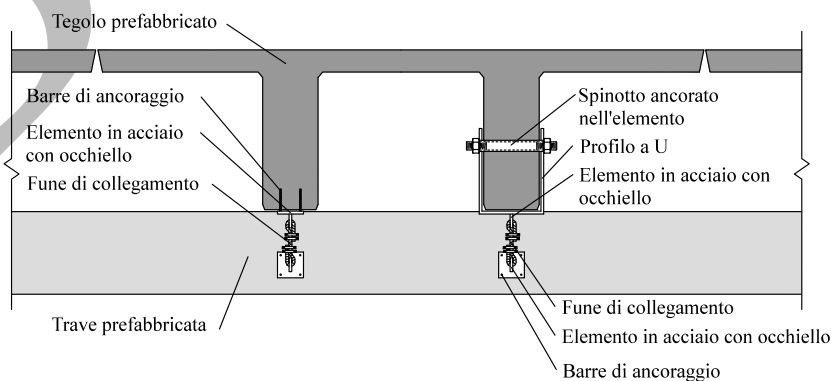
Casi di applicazione

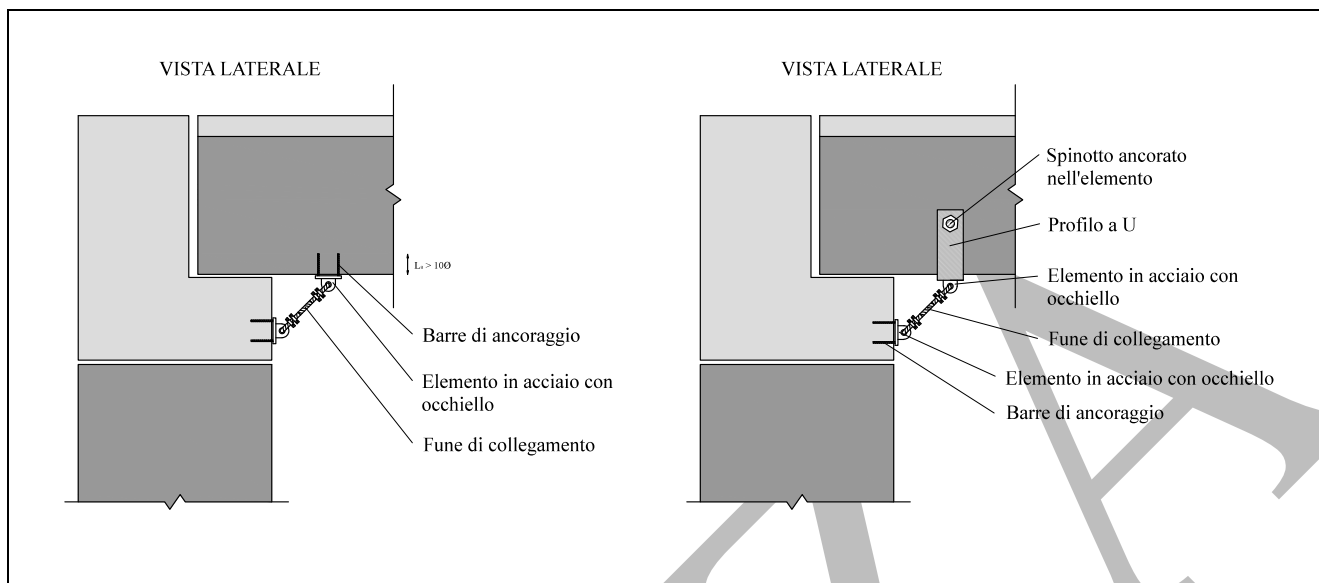
- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno della trave e del tegolo per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello al di sotto delle gambe del tegolo mediante barre di ancoraggio se le armature lo consentono, oppure tramite elementi in acciaio sagomati a U ancorati con spinotti sul lato delle gambe del tegolo all'altezza desiderata. Lato trave i fori devono essere mantenuti più in alto possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra trave e pilastro. Lato tegolo i fori devono essere realizzati a una distanza tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento, considerando per questa una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
3. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre mediante resina o inserimento degli spinotti.
5. Collegamento dei due occhielli mediante fune.

VISTA IN PROSPETTO





Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Al lembo inferiore il tegolo potrebbe essere molto armato (trefoli, armatura dolce), causando grande difficoltà per la realizzazione dei fori.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa pari al 2% della lunghezza della fune. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovrarresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina



Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali

BONZIVA

N.ID. TT-3

**INSERIMENTO DI CONNETTORI FATTI DI ELEMENTI IN
ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E COPPONE**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento angolare. Il pannello viene fissato in sommità ai lati del pilastro adiacente, se questo è accessibile dall'interno, altrimenti il fissaggio sarà assicurato dai due pannelli contigui passando il cavo all'esterno.

Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

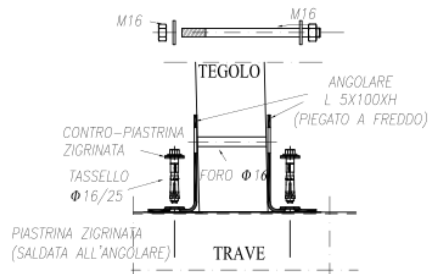
Fasi realizzative

1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio delle squadrette alla trave con tasselli mantenendo una distanza minima dal lembo della trave pari a 6 volte il diametro del tassello e comunque sempre all'interno delle armature longitudinali presenti nello spigolo della trave.

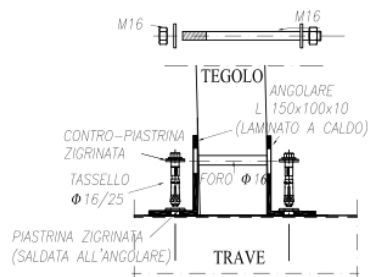
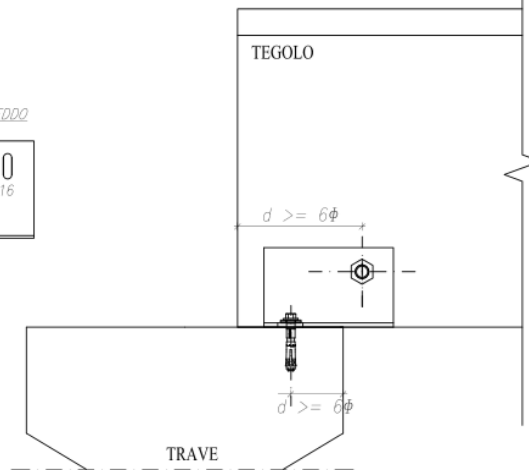
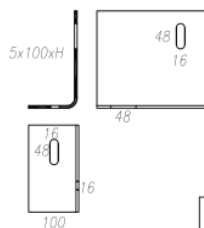
Note

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 1

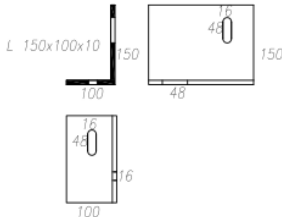
le misure sono indicative e da definire caso per caso



ANGOLARE PIEGATO A FREDDO



ANGOLARE LAMINATO A CALDO



Vantaggi

DA COMPLETARE

Svantaggi

- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

DA COMPLETARE

Dimensionamento

DA COMPLETARE

N.ID. TT-4

**INSERIMENTO DI CONNETTORI FATTI DI ELEMENTI IN
ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E COPPONE**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro gli elementi di solaio/copertura con le travi evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio degli orizzontamenti.

Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

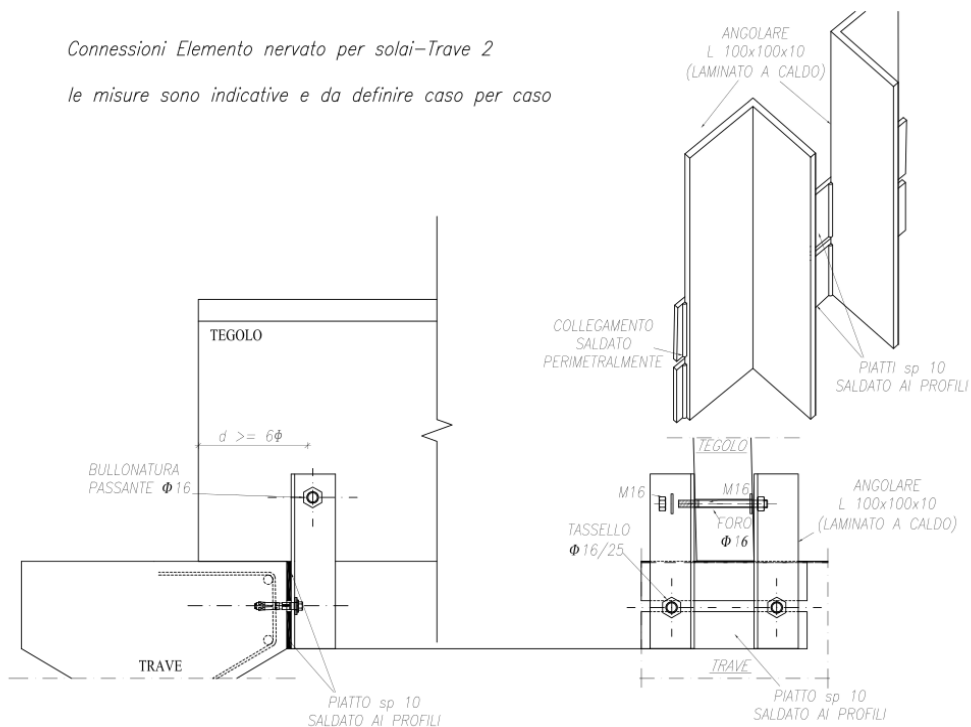
Fasi realizzative

1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio delle squadrette alla trave con tasselli mantenendo una distanza minima dal lembo della trave pari a 6 volte il diametro del tassello e comunque sempre all'interno delle armature longitudinali presenti nello spigolo della trave, prima del serraggio inserire le piastre tra l'angolare e la trave in prossimità dei tasselli.
4. Saldatura degli angolari alle piastre, 2 cordoni ad angolo per ogni unione angolare-piastra.
5. Serraggio dei tasselli.

Note

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 2

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

DA COMPLETARE

Svantaggi

- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

DA COMPLETARE

Dimensionamento

DA COMPLETARE

N.ID. CF-1

**REALIZZAZIONE DI CONTROVENTI DI FALDA CON FUNI
D'ACCIAIO**

Obiettivi

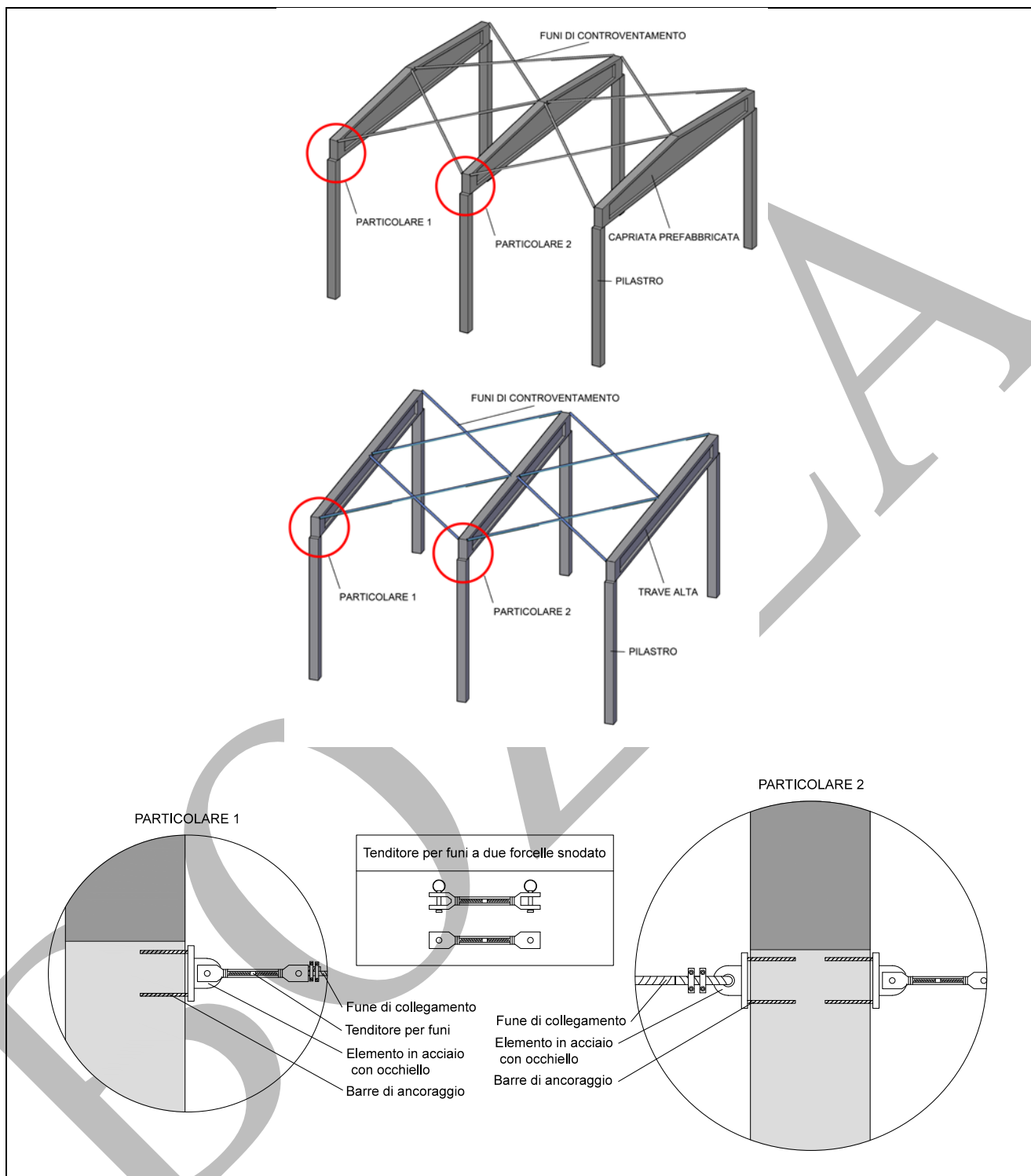
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le travi di copertura (a trazione). Il vincolo è assicurato sia in direzione parallela sia in direzione perpendicolare all'orditura delle travi.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Non è presente un collegamento bilaterale efficace fra le travi di copertura.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno delle travi di copertura (travi alte o capriate) per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio.
3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Collegamento degli occhielli mediante funi. previo posizionamento di tenditore da un lato della fune.
6. Tesatura delle funi.



Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento

Svantaggi

- Intervento di non rapida esecuzione.
- E' necessaria la presenza di elementi in grado di reagire a compressione in direzione perpendicolare all'orditura delle travi perché il sistema possa essere considerato equilibrato.

Dimensionamento

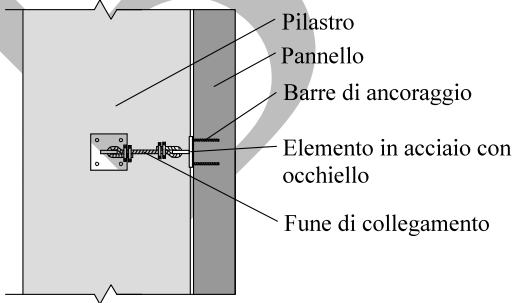
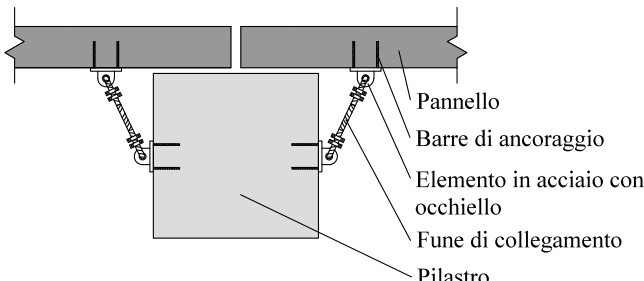
Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g della trave (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

La tesatura delle funi va effettuata soltanto per il recupero dei giochi e rendere il sistema attivo fin da subito. L'applicazione di un carico troppo elevato può avere effetti negativi sulla struttura.

4.2 Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

<p>N.ID. PO-1</p>	<p>COLLEGAMENTO DI PANNELLI ORIZZONTALI MEDIANTE FUNI</p>
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente. – Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema. – Mantenimento dello schema statico preesistente. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none"> – Intervento da eseguire nel caso in cui il supporto dei pannelli risulti integro. In caso contrario, il pannello deve essere rimosso. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura. 2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e del pilastro per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. Lato pannello i fori devono essere realizzati più vicino possibile al pilastro, così da consentire spostamenti relativi tra il pilastro ed il pannello, nel piano di quest'ultimo. Lato pilastro i fori devono essere eseguiti compatibilmente con le armature presenti e in modo tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento. 3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello. 4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina. 5. Collegamento degli occhielli mediante fune. 	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>VISTA LATERALE</p>  <p>Pilastro Pannello Barre di ancoraggio Elemento in acciaio con occhiello Fune di collegamento</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>VISTA IN PIANTA</p>  <p>Pannello Barre di ancoraggio Elemento in acciaio con occhiello Fune di collegamento Pilastro</p> </div> </div>	

Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Può essere effettuato solo se il supporto del pannello risulta integro. L'integrità del supporto può essere verificata controllando che le distanze verticali tra pannelli si siano mantenute invariate.
- Si deve prestare attenzione al posizionamento delle funi, per non introdurre un vincolo agli spostamenti nel piano del pannello.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto tra la massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PO-2

**INSERIMENTO DI CAVI ANTI-CADUTA PER PANNELLI
ORIZZONTALI**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento.

Casi di applicazione

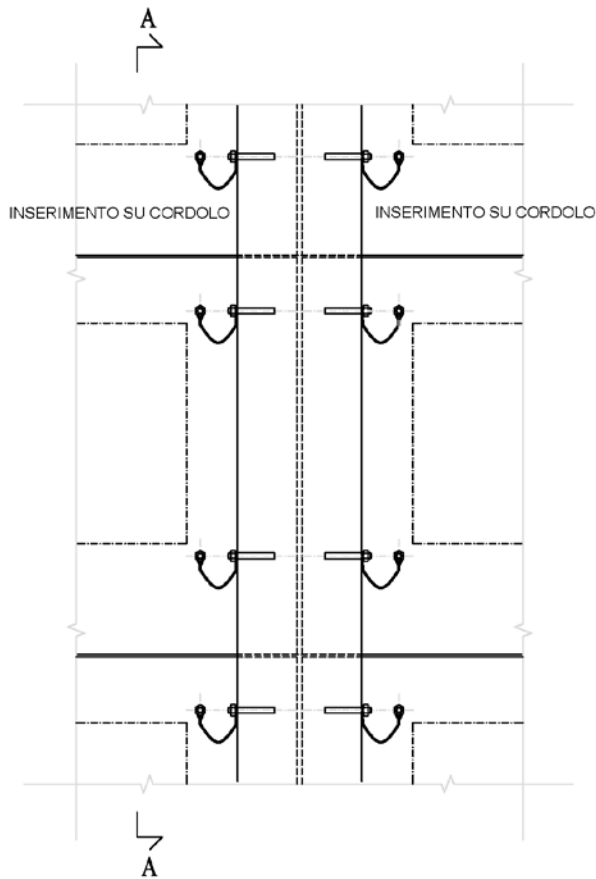
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

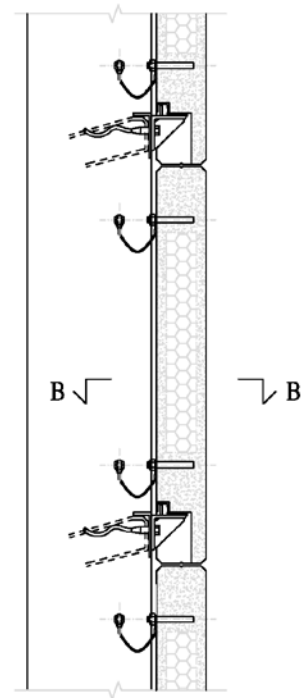
1. Foratura del pilastro con inserimento di un tassello all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 4 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



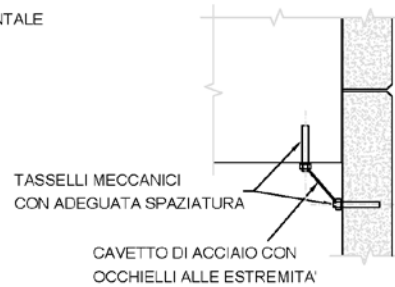
SEZIONE A-A



PRESCRIZIONI:

- QUATTRO TASSELLI PER OGNI PANNELLO ORIZZONTALE
- UN TASSELLO PER OGNI OCCHIELLO

SEZIONE B-B



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- È necessario prestare attenzione alla disposizione dei cavi anti-caduta per evitare di forare la sezione trasversale del pannello in corrispondenza dello strato di materiale isolante (generalmente polistirolo).
- Può essere effettuato solo se il supporto del pannello risulta integro. L'integrità del supporto può essere verificata controllando che le distanze verticali tra pannelli si siano mantenute invariate.

Dimensionamento

Per cedimento delle mensole il pannello perde l'appoggio e dunque i cavetti debbono tenerlo appeso; in questo caso la portanza P di ciascun cavetto deve essere dimensionata in modo tale che

$$P \geq \gamma W_p / n^{\circ} \text{cavetti}$$

con W_p peso del singolo pannello γ coefficiente amplificativo dinamico (1.4?) che tenga conto degli effetti dinamici (mi pare lo si possa prendere analogo a quello che le vecchie norme sui prefabbricati indicavano per le verifiche a sollevamento: ora non ho con me le norme, domani controllo).

Il tassello, tanto quello inserito nel pilastro quanto quello inserito nel cordolo del pannello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γR_d (1.25?).

Vedo meno probabile un ribaltamento del pannello con rotazione attorno agli appoggi inferiori; l'azione di ritenzione è in questo caso effettuata dai soli cavetti disposti superiormente al pannello (ragionevolmente in numero $n^{\circ} \text{cavetti}/2$) se ciò dovesse accadere, ipotizzando che la fune per esplicare la sua azione di ritenzione deve essere tesa alla sua massima lunghezza, la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (h n^{\circ} \text{cavetti})$$

con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra, l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello e la posizione del tassello di ancoraggio nel pannello del cavetto superiore.

Vale quanto detto sopra per il dimensionamento dei tasselli.

N.ID. PV-1

COLLEGAMENTO DI PANNELLI VERTICALI MEDIANTE FUNI

Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

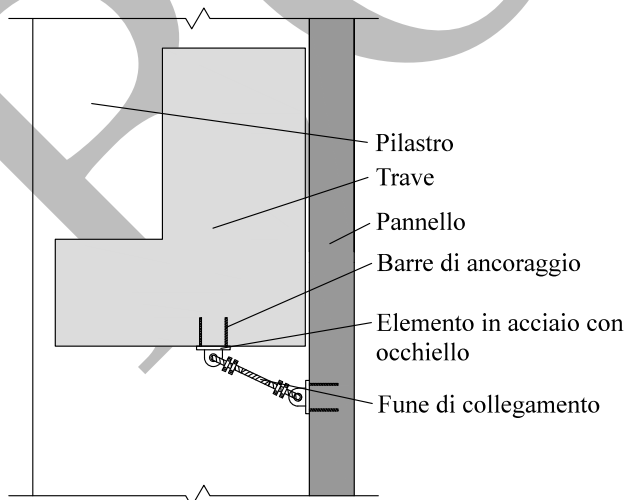
Casi di applicazione

- Intervento da eseguire qualora i vincoli di ritenuta dei pannelli verticali risultino insufficienti.
- Il sistema può essere utilizzato sia quando i pannelli sono collegati a travi di bordo, sia quando siano collegati direttamente agli elementi di copertura.

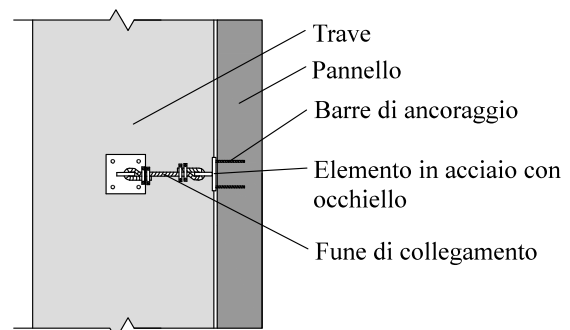
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e dell'elemento ad esso collegato (trave o elemento di copertura) per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. Lato elemento principale, i fori devono essere eseguiti compatibilmente con le armature presenti. Lato pannello i fori devono essere realizzati a una distanza dalla trave tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento.
3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Collegamento degli occhielli mediante fune.

VISTA LATERALE



VISTA IN PIANTA



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Se la fune di collegamento dovesse risultare troppo corta, potrebbe limitare gli spostamenti relativi tra pannello e trave o tegolo di supporto.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto di metà della massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i / 2 \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PV-2

**COLLEGAMENTO DI PANNELLI VERTICALI MEDIANTE
SQUADRETTE IN ACCIAIO**

Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Intervento da eseguire qualora i vincoli di ritenuta dei pannelli verticali risultino insufficienti.
- Il sistema può essere utilizzato sia quando i pannelli sono collegati a travi di bordo, sia quando siano collegati direttamente agli elementi di copertura. In tal caso, la geometria deve essere opportunamente adattata.

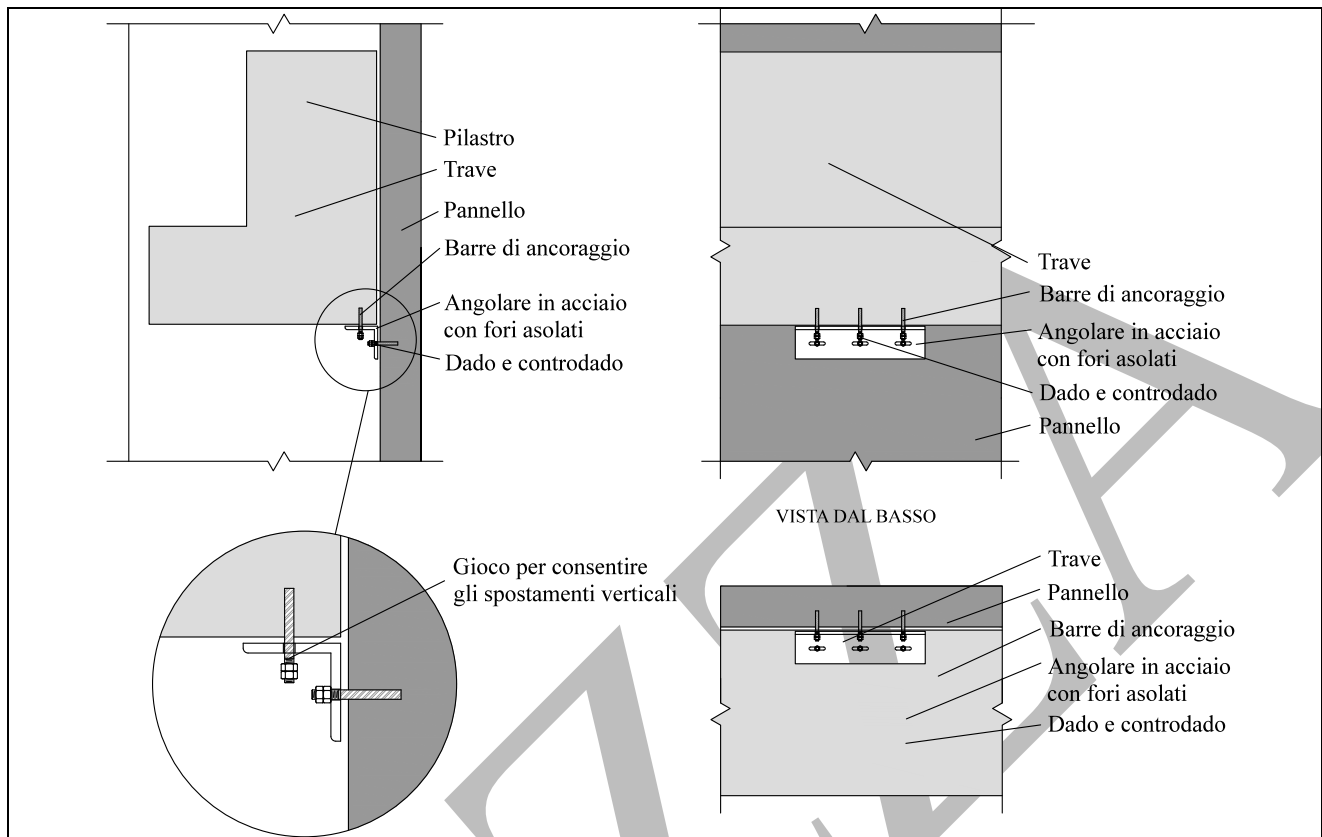
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e del pilastro per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio.
3. Posizionamento del profilo a L dotato di fori asolati.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Bullonatura delle barre con dado e controdado per non impedire gli spostamenti orizzontali all'interno delle asole. Fissare dado e controdado dei bulloni ancorati nella trave lasciando un gioco in modo da consentirne anche lo spostamento verticale.



PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile

Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Data la presenza di fori asolati, le squadrette risultano piuttosto ampie, e di costo relativamente elevato.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto di metà della massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale S_a (T_1) corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i / 2 \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Le asole dovrebbero avere lunghezza pari al doppio dello spostamento relativo previsto tra pannelli e elemento di supporto.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PV-3

**INSERIMENTO DI CAVI ANTI-CADUTA PER PANNELLI
VERTICALI**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento.

Casi di applicazione

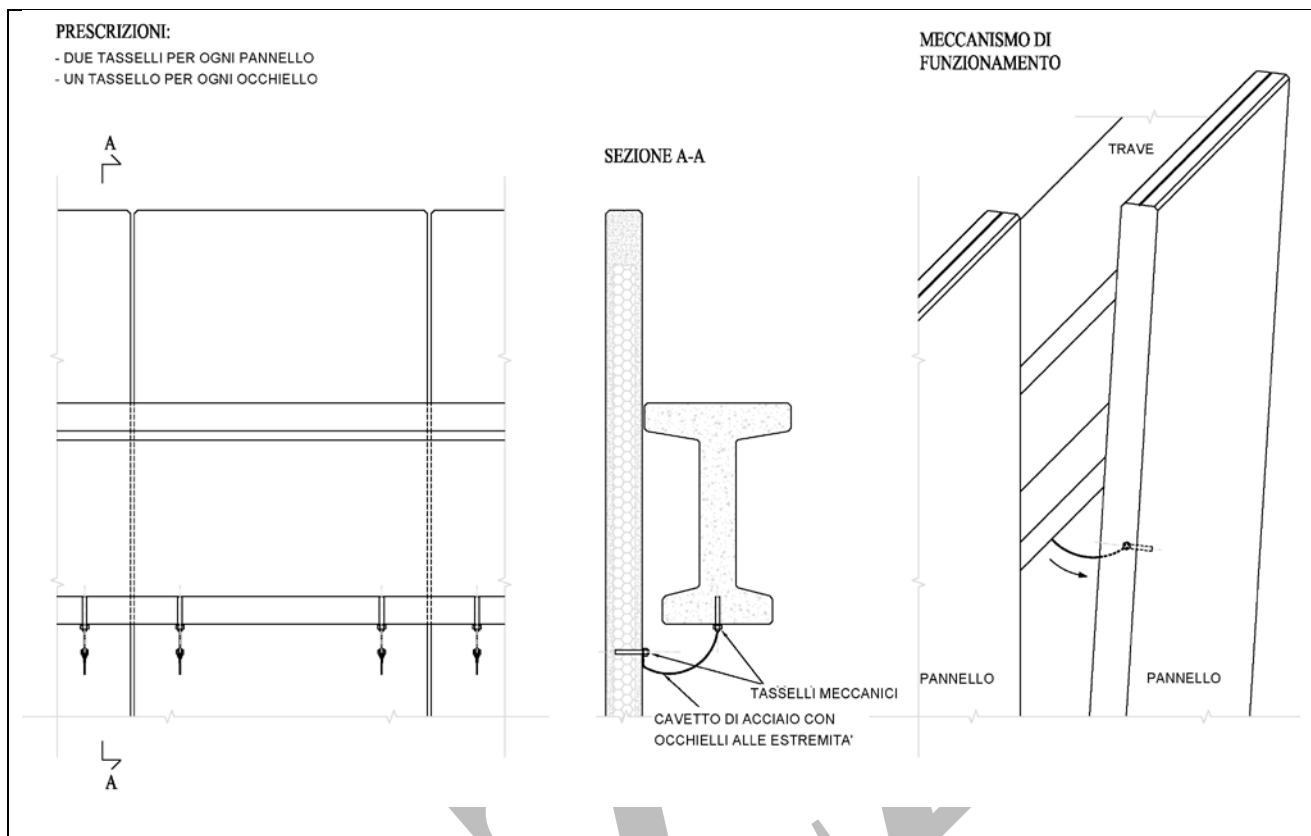
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

1. Foratura della trave per l'inserimento di un tassello da posizionare al centro dell'intradosso/estradosso. Il cavetto può essere fissato al di sopra o al di sotto della trave compatibilmente con la raggiungibilità della superficie di fissaggio, privilegiando la prima soluzione quando possibile
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 2 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- È necessario prestare attenzione alla disposizione dei cavi anti-caduta per evitare di forare la sezione trasversale del pannello in corrispondenza dello strato di materiale isolante (generalmente polistirolo).
- Introduce momenti torcenti impulsivi sulle travi; vanno attentamente valutati gli effetti sui vincoli torsionali di estremità e sulle prestazioni in termini di stabilità flessotorsionale.

Dimensionamento

La fune per esplicare la sua azione di ritenzione deve essere tesa alla sua massima lunghezza; la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (h n^\circ \text{cavetti})$$

con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra,

l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello e la posizione del tassello di ancoraggio del cavetto nel pannello.

Il tassello, tanto quello inserito nella trave quanto quello inserito nel cordolo del pannello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} (1.25?).

N.ID. PA-1

**INSERIMENTO DI DUE CAVI ANTI-CADUTA PER
PANNELLI D'ANGOLO**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento angolare. Il pannello viene fissato in sommità ai lati del pilastro adiacente, se questo è accessibile dall'interno, altrimenti il fissaggio sarà assicurato dai due pannelli contigui passando il cavo all'esterno.

Casi di applicazione

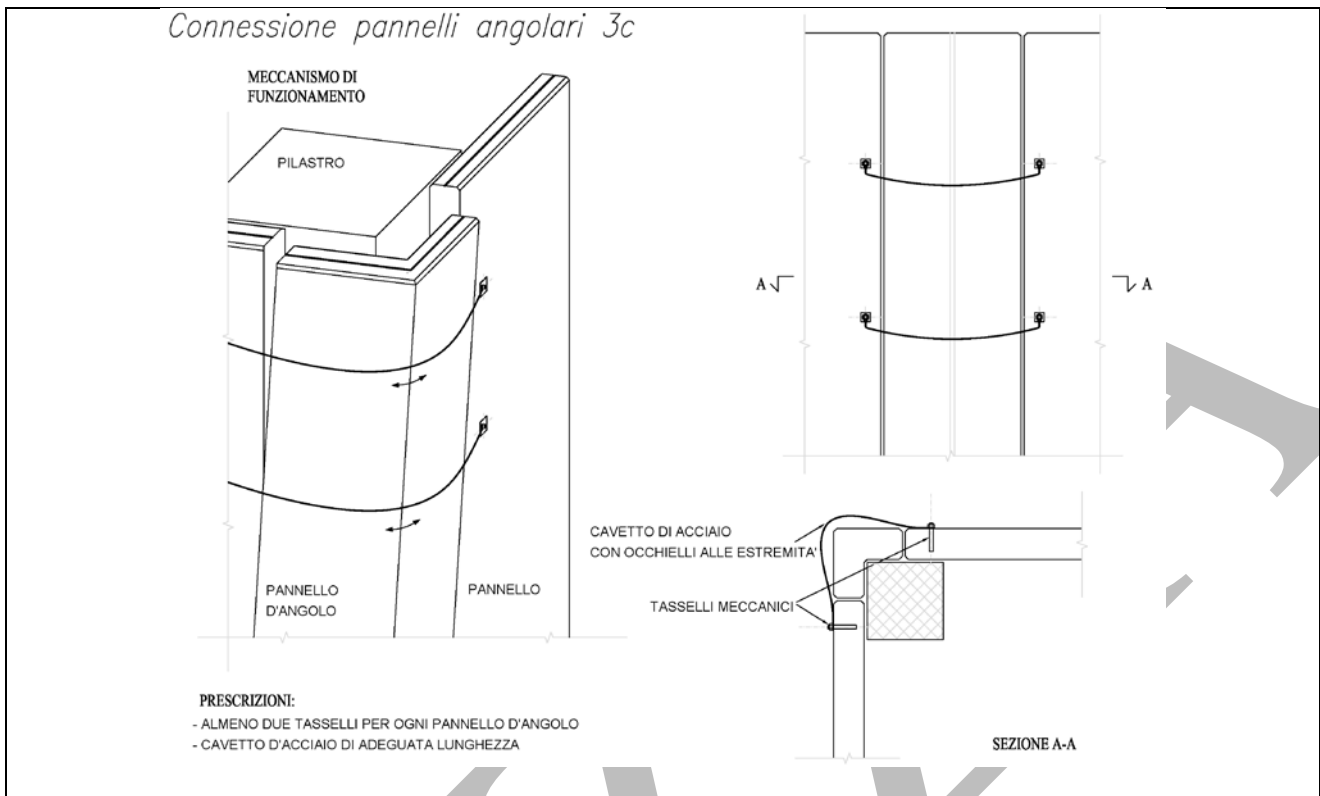
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

1. Foratura del pilastro con inserimento di un tassello all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo lasco non superiore a 4/5 cm.
4. Nel caso in cui il pilastro non sia accessibile, eseguire il fissaggio tra i due pannelli adiacenti al pannello angolare da assicurare, avendo cura di far passare il cavo di collegamento (preferibilmente inossidabile) davanti all'angolo da sostenere e con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 2 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



Vantaggi

DA COMPLETARE

Svantaggi

- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

DA COMPLETARE

Dimensionamento

Sulla base dell'ipotizzato meccanismo di ribaltamento, la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (8hn^\circ \text{cavetti})$$

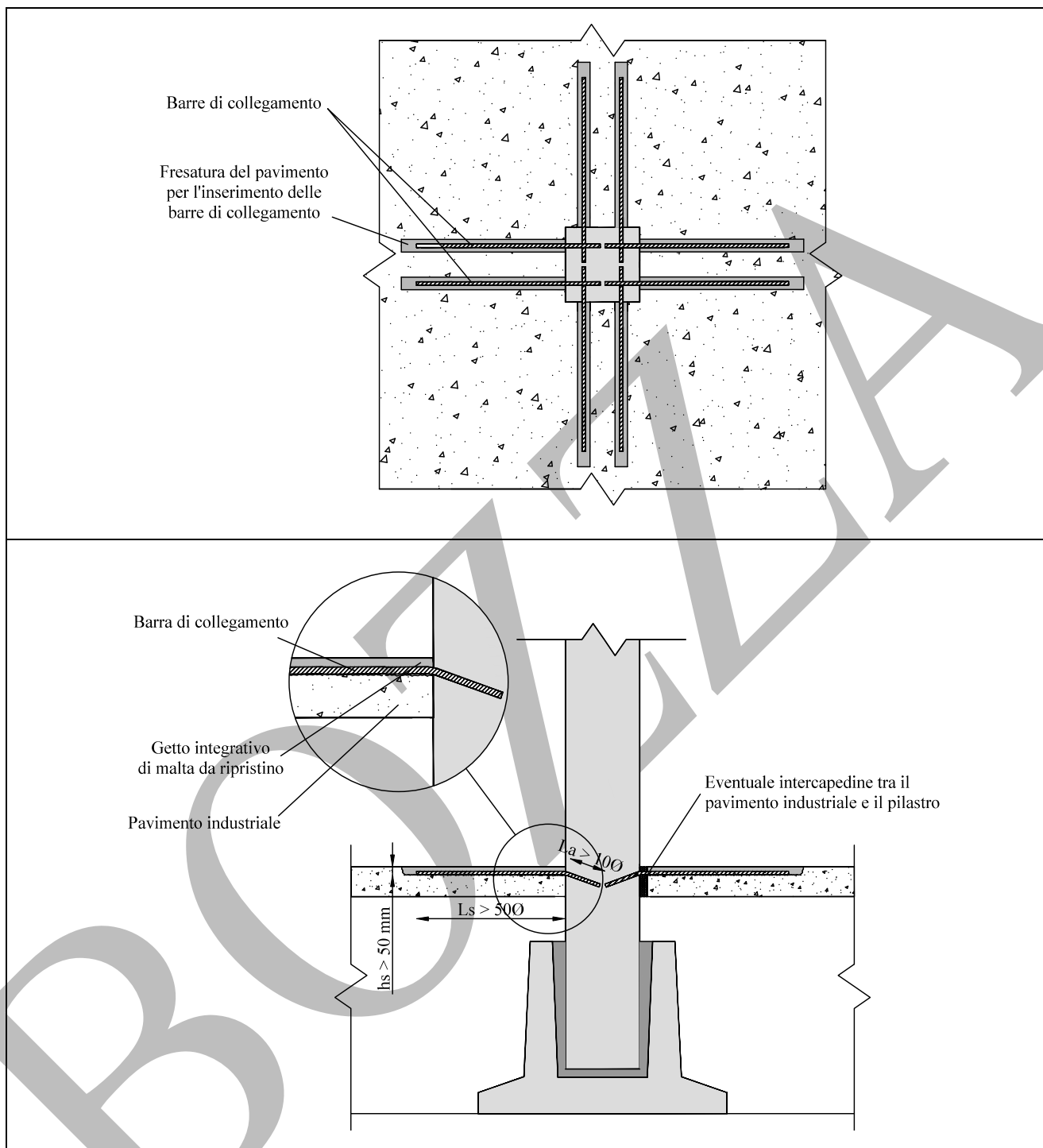
con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra,

l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello ed la quota del baricentro dei cavetti di ritenuta.

Il tassello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} (1.25?)

4.3 Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti

N.ID. PF-1	COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PAVIMENTO INDUSTRIALE
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Miglioramento vincolo a terra del pilastro: l'intervento permette di ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica del plinto a bicchiere isolato fornendo un grado di vincolo aggiuntivo. – Collegamento orizzontale tra i pilastri a livello di fondazione. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none"> – Rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base per formazione di cerniera plastica. – La porzione di pavimentazione a contatto con il pilastro è gravemente danneggiata – La pavimentazione non è in battuta contro il pilastro per la presenza di un giunto. – Inadeguatezza della fondazione e/o sensibile ruolo degli spostamenti relativi del suolo tra le basi delle colonne. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Prima di forare/fresare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura. 2. Fresatura nel pavimento industriale: lunghezza di ancoraggio (L_s) almeno pari a 50 volte il diametro (ϕ) della barra utilizzata per il collegamento; profondità (h_s) almeno pari a 50 mm. 3. Foratura all'interno del pilastro per inghisaggio delle barre di collegamento: lunghezza (L_a) almeno pari a 10ϕ con limitata inclinazione rispetto all'orizzontale ($\leq 15^\circ$). 4. Pulizia di eventuali intercapedini/fessure tra la pavimentazione e il pilastro; eliminazione di detriti, schiume e/o materiali interposti. Eventuale allargamento di tali intercapedini qualora di spessore eccessivamente ridotto per un completo allettamento mediante malta da ripristino. 5. Inghisaggio delle barre nel pilastro mediante resina. 6. Sigillatura delle fresature e delle intercapedini mediante malta da ripristino. 	



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

- Discreta invasività.
- Non realizzabile in presenza di pavimenti con finiture di pregio.
- Bisogna verificare che nella sottopavimentazione sia presente il misto stabilizzato compattato, il quale garantisca un confinamento passivo al pilastro ed eviti concentrazioni di sollecitazioni di taglio e momento nella zona della sottopavimentazione e in fondazione.

Dimensionamento

Il collegamento deve essere realizzato con almeno due barre su ciascun lato del pilastro, scegliendo un diametro tale da garantire il trasferimento per trazione di una forza pari ad almeno il 15% dell'azione assiale agente sul pilastro per effetto dei carichi permanenti (strutturali e non strutturali). Nella verifica a taglio della parte di pilastro sottostante il pavimento si consiglia di considerare la presenza della spinta passiva della quota parte di terreno stabilizzato generalmente presente al di sotto del massetto industriale.

N.ID. PF-2

**CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO CIRCOSTANTE LA
FONDAZIONE MEDIANTE INIEZIONI CON MISCELE
CEMENTIZIE A BASSA PRESSIONE**

Obiettivi

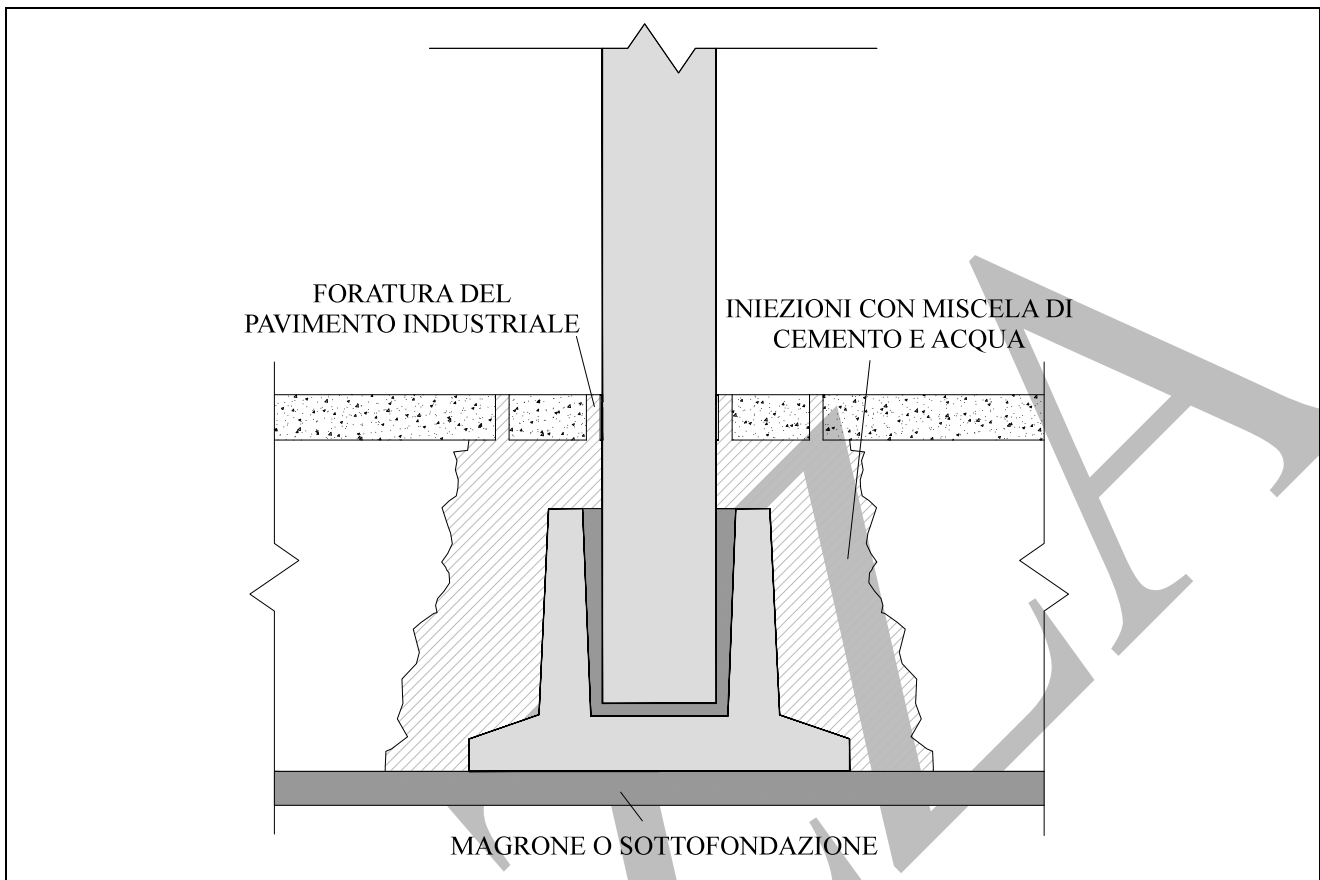
- Consolidamento del terreno nei pressi del plinto a bicchiere per ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica di questa tipologia di fondazione e per migliorare la resistenza a taglio del pilastro al di sotto del masseto.
- Irrigidimento del collegamento pilastro-fondazione

Casi di applicazione

- Rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base per formazione di cerniera plastica.
- Inadeguatezza della fondazione e/o sensibile ruolo degli spostamenti relativi del suolo tra le basi delle colonne.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura del pavimento industriale per consentire l'iniezione della miscela cementizia. Eseguire la foratura su ogni lato del pilastro. Il numero di fori deve essere valutato per consentire una corretta iniezione della miscela.
3. Iniezione della miscela cementizia all'interno dei fori. Se necessario è possibile effettuare l'iniezione a bassa pressione.
4. Sigillatura delle perforazioni mediante malta da ripristino.



Vantaggi

- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.
- Consente un incremento sensibile della resistenza del sistema di fondazione alle azioni orizzontali.

Svantaggi

- Costo elevato ed esecuzione complessa.
- Macchinari utilizzati generalmente ingombranti. Tale procedura risulta applicabile solo in zone ampie prive di ostacoli.
- Non realizzabile in presenza di pavimenti con finiture di pregio.
- Possibili problemi di intasamento (rete fognaria, pluviali etc.).
- Rischio di fuoriuscita della miscela di iniezione per la presenza di lesioni nella pavimentazione.
- Il bicchiere di fondazione non risulta efficacemente legato al volume iniettato.
- Se in sede di miglioramento/adequamento si prevede un rinforzo della colonna, può essere difficoltoso realizzare un efficace collegamento con la miscela iniettata, tuttavia va valutata la reale efficacia di tale collegamento.

Dimensionamento

L'intervento non richiede particolari verifiche

N.ID. RP-1

**CONFINAMENTO ALLA BASE DEI PILASTRI MEDIANTE
FASCIATURA IN FRP**

Obiettivi

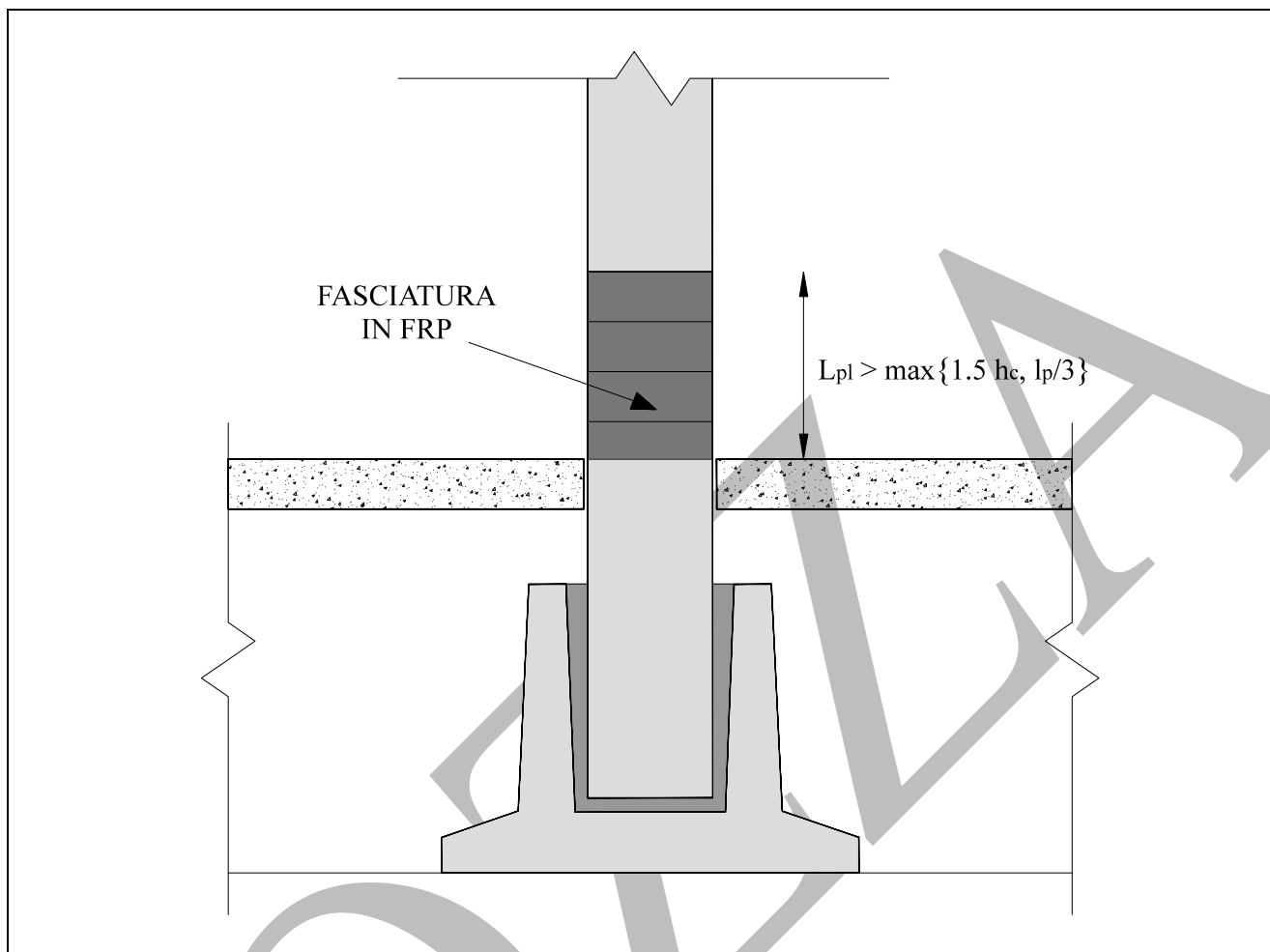
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro potrebbe non essere considerato sufficiente a scongiurare l'instabilità delle barre longitudinali.

Fasi realizzative

1. Eventuale riparazione preliminare delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro mediante asportazione del calcestruzzo e ripristino con opportuni prodotti.
2. Applicazione della fasciatura nella sezione di base del pilastro.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Utilizzabile sia come soluzione di pronto intervento sia come soluzione per il definitivo adeguamento della struttura.
- Possibilità di rinforzare anche pilastri perimetrali intermedi e di angolo utilizzando FRP con "sistema ad umido" o, in alternativa, il tessuto metallico SFRP con solo stucco epossidico (per la capacità di passare in questi casi le fasce anche in ridottissimi spazi tra lato della colonna occluso e pannello di facciata senza rimuovere il pannello).
- Possibilità di saltare con la fasciatura anche le parti localmente interessate dalla presenza di squadrette di bloccaggio delle pannellature ai pilastri.
- Possibilità di continuare (se necessario in sede di intervento definitivo) il rinforzo lungo l'intera colonna senza armature di attesa o problemi legati alla ripresa dei getti.

Svantaggi

- Non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale, né del momento flettente.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Realizzare la fasciatura del pilastro per un'altezza dal pavimento (L_{pl}) almeno pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$, dove l_p è l'altezza del pilastro.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. *“Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-2

**CONFINAMENTO ALLA BASE DEI PILASTRI MEDIANTE
ANGOLARI E CALASTRELLI METALLICI**

Obiettivi

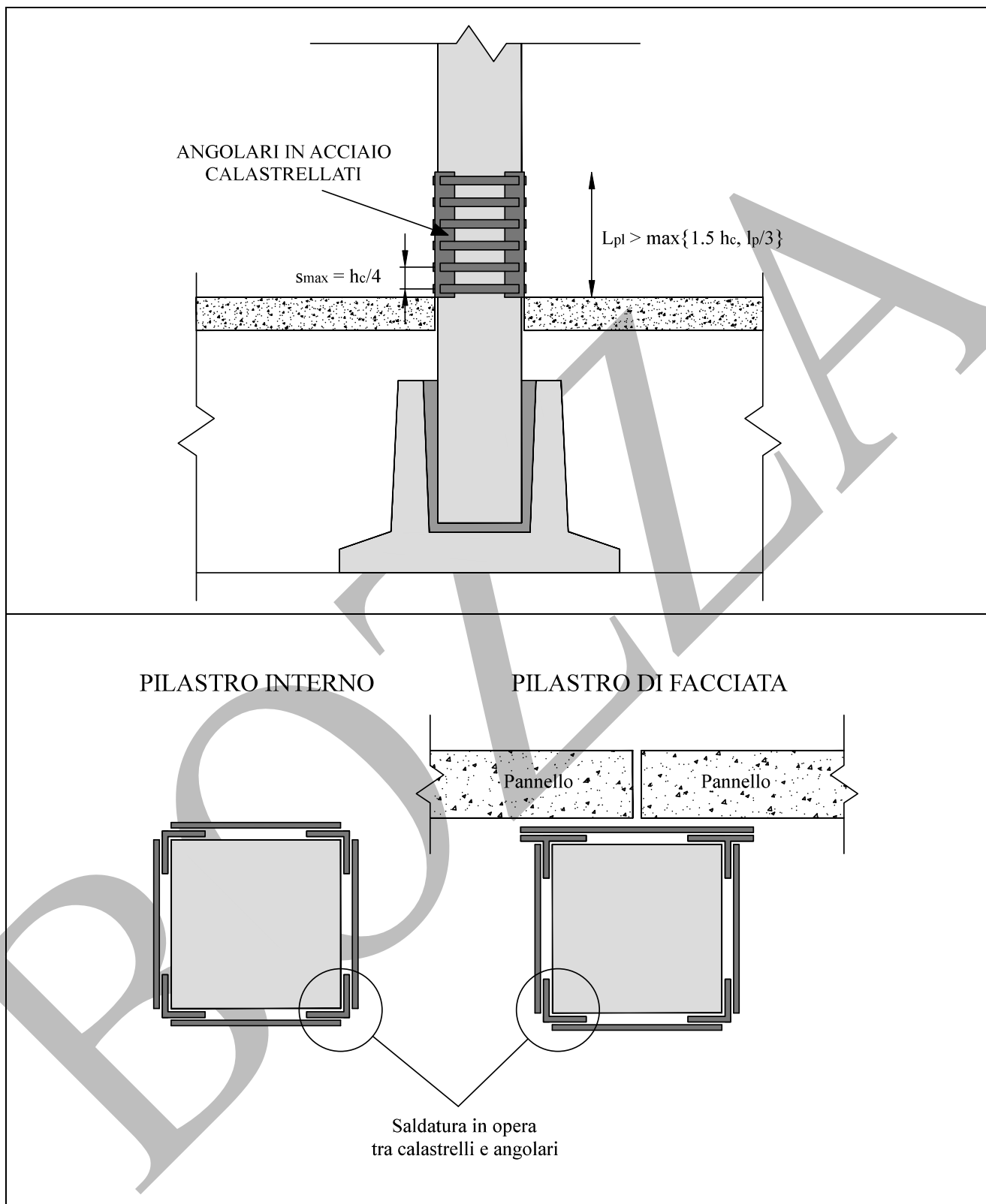
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della resistenza a taglio.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro inadeguato a contrastare l'instabilità delle barre longitudinali..

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Eventuale riparazione preliminare delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro mediante asportazione del calcestruzzo e ripristino con opportuni prodotti.
3. Fissaggio degli angolari mediante tasselli. Qualora le armature presenti non siano accessibili, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli.
4. Saldatura in opera dei calastrelli.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale né di momento flettente.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Saldare in opera i calastrelli per un'altezza (L_{pi}) pari almeno al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro) e passo massimo (s_{max}) pari a 1/4 della dimensione della sezione del pilastro (h_c).

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. *“Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-3

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE ANGOLARI E CALASTRELLI METALLICI**

Obiettivi

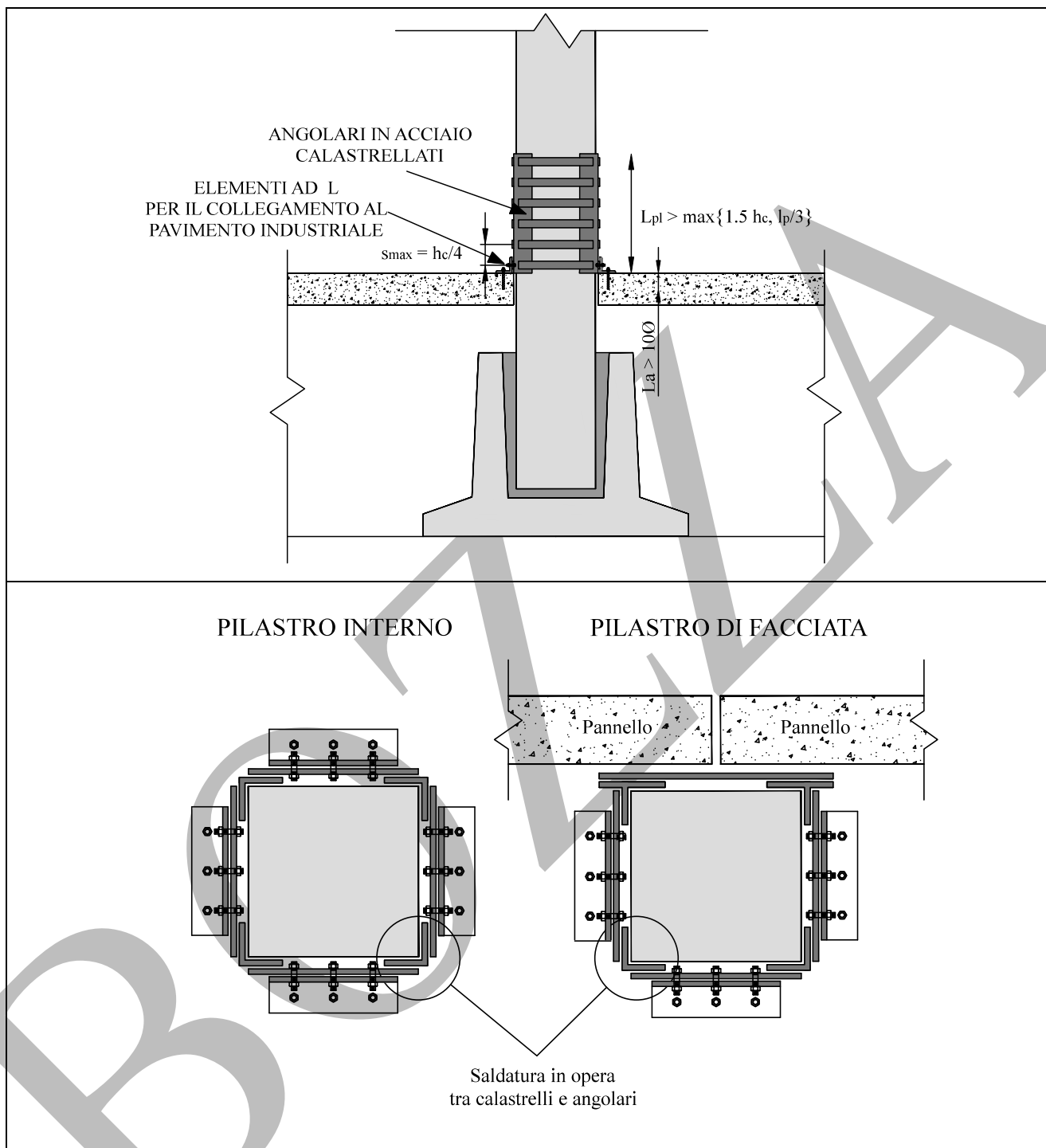
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della resistenza a taglio ed a flessione della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro potrebbero non essere considerati sufficienti a scongiurare l'instabilità delle barre longitudinali.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Eventuale riparazione delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro.
3. Fissaggio degli angolari mediante tasselli. Qualora le armature presenti non siano accessibili, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli.
4. Saldatura in opera dei calastrelli.
5. Foratura del pavimento per inghisaggio delle barre di collegamento degli elementi ad L: lunghezza (L_a) almeno pari a 10ϕ .
6. Posizionamento degli elementi a L.
7. Inghisaggio delle barre nel pavimento industriale mediante resina.
8. Bullonatura degli elementi a L ai calastrelli.



Vantaggi

- Discreta velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Realizzazione del vincolo alla base piuttosto complessa
- Non realizzabile in pavimenti con finiture di pregio.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Saldare in opera i calastrelli per un'altezza (L_{pl}) pari almeno al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro) e passo massimo (s_{max}) pari a $1/4$ della dimensione della sezione del pilastro (h_c).

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. “*Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*”, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-4

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE INCAMICIATURA IN HPFRC**

Obiettivi

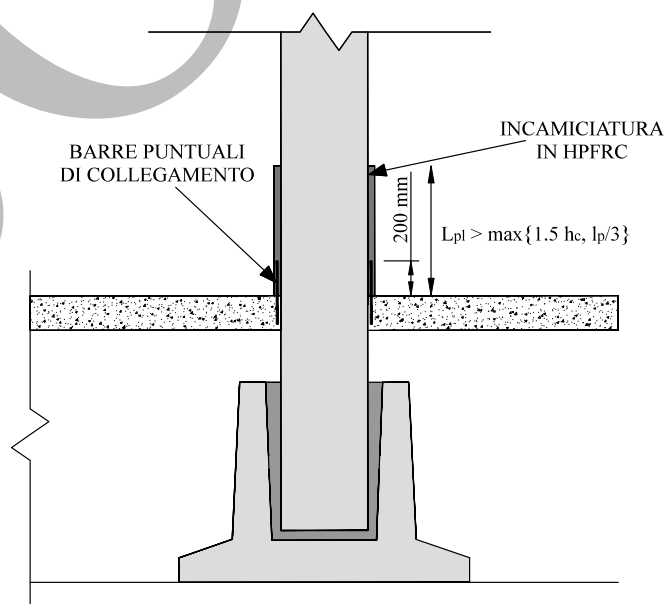
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della capacità portante (azione assiale, momento flettente e taglio) della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

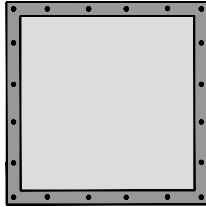
- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante della sezione.

Fasi realizzative

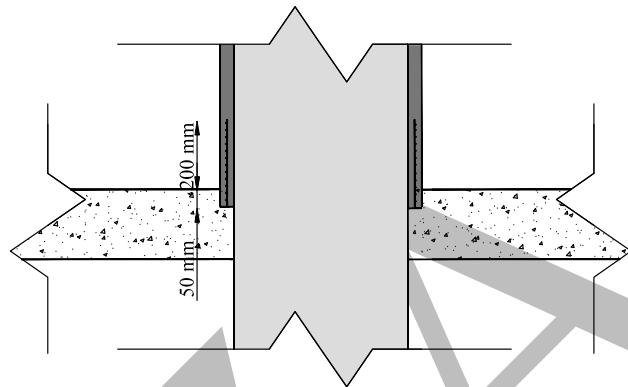
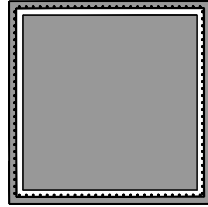
1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura puntuale del pavimento industriale per l'inghisaggio delle barre di collegamento con la camicia. In alternativa è possibile utilizzare un collegamento tramite rete elettrosaldata previo scasso nel pavimento industriale per il posizionamento della rete stessa.
3. Idro-sabbiatura o scarifica della superficie del pilastro al fine di rimuovere la porzione di calcestruzzo ammalorata (se presente) e ottenere una rugosità sufficiente per garantire l'aderenza tra calcestruzzo di base e calcestruzzo fibro-rinforzato senza l'ausilio di adesivi epossidici.
4. Casseratura e getto della camicia in HPFRC.



Collegamento con
connettori



Collegamento con
rete elettrosaldata



Vantaggi

- Incremento della resistenza flessionale della sezione di base del pilastro dovuto sia al collegamento con il pavimento industriale, sia all'aumento del braccio della coppia interna.
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Necessità di cassetteria a tenuta lungo tutto il perimetro, essendo il materiale utilizzato autocompatante.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Nel caso di collegamento puntuale la lunghezza dei connettori deve essere tale da sviluppare almeno una lunghezza di 200 mm dal piano del pavimento.

Nel caso di collegamento tramite rete elettrosaldata realizzare uno scasso di almeno 50 mm di profondità nel pavimento industriale e utilizzare una rete elettrosaldata di piccolo diametro e maglia orientativamente di 30x30 mm. La rete elettrosaldata deve estendersi per almeno 200 mm al di sopra del piano di pavimento.

La cassetteria e il getto della camicia in FRC/HPFRC deve estendersi per un'altezza (L_{pl}) almeno pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (l_p altezza del pilastro). Lo spessore suggerito per la camicia non deve essere inferiore a 40 mm.

N.ID. RP-5

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE INCAMICIATURA IN C.A.**

Obiettivi

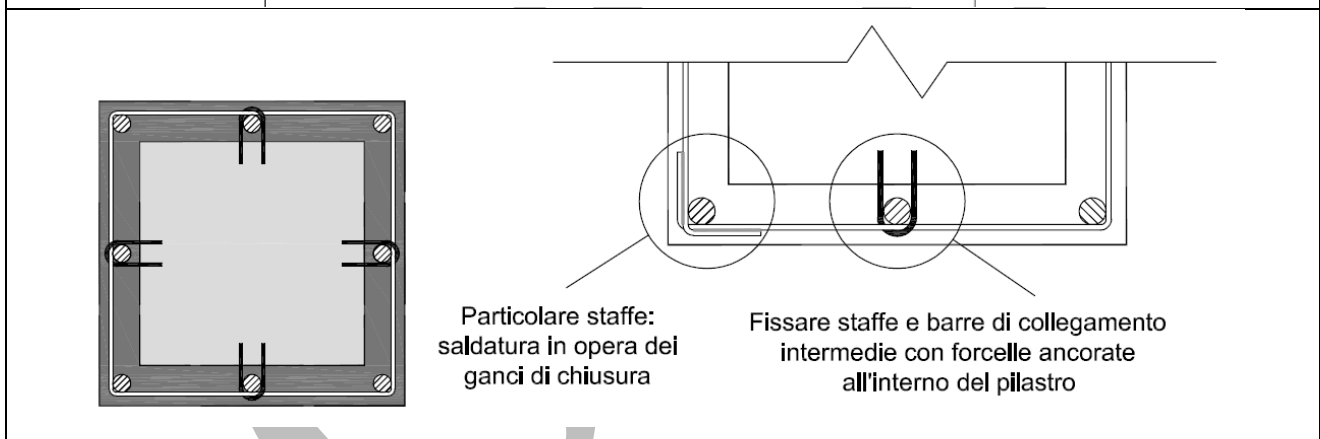
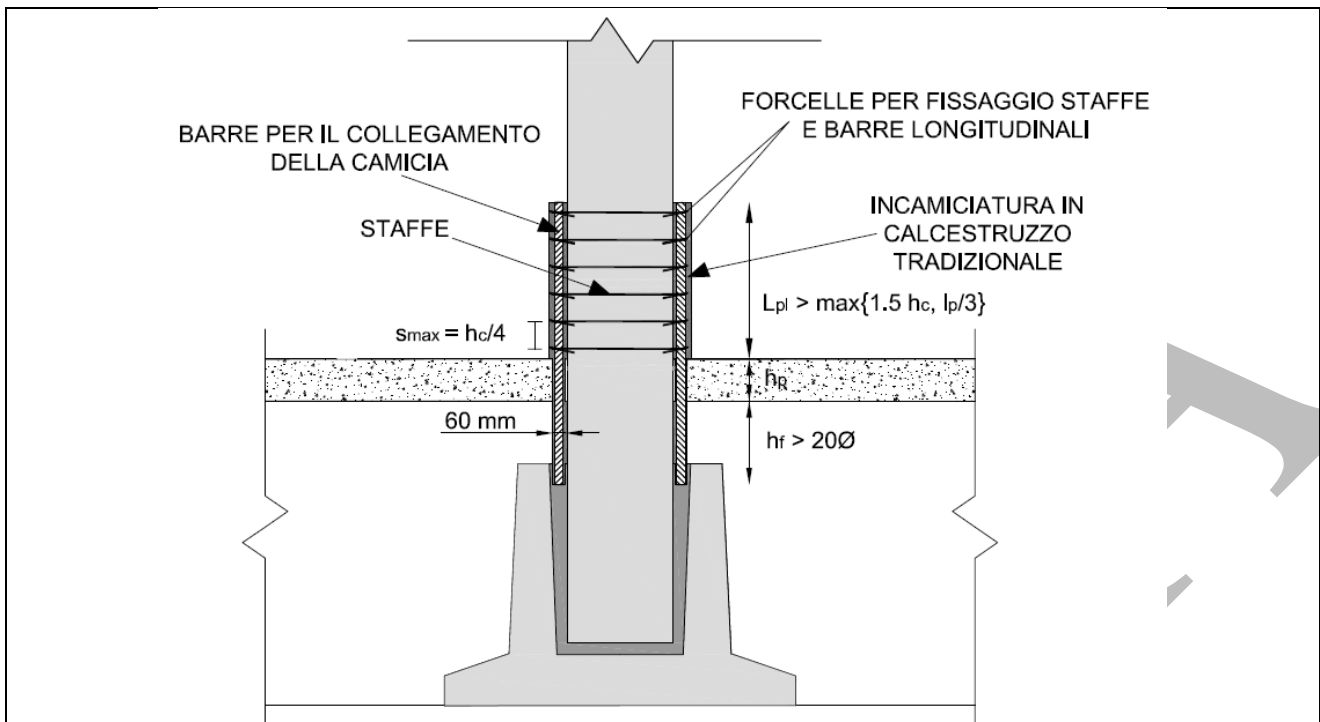
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della capacità portante (azione assiale, momento flettente e taglio) della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante della sezione.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Idro-sabbiatura o scarifica della superficie del pilastro al fine di rimuovere la porzione di calcestruzzo ammalorata (se presente).
3. Carotaggio sia del pavimento industriale con realizzazione di un foro passante sia del plinto per il collegamento della camicia per una profondità (h_f) pari ad almeno 20ϕ (con ϕ diametro delle barre di collegamento) nel plinto. Si suggerisce di realizzare un foro di diametro almeno pari a 60 mm. Il diametro delle barre di collegamento è funzione dell'incremento di resistenza flessionale desiderato, mentre la loro lunghezza è pari ad almeno la distanza tra pavimento e fondo foro + la lunghezza della cerniera plastica ($L_0 + L_{pl}$) con L_{pl} pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro).
4. Inserimento delle barre di collegamento nei fori.
5. Posizionamento delle staffe a interasse massimo (s_{max}) pari a $\frac{1}{4}$ della dimensione della sezione del pilastro, con saldatura dei ganci di chiusura.
6. Fissaggio con resina all'interno del pilastro, in corrispondenza dell'intersezione tra staffe e barre longitudinali, di forcelle per impedire l'imbozzamento delle barre e lo spanciamiento delle staffe, garantendo un efficace confinamento. Realizzare il fissaggio con forcelle solo in corrispondenza delle barre longitudinali intermedie.
7. Casseratura e getto della camicia in calcestruzzo (classe minima C40/50). Lo spessore della camicia è generalmente compreso tra 80 e 100 mm a seconda del diametro delle barre di collegamento..



Vantaggi

- Incremento della resistenza della sezione di base del pilastro.
- Basato sull'utilizzo di tecniche tradizionali ben consolidate.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Metodo di rinforzo invasivo e laborioso.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Deve essere dimensionato per consentire alla sezione di base del pilastro di sostenere le azioni sismiche di progetto.

N.ID. RP-6

**RINFORZO LOCALE CON INCRAVATTATURA
METALLICA CON EVENTUALE CONNESSIONE ALLA
FONDAZIONE**

Obiettivi

- L'intervento ha lo scopo di rinforzare localmente il pilastro fortemente fessurato incrementando anche il confinamento passivo del calcestruzzo, è rivolto anche a pilastri che in origine non sono stati progettati con un'armatura adeguata. Prolungando gli elementi verticali con opportuni tirafondi e collegandoli con le fondazioni è possibile utilizzare questo intervento per incrementare l'armatura longitudinale allo scopo di migliorare la capacità portante a flessione.

Casi di applicazione

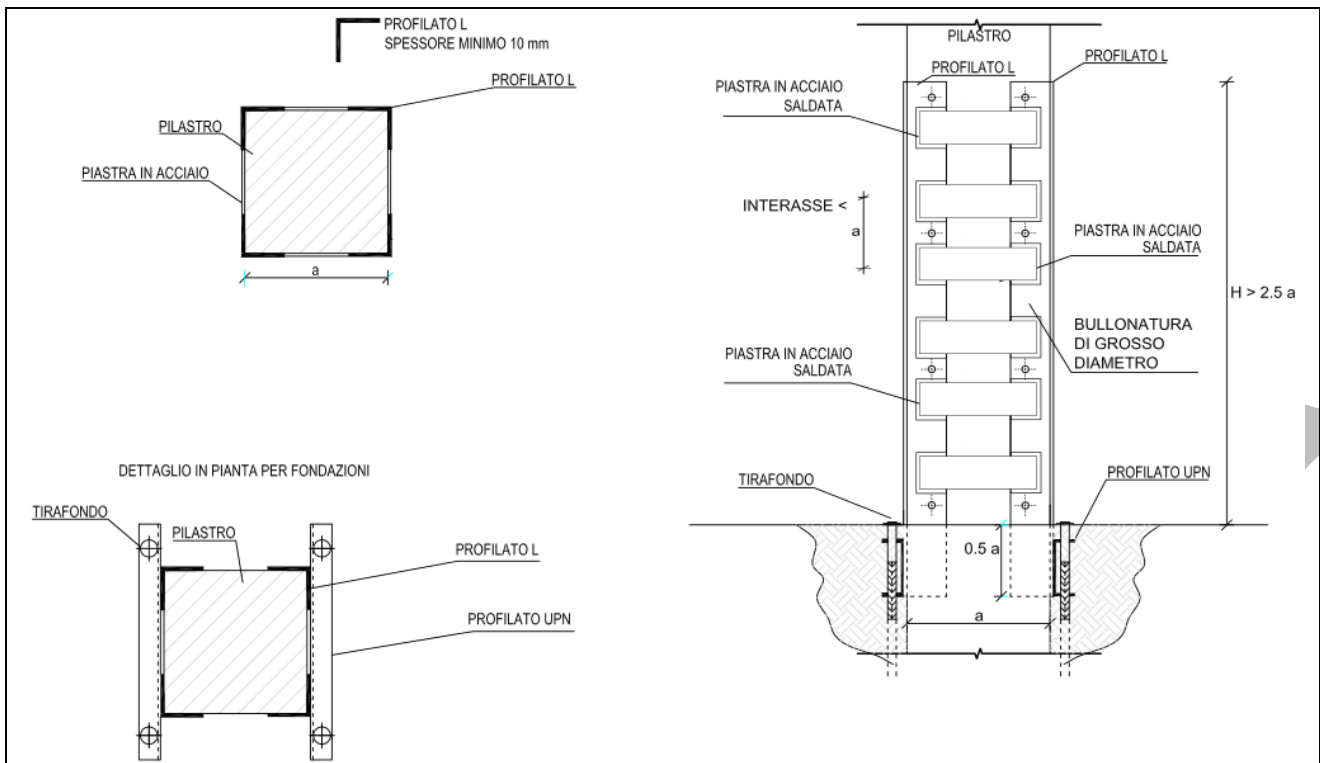
- Pilastro con importante fessurazione.

Fasi realizzative

1. Applicazione di angolari di spessore non inferiore a 10 mm e di lunghezza almeno uguale a 2.5 volte il lato maggiore del pilastro da rinforzare. Se si intende incrementare anche la resistenza a flessione, rendendo efficace questi elementi come armatura longitudinale, è necessario eseguire il fissaggio degli elementi con tasselli, opportunamente dimensionati, forando all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Saldatura degli angolari con piatti trasversali – o calastrelli – opportunamente equi-spaziati a distanza non superiore al lato del pilastro, si suggerisce l'uso di piatti saldati con cordone d'angolo su tre lati per ogni estremità sovrapposti agli angolari per una lunghezza pari ad almeno la larghezza del piatto da unire. Saldare prima tutti i calastrelli ad una estremità su un angolare quindi procedere all'unione delle altre estremità all'angolare opposto
3. Se l'intervento viene eseguito contestualmente al rifacimento del colpetto di pavimentazione alla base del pilastro, prolungare gli angolari al disotto del piano della pavimentazione per una quota pari a metà del lato del pilastro saldandovi due profili UPN (altezza minima 120 mm) con fori per il passaggio dei tirafondi di collegamento alla fondazione.

Note

In una seconda fase del consolidamento un getto integrativo può proteggere le armature metalliche da fuoco e corrosione ed aumentarne l'aderenza al pilastro stesso rendendo definitivo il miglioramento del pilastro. La soluzione può essere anche applicata alla sommità dei pilastri in concomitanza con la solidarizzazione della trave soprastante (vedi punto successivo).



Vantaggi

- L'intervento consente la predisposizione rapida di un confinamento passivo alla base del pilastro per la sua lunghezza critica, incrementandone la duttilità a compressione del calcestruzzo e quindi a flessione della zona critica.
- L'assenza di collegamenti (tasselli) tra i profili angolari in acciaio longitudinali ed il pilastro, evita, in assenza di adeguate computazioni di modificare lo schema statico del progetto originario in termini di sezione e critica e relativa duttilità
- L'armatura così disposta è pronta per eventuali successivi interventi di rinforzo flessionale a seguito di un'adeguata incamiciatura e di un eventuale scasso della pavimentazione per favorire la connessione con le armature flessionali

Svantaggi

- Il costo è sicuramente più elevato di una semplice incamiciatura in materiale ad alte prestazioni e di una eventuale aggiunta di consueta armatura trasversale e longitudinale
- Può comportare una certa difficoltà di esecuzione in corrispondenza di pilastri a ridosso di pannelli di tamponamento e di spigolo. In questi casi si può operare saldando ad un angolare i piatti metallici sporgenti oltre la larghezza del lato del pilastro sui quali imbullonare un secondo profilo angolare disposto con un lato a contatto con il pilastro e con l'altro a contatto con il piatto fuoriuscente
- Può comportare la necessità di spacchi locali della crosta portante del pannello per operare le saldature dei piatti.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Se l'intervento viene effettuato con l'unico e precipuo scopo di aumentare il confinamento nelle zone critiche, non garantito dalla insufficiente armatura trasversale, il dimensionamento dei calastrelli va effettuato in maniera tale da garantire, nella zona di intervento, lo stesso effetto di confinamento prescritto dalle attuali norme per la classe di duttilità B, e dunque mediante la relazione:

$$\frac{A_{calastrello}}{s} \geq 0.08 \cdot \frac{f_{cd} \cdot a}{f_{yd}}; \frac{A_{calastrello}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} \cdot a}{f_{yd}}$$

dove:

- $A_{calastrello}$ rappresenta ovviamente l'area del singolo calastrello;
- s rappresenta la spaziatura, lungo l'altezza della zona confinata, dei calastrelli;
- a è la larghezza della sezione del pilastro;
- f_{cd} ed f_{yd} sono rispettivamente i valori di progetto, calcolati secondo le vigenti norme tecniche, della resistenza a compressione (cilindrica) del calcestruzzo del pilastro (da assumersi con riferimento alla documentazione disponibile?) e dell'acciaio impiegato per i calastrelli. Quest'ultimo deve soddisfare i requisiti indicati dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni ai capitoli 7 ed 11.

In una logica di gerarchia delle resistenze la saldatura dei calastrelli agli angolari metallici disposti ai quattro spigoli del pilastro andrà dimensionata per una forza pari a $A_{calastrello} \cdot f_{ud}$, dove f_{ud} rappresenta il valore di progetto della resistenza ultima dell'acciaio dei calastrelli, valutato secondo le vigenti norme.

Bibliografia

Bonfanti C., Carabellese A., Toniolo G., *Strutture Prefabbricate: Catalogo Delle Tipologie Esistenti*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2008, disponibile in libero accesso al link:

<http://www.reluis.it/images/stories/Catalogo%20tipologie%20strutture%20prefabbricate.pdf>

Capozzi V., *Comportamento Sismico Dei Collegamenti Nelle Strutture Prefabbricate*, Tesi di dottorato (2009).

Capozzi V., Magliulo G. e Manfredi G., *Resistenza a taglio delle connessioni trave-pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate*, Industrie e Manufatti Cementizi - ASSOBETON 9 (2009), 12-25.

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009, suppl. ordinario n. 27.

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004, EN 1992-1-1

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2005, EN 1993-1-1

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*, 2005, EN 1993-1-8

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 2003, EN 1998-1

D. M. del 16 gennaio 1996, *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 05/02/1996.

D. M. del 3 dicembre 1987, *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicato nel supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 106 del 7 maggio 1988.

D.M. 14 gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Ministero delle Infrastrutture, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ordinario n. 30.

Decreto-Legge n. 74 del 6 giugno 2012, *Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 131 del 07/06/2012.

Di Croce M., Di Ludovico M., Di Sarno L., Fico R., Longo A., Magliulo G., Manfredi G., Prota A., *Terremoto dell'Emilia: report preliminare sui danni registrati a Pieve di Cento (BO), Camposanto (MO), Medolla (MO) e Crevalcore (BO) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 Rilievi e Verifiche di Agibilità del 30 e 31 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link [http://www.reluis.it/images/stories/Report_Reluis30_31_Maggio_2012\(1\).pdf](http://www.reluis.it/images/stories/Report_Reluis30_31_Maggio_2012(1).pdf)

Ercolino M., Coppola O., Petrone C., Magliulo G., *Report sui danni registrati a Mirandola (MO) in seguito all'evento sismico del 29 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link http://www.reluis.it/images/stories/2012_05_29_report%20Mirandola.pdf

Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Magliulo G., *Report sui danni registrati a San Felice sul Panaro (MO) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link: http://www.reluis.it/images/stories/report_San-Felice-sul-Panaro_20-29maggio.pdf

Faggiano B., Iervolino, I., Magliulo, G., Manfredi G., Vanzi I., *Il comportamento delle strutture industriali nell'evento de L'Aquila. Progettazione Sismica 3* (2009), 207-213.

Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G., *Neoprene-concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings*, *Engineering Structures* 33 (2011), 532-538.

Magliulo G., Fabbrocino G., Manfredi G., *Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses*, *Engineering Structures* 30 (2008), 2580-2588.

Mandelli Contegni M., A. Palermo A., Toniolo G., *Strutture Prefabbricate: Schedario di edifici Prefabbricati in c.a.*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2008, disponibile in libero accesso al link <http://www.reluis.it/images/stories/Schedario%20edifici%20prefabbricati%20in%20ca.pdf>

Mandelli Contegni M., Palermo A., Toniolo G., *Strutture prefabbricate: Schedario dei Collegamenti*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2007, disponibile in libero accesso al link

<http://www.reluis.it/images/stories/Schedario%20collegamenti%20in%20strutture%20prefabbricate.pdf>.

Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.72 del 08/052003.

Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, *Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.108 del 11/05/06.

ReLUIIS e dal Dipartimento della Protezione Civile, *Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, 2011, disponibile in libero accesso al link: http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf.

Riva P., Belleri A., Mauro Torquati, *Progettazione di strutture prefabbricate monopiano*, Industrie manufatti cementizi, 16 (2010), 10-16.

Riva P., Belleri A., Torquati M., *Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 18 (2011), 26-34.

Riva P., Belleri A., Torquati M., *Analisi sismica di strutture prefabbricate*, Industrie manufatti cementizi, 20 (2011), 28-37.

Torquati M., Belleri A., Riva P., *Progettazione degli impalcati prefabbricati per il trasferimento di forze orizzontali*, Industrie manufatti cementizi, 23 (2012), 20-29. ISSN 2225-6040.

Savoia M., Bacci L., Vincenzi L., *Rilievo fotografico durante sopralluogo del 23 e 28 maggio 2012 (dopo la prima sequenza sismica del 20 maggio 2012)*, 2012, disponibile in libero accesso al link http://www.reluis.it/images/stories/Report_31-5-2012_prefabbricati.pdf

UNI EN 15512, *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio - Scaffalature porta-pallet - Principi per la progettazione strutturale*, del 14 maggio 2009.

Gruppo di Lavoro

Il presente Documento è stato predisposto da un Gruppo di lavoro costituito da:

- per Assobeton:

Antonella Colombo, Alessandra Ronchetti

- per il Consiglio Nazionale Ingegneri:

Giovanni Cardinale, Massimo Mariani, Augusto Gambuzzi

- per il Dipartimento della Protezione Civile:

Mauro Dolce, Claudio Moroni

- per ReLUIS:

Gennaro Magliulo (segretario), Gaetano Manfredi, Marco Di Prisco, Claudio Modena, Giovanni Plizzari, Paolo Riva, Marco Savoia, Giandomenico Toniolo, Giovanni Fabbrocino, Liberato Ferrara, Andrea Prota, Alberto Balsamo, Claudio Bernuzzi, Davide Bolognini, Roberto Nascimbene

In collaborazione con:

- per la Federazione degli Ordini degli Ingegneri dell'Emilia Romagna: Felice Monaco

- per il CTS: Pier Paolo Diotallevi