



## MANUALE DELLE OPERE PROVVISORIALI URGENTI POST-SISMA

M. Dolce (coordinatore scientifico),  
D.Liberatore, C. Moroni, G. Perillo, G. Spera, A. Cacosso  
(Università degli studi della Basilicata)



**Responsabile progetto per**

**l'Amm.<sup>ne</sup>:**

Sabato Sergio – USSN DPC

**Realizzazione CD:**

Giovanni Lagorio – USSN DPC

**Commissione di**

**verifica:**

Angelo Pizza – USSN  
DPC

Massimiliano Severino –  
USSN DPC

Mario Bellizzi – VV.F.

## **INDICE**

Le foto di copertina:

Foto 1: Toponomastica del Vomero  
(NA) dal 1775;

Foto 2: Sicilia, terremoto del 1908

# PREMESSA

Nella fase della prima emergenza post-terremoto, uno dei problemi più delicati che le autorità di protezione civile ed i tecnici dei Centri Operativi devono affrontare riguarda l'esecuzione di opere provvisorie per la messa in sicurezza di strutture (demolizioni, puntellamenti, messa in opera di tiranti metallici, cerchiature, transennamenti, etc.) fortemente danneggiate (SSN-GNDT 1998). Si tratta di interventi, caratterizzati quasi sempre dalla somma urgenza, che risultano necessari per evitare il progredire del danno, anche determinato dalle repliche sismiche, e/o per tutelare l'incolumità delle persone e/o per ripristinare rapidamente le normali attività socio-economiche.

Gli aspetti più complessi di queste opere, sono riconducibili alla scelta della più idonea tipologia d'intervento, alla corretta esecuzione e all'ottimizzazione dei costi.

In particolare, quest'ultimo aspetto riveste una rilevante importanza, considerato il numero degli interventi che vengono effettuati dopo un evento sismico significativo e che costituiscono, nella generalità delle realizzazioni, opere destinate ad essere rimosse nella successiva fase della riparazione definitiva. Infatti, una volta rimossi, i puntelli in legno non sono più riutilizzabili, mentre gli elementi tubolari in acciaio vengono frequentemente presi a nolo e, considerati i tempi tecnici e amministrativi per giungere alle riparazioni definitive, incidono sensibilmente sul costo totale del ripristino. Si pensi, ad esempio, all'intensa attività svolta in questo campo in Umbria e Marche dopo il sisma del 26 settembre 1997, dove, in particolare sui beni storici e monumentali, sono stati effettuati un grandissimo numero di interventi, il cui costo complessivo ha raggiunto diverse decine di miliardi di lire. Anche l'altro aspetto, relativo alla scelta della più idonea tipologia d'intervento, viene sostanzialmente risolto facendo riferimento agli usuali interventi in campo statico, spesso senza una adeguata considerazione dei possibili fenomeni dinamici legati all'evoluzione della serie sismica in atto, né delle pesanti interferenze nelle comunicazioni nel già inadeguato reticolo viario urbano dei nostri centri storici, conseguenti all'adozione generalizzata di alcune ingombranti tipologie d'intervento.

In complesso, le soluzioni adottate appaiono, spesso, inefficaci, antieconomiche o eccessive, quando anche non suscitino motivata preoccupazione.

Qualche considerazione su opere realizzate chiarisce meglio le perplessità dette. Ad esempio, nell'intervento riportato in **Figura 1**, relativo ad un puntellamento di contrasto tra due edifici prospicienti, si può notare, che alcuni puntelli sono applicati su campi privi di incroci murari. In questo modo, non è garantita un'efficace opposizione alla forza di contrasto, creando, peraltro, una situazione di incremento della vulnerabilità sismica sulla struttura prospiciente a quella dissestata. Altro accorgimento di cui si riscontra la mancanza, riguarda i collegamenti puntello-muro, dove non sono stati realizzati i vincoli bilaterali, necessari ad evitare, in caso di sisma, la perdita di posizione del puntello o una sua azione di martellamento su uno dei due muri. Infine la snellezza dei puntelli e il sistema di controventamento appaiono inadeguati. Altro esempio di puntellamento di contrasto, con problematiche analoghe è riportato in **Figura 2** e' riportato un altro esempio di puntellamento di contrasto, con problematiche analoghe.

**Figura 1.** Sellano (Pg) –Terremoto del 26.09.97.  
Puntellamento di contrasto



**Figura 2.** Nocera Umbra (Pg) –Terremoto del 26.09.97.  
Puntellamento di contrasto



**Figura 3** Cesi (Mc) –Terremoto del 26.09.97. Puntellamento di facciata e d'angolo

L'intervento riportato in figura 3, riguarda un puntellamento di facciata e d'angolo di un edificio sito a Cesi (Macerata). Anche qui, più di qualche perplessità è suscitata sia dalle tecniche di realizzazione, sia dalla scarsa considerazione verso possibili repliche. La prima riguarda l'efficacia e/o la sufficienza statica, in particolare del puntellamento d'angolo, costituito da puntelli forse troppo snelli. La carenza di vincolo alle murature, invece, fa temere una perdita di contatto con il puntello, a causa delle vibrazioni indotte da possibili repliche sismiche; le conseguenze, in questo caso, possono manifestarsi con la sua caduta, creando situazioni di pericolo o la perdita dell'efficacia nel contrasto con il corpo murario. Una seconda perplessità ha carattere più generale e riguarda la scelta della tipologia d'intervento. I puntelli inclinati ingombrano un'ampia area circostante l'edificio, rendendo la strada intransitabile agli autoveicoli.

**Figura 3.** Cesi (Mc) –Terremoto del 26.09.97.  
Puntellamento di facciata e d'angolo



**Figura 4** Spello (Pg) – Terremoto del 26.09.97. Puntellamento della parete perimetrale della Chiesa di S. Giovanni .

Un esempio analogo, con le stesse problematiche di interferenza con la viabilità, è mostrato in **Figura 4** . Si tenga conto che gran parte di questi interventi rimangono in opera per parecchi anni (anche 10-20), pur perdendo efficacia nel tempo, determinando la paralizzazioe e, talvolta, la totale inagibilità dei centri storici.

**Figura 4.** Spello (Pg) – Terremoto del 26.09.97.  
Puntellamento della parete perimetrale della Chiesa di S. Giovanni .



Alternative possibili si possono spesso individuare in tirantature metalliche (o cerchiature globali), che, oltre a non determinare ingombri sugli spazi prospicienti la struttura, risulterebbero pienamente idonee ai fini della resistenza dell'edificio rispetto a ulteriori scosse sismiche e, se opportunamente progettate, potrebbero essere integrate nell'intervento definitivo. Esempi di tirantature/cerchiature, anche ben progettate ed eseguite con tecnologie tradizionali o innovative, sono frequenti su elementi di dimensioni contenute, quali i campanili (**v. fig. 5, 6**) per i quali è quasi sempre irrealizzabile il contrasto a terra e o con strutture limitrofe.

**Figura 5** Cerchiatura della cella campanaria di Forfi

**Figura 5.** Cerchiatura della cella campanaria di Forfi



**Figura 6** Cerchiatura del campanile della Chiesa S. Maria Assunta in Foligno (frazione Belfiore)

**Figura 6.** Cerchiatura del campanile della Chiesa S. Maria Assunta in Foligno (frazione Belfiore)



Molti altri esempi possono confermare le perplessità esposte sugli interventi realizzati dopo i recenti terremoti. Quelli esaminati evidenziano, al di là della buona o cattiva progettazione ed esecuzione, come i tecnici che hanno operato nel dopo terremoto abbiano di norma privilegiato i puntellamenti di ritegno, ricorrendo alle tirantature e cerchiature globali solo in condizioni di impossibilità di posa in opera dei puntelli, per mancanza di strutture di contrasto, o eccessiva altezza da terra.

Ad attenuare la sensazione di scarsa attenzione degli operatori ai fenomeni dinamici in atto ancora dopo la scossa principale o alle possibili alternative utilizzabili, è la consapevolezza della sostanziale carenza generale in materia, che si rileva nella mancanza di letteratura specifica (nella quale si ritrovano solo sporadici accenni a complemento della trattazione di problematiche di dissesto, sempre in campo statico), ma anche di progetti di ricerca mirata.

Un attento lavoro di rivisitazione dello stato dell'arte (Di Pasquale et al. 1981, Falsini et al. 1994, Mastrodicasa, 1993) e della prassi operativa è stato il punto di partenza di un'attività di approfondimento scientifico e tecnico della problematica. In sostanza, esso ha condotto alla pubblicazione, da parte del Servizio Sismico Nazionale (Bellizzi M. 2000), del volume *"Le opere provvisorie nell'emergenza sismica"*, che rappresenta un preliminare, ancorché unico nel suo genere, strumento di supporto alla progettazione di interventi provvisori. Nel testo, uno spazio particolare è dedicato agli interventi sui Beni Culturali, riproponendo il modello d'intervento contenuto nel Documento Ballardini-Dogliani, approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale del Rischio Sismico il 12.12.1986. Dall'analisi dello stato dell'arte e della pratica sono stati, poi, tratti gli indirizzi per affrontare in chiave scientifica le problematiche del comportamento di questa tipologia di opere ed arrivare a definire percorsi progettuali adeguati agli obiettivi ed al contesto operativo. In tal senso, è stata avviata nel 2001 una convenzione tra il Servizio Sismico Nazionale ed il Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria (DiSGG). dell'Università della Basilicata, per attività di studio e ricerca sulle problematiche

delle opere provvisionali post-sisma, denominata Progetto OPUS (**O**pere **P**rovvisionali **U**rgenti post-**S**isma), di cui questo volume è il prodotto finale di sintesi.

Le ricerche svolte nell'ambito del progetto OPUS hanno affrontato in modo sistematico, forse per la prima volta, il comportamento delle opere provvisionali post-terremoto, al fine di dare criteri e strumenti di progettazione, di immediata applicazione e in grado di garantirne la correttezza dell'approccio. Si è partiti da una raccolta di esempi e di documentazione per una definizione migliore dello stato dell'arte e della prassi, arrivando, attraverso una valutazione critica qualitativa e quantitativa, ad una classificazione funzionale delle opere provvisionali, con gli eventuali perfezionamenti atti a migliorarne le prestazioni sotto azioni sismiche. La sperimentazione è stata volta principalmente a verificare la validità delle tecniche prese in esame attraverso prove sui materiali (funi e nastri in acciaio, cinghie in poliestere), su elementi strutturali rafforzati mediante cerchiaggio (pilastri in muratura), sistemi di contenimento in scala al vero (puntellazioni, tirantature). Per questi ultimi si sono riprodotte le effettive condizioni di lavoro ed effettuate prove pseudodinamiche di simulazione degli effetti di scosse sismiche.

Queste attività hanno permesso di verificare i livelli di sicurezza raggiungibili con le tecniche d'intervento individuate nelle attività precedenti, confrontare l'efficacia di interventi tra loro alternativi, individuare possibili ulteriori perfezionamenti e verificare la correttezza dei metodi di calcolo semplificati.

## 5 PUNTELLI VERTICALI

### 5.1 Presupposti e scopi

L'azione dei puntelli verticali è volta essenzialmente a fronteggiare il dissesto da traslazione verticale.

I puntelli esplicano azioni concentrate sulla massa presidiata, per questo lo stato della zona muraria direttamente interessata deve essere tale da garantire l'assorbimento di queste azioni localizzate. In assenza di questa condizione, si procede preventivamente al consolidamento locale della zona muraria direttamente sottoposta alla reazione del puntello con coli o iniezioni a bassa pressione di malta cementizia. Lo stesso vale nella zona di piede del puntello, nel caso la massa presidiante sia la muratura sottostante. In alternativa si disporranno opportuni elementi di ripartizione degli sforzi, in maniera da ridurre le tensioni nei materiali delle masse presidiata e presidiante a valori accettabili.

Gli scopi teorici di questo tipo di puntellatura, in relazione al tipo di massa presidiata, si possono così riassumere:

Impedire la traslazione verso il basso della parte di muratura che, a causa di lesioni o parziali crolli con apertura di brecce, ha il suo grado di vincolo notevolmente ridotto.

Fornire l'appoggio d'estremità alle travi di solaio, quando quello originario ha perso di efficacia o è venuto completamente a mancare.

Fornire un appoggio intermedio alle travi di solaio in modo da ridurre la sollecitazione flettente in campata, quando dall'eccessiva deformazione o dalla fessurazione si riconosce uno stato critico di regime flessionale per questi elementi.

Provvedere allo scarico parziale delle zone di spalletta dei vani, assumendo in parte l'onere statico derivante dalla muratura sovrastante l'architrave.

In ogni caso lo scopo è di trasmettere i carichi raccolti dal puntello alla massa presidiante. L'obiettivo pratico dell'intervento è il trasferimento del carico sul puntello, e dunque occorre che questo entri in compressione all'atto della posa in opera. Per raggiungere tale scopo si forzano delle biette alla testa ed eventualmente al piede del puntello. La massa presidiante deve rappresentare un vincolo rigido, ossia senza cedimenti apprezzabili, per poter mantenere in compressione l'elemento.

Si cerca di distribuire quanto più possibile l'azione concentrata del puntello con la frapposizione di tavole, nel caso si utilizzi il legno. I puntelli in muratura di solito hanno sezione già ampia, ma anche per questi si potrebbe pensare ad un allargamento in testa e, eventualmente, al piede.

### 5.2 Vantaggi e Svantaggi

La puntellatura verticale può essere realizzata con elementi in legname, tubi in acciaio o in muratura strutturale. Si elencano di seguito i pro e contro di un intervento realizzato con puntoni e traversi in legname rispetto agli altri.

La messa in opera è agevole, rapida ed effettuabile su larga scala, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili. E' possibile optare per diverse geometrie dei	Necessita di adeguate condizioni di vincolo alla base ed al piede dei puntelli. Il suo contributo alle azioni orizzontali è nullo o trascurabile rispetto a quello delle tamponature.
---	---

<p>sistemi con la possibilità di conservare la transitabilità attraverso i vani.  Se realizzato in ambienti interni, il materiale non è soggetto all'azione degli agenti atmosferici, e presenta caratteristiche di buona durabilità.  Sono di massa contenuta rispetto alle tamponature.</p>	<p>Il materiale è difficilmente riciclabile, al contrario dei tubi in acciaio.  Richiede l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza per tutta la durata dell'intervento.  Se realizzato in ambienti esterni, presenta una ridotta durabilità per l'esposizione agli agenti atmosferici.  Necessita di controlli periodici per valutarne il mantenimento in efficienza.</p>
---	---

### 5.3 Stato dell'arte

E' un intervento che può essere utilizzato:

per sostenere pareti murarie: in corrispondenza di brecce apertesì nel muro, in corrispondenza di vani agendo sull'architrave;

per il sostegno di solai: quando ci sia, da parte di qualche trave, la perdita dell'appoggio o segno di cedimento a flessione;

come sostegno in corrispondenza di conci di chiave di archi o volte: in questo caso occorre valutare attentamente la natura del dissesto, che dovrebbe essere di tipo superficiale e circoscritto alla zone di intervento, affinché quest'ultimo, che è fortemente localizzato, possa essere di una qualche efficacia.

Questo tipo di puntellatura è eseguito in legno, in muratura oppure con l'ausilio di tubi e giunti in acciaio.

La massa presidiante può essere:

per i piani superiori: una parete muraria, una trave di solaio (possibilità da valutare con attenzione se non è previsto un puntellamento a cascata, che riporti il carico al suolo);

per il piano terra: il suolo stesso con frapposizione di dormienti o una base di traversi e correnti incrociati o, nei casi più onerosi, un plinto in muratura o in c.a...

#### 5.3.1 Puntelli singoli o doppi in legname

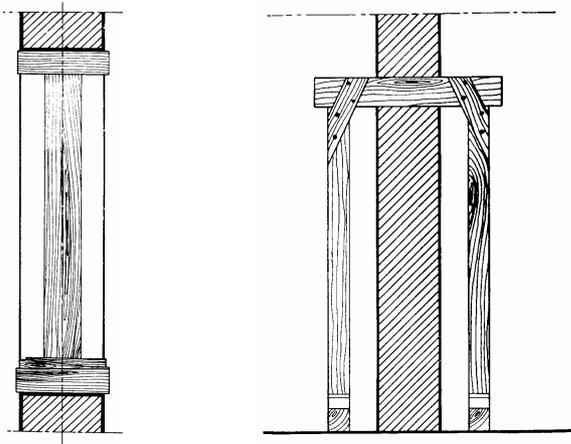
Si può intervenire con un *elemento verticale singolo* o con un *sistema doppio di puntelli (figura 5.1)*, collegati alla testa e alla base con dei *traversi*, posti a contatto della massa presidiata e di quella presidiante, e tramite i quali si trasmette l'azione fra puntelli e muratura. Gli elementi vanno portati in compressione mediante l'utilizzo di *biette* opportunamente forzate alle estremità.

**Figura 5.1.** Puntellature verticali:

1) a presidio di vani porta;

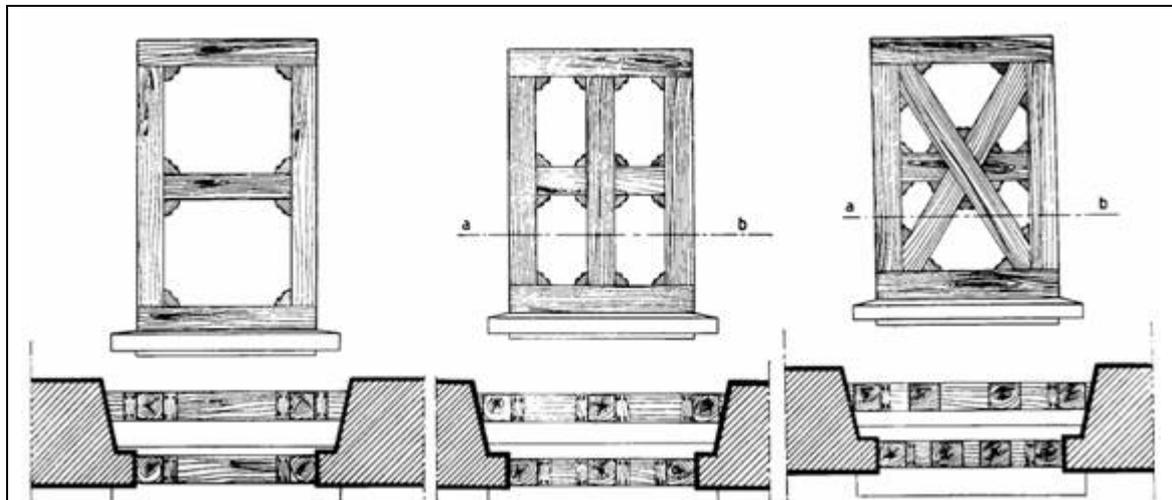
2) in ausilio della muratura sottostante o in opere di sostruzione.

(MASTRODICASA S., 1994).



**(figura 5.2)** Sbadacchiature di vani finestre.

**Figura 5.2.** Sbadacchiature di vani finestre. - (MASTRODICASA S., 1994)



Presidiando i vani porta o finestra con delle sbadacchiature, con collegamenti ben realizzati tra gli elementi, si ottiene una riquadratura del vano che porta ad un miglioramento della resistenza delle pareti alle azioni orizzontali. Il contributo delle sbadacchiature al sostegno delle azioni è maggiore se queste includono aste diagonali di controvento.

E' importante che il materiale sia stagionato per evitare il forte ritiro al quale sarebbe altrimenti sottoposto, che, oltre alla fessurazione del legname, potrebbe causare la perdita di contatto e l'inefficacia dell'intervento.

**(foto 5.1a)** Sbadacchiatura di vano porta.

**Foto 5.1.** Sbadacchiatura di vano porta  
(Muro Lucano – PZ, 1997 Convento dei Cappuccin)

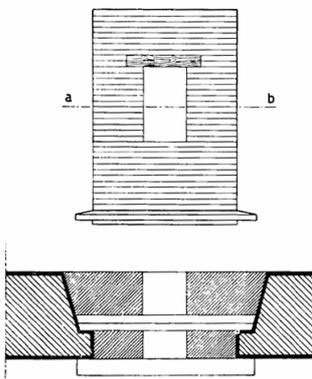


### 5.3.2 Tamponatura in muratura

Realizzati in mattoni pieni e malta di cemento, sono interventi ingombranti quanto efficaci. Trovano applicazione nel presidio di vani se di questi non se ne voglia far uso, nel qual caso si può arrivare alla chiusura completa dell'apertura. Possono, eventualmente, contenere aperture a loro volta, per conservare in parte l'utilizzo del vano. Contribuiscono anche ad aumentare la capacità di sopportare carichi orizzontali.

Se possibile, allo scopo di assorbire i carichi verticali in corrispondenza delle aperture o come sostegno a travi, si possono realizzare dei semplici pilastrini in muratura, meno ingombranti ma che esplicano delle azioni maggiormente concentrate rispetto alla tamponatura estesa. Chiaramente nel caso di sostegno di una trave non si deve assolutamente puntellare in falso sui solai, per cui occorre riportare i carichi a terra con un sistema di puntelli presente a tutti i livelli inferiori. I pilastrini non contribuiscono alla capacità portante di forze orizzontali.

**(figura 5.3)** Presidio di vani finestra a mezzo di nuclei murari.



### 5.3.3 Puntelli in acciaio

Si prestano bene all'impiego, per la semplicità di messa in opera e per la disponibilità del materiale, le aste in acciaio utilizzate usualmente nella carpenteria. Possono essere singole o da scaffalatura (composta da due elementi verticali controventati con aste di parete). È opportuno utilizzare elementi ad asta telescopica, in commercio presenti con diversi dispositivi per la regolazione dell'altezza e per il bloccaggio. È preferibile realizzare sempre un sistema opportunamente controventato evitando l'applicazione di puntelli isolati, che sotto l'azione sismica possono subire spostamenti in testa con la perdita del contatto e della verticalità.

## 5.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Sono già stati richiamati i materiali utilizzati e le possibili tipologie di puntelli verticali più spesso utilizzate. Si descrivono, nei successivi paragrafi, le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento, trascurando i puntoni verticali realizzati con tubi in acciaio, che presentano una estrema semplicità di messa in opera e per i quali comunque bisogna procedere secondo i criteri precedentemente esposti.

### 5.4.1 Singolo puntello in legno

**Controllo della stagionatura del materiale.** Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.

**Preparazione della base.** Questa fase viene eseguita solo nel caso ci si trova al piano terra ed il tipo di terreno cedevole e l'entità del carico siano tali da richiederlo. Si realizza la base disponendo i traversi ed i correnti su due o più strati sovrapposti, e tutti gli elementi devono essere solidarizzati fra loro con fasce metalliche e/o chiodature, in maniera da realizzare un vero e proprio plinto in legname. Si scava nel suolo l'alloggiamento della base e ve la si cala.

**Messa in posa dei dormienti.** Se ci si trova al piano terra i dormienti vengono disposti direttamente al suolo o sulle basi e successivamente bloccati con chiodature. Ai piani superiori, dove la massa presidiante è la muratura stessa, è su questa che i dormienti vanno posizionati e bloccati con chiodature, in modo che poggino sulla muratura in maniera continua, allo scopo si possono usare tavole o biette. Allo stesso modo si dispongono i dormienti sulla massa presidiata e si bloccano con delle chiodature.

**Messa in posa verticale del puntello.** Si dispone il puntello con le estremità a contatto dei dormienti controllandone la verticalità con una livella e successivamente si provvede a renderli solidali, eventualmente con delle tavolette disposte diagonalmente o con dei gattelli e con le solite chiodature.

**Messa in forza del puntello.** Si inseriscono, forzandole, le biette alla testa ed eventualmente al piede del puntello fino ad ottenerne la messa in compressione.

### 5.4.2 Doppio puntello in legno

**Controllo della stagionatura del materiale.** Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.

**Collegamento puntello-traversi.** Le estremità dei due puntelli vengono collegate fra loro con dei traversi sufficientemente rigidi. Si procede al bloccaggio dei puntelli ai traversi con tavolette disposte diagonalmente o con dei gattelli e con delle chiodature. Lo scopo delle tavolette e dei gattelli è di rendere più rigido il collegamento impedendo le rotazioni. Con la livella, si controlla l'ortogonalità dei puntelli con i traversi.

**Messa in posa verticale del sistema.** Il telaietto, costituito dai puntelli e dai traversi, viene posizionato a contatto della massa presidiata e di quella presidiante. Si controlla la verticalità dei puntelli con una livella.

**Messa in forza dei puntelli.** Si inseriscono, forzandole, le biette fra i traversi e le masse murarie fino ad ottenerne la messa in compressione dei puntelli.

### 5.4.3 Puntello in muratura

**Preparazione del piano di posa.** Se ci si trova al piano terra, si procede al getto di uno strato di qualche centimetro di calcestruzzo nella zona in cui sorgerà il puntello. Nei casi in cui la cedibilità del suolo e l'entità del carico lo consiglino, si procede con lo scavo del terreno e poi col getto di uno strato di circa 5 cm di calcestruzzo, su cui si realizzerà il puntello. Ai piani superiori questo tipo di intervento viene utilizzato in genere per il presidio di vani, per cui il piano di posa è la stessa muratura sottostante, se necessario può essere eventualmente ripulita in superficie dalla pavimentazione e consolidata localmente.

**Costruzione del puntello.** Si dispongono i mattoni sugli strati di malta e si procede ad una attenta battitura in modo da rendere minimi gli strati di malta e quindi la deformabilità assiale del puntello.

**Stagionatura.** Prima della messa in forza, è opportuno attendere qualche giorno affinché il puntello raggiunga una certa rigidità.

**Messa in forza del sistema.** Si dispongono biette e controbiette di mattone con malta di cemento, al fine di ottenere la compressione del puntello e quindi l'assorbimento dell'onere statico da parte di quest'ultimo.

## 5.5 Procedura di dimensionamento

### 5.5.1 Determinazione del carico

Se il puntello presidia la muratura, il carico agente su di esso non è rappresentato dall'intero peso della muratura appartenente alla zona di influenza sovrastante il puntello ma solo a parte di esso. Se si considerasse l'intero peso, si otterrebbero puntelli dimensioni tali da renderli non convenienti dal punto di vista economico e della funzionalità. In effetti, l'ipotesi che sul puntello agisca solo parte del peso incombente, è giustificata dal fatto che la muratura resta in piedi, sebbene in equilibrio precario, anche prima del puntellamento. Il Mastrodicasa ([MASTRODICASA S., 1994](#)) fornisce delle tabelle, di derivazione empirica, che individuano i coefficienti di riduzione del carico in funzione dei seguenti parametri:

Rapporto fra i vuoti e i pieni al disotto delle teste dei puntelli.

Rapporto fra i vuoti e i pieni al disopra delle teste dei puntelli.

Stato di coesione delle strutture.

Natura dei dissesti.

Estensione dei dissesti.

Gravità dei dissesti.

Restano individuati due coefficienti  $c_1$  e  $c_2$  che, moltiplicati per il peso totale della muratura  $P'$  insistente sul puntello, forniscono il carico  $P$  agente sulla testa:

$$P = c_1 \cdot c_2 \cdot P'$$

Per le puntellature alle piccole masse o alle masse locali, individuata la zona in dissesto e sconnessa dalla muratura che conserva le proprie capacità portanti, si può direttamente valutare il peso gravante sulla testa del puntello.

Se la puntellatura è volta al sostegno di travi di solaio di lunghezza  $L$ , sottoposte a carico distribuito  $q$ , il carico agente sulla testa del puntello è di diretta determinazione.

### 5.5.2 Determinazione della sezione

Il puntello è un elemento snello sottoposto a carico assiale e come tale può collassare per instabilità prima che per schiacciamento.

Si definisce la *snellezza limite* o *snellezza di proporzionalità*, quel valore che separa gli elementi tozzi, che collassano per schiacciamento, dagli elementi snelli, che collassano per instabilità

Si definiscono:

- $E$  modulo elastico del materiale
- $f_e$  tensione corrispondente al limite elastico del materiale
- $l_o$  lunghezza di libera inflessione
- $I_{\min}$  momento d'inerzia minimo della sezione
- $\rho_{\min}$  raggio d'inerzia minimo della sezione
- $\lambda$  snellezza dell'asta

la snellezza di proporzionalità è

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{E}{f_e}}$$

il carico critico euleriano è pari a

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l_o^2}$$

inoltre, essendo

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} \quad e \quad I_{\min} = A \rho_{\min}^2$$

si ottiene

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

Si parte con una sezione di prova di area  $A$  e di momento d'inerzia minimo  $I_{\min}$ .

Si calcola la snellezza  $\lambda$  dell'elemento asta e la si confronta con  $\lambda_e$ .

Se  $\lambda \leq \lambda_e$ , l'elemento collassa per schiacciamento e deve essere  $\frac{P}{A} \leq \sigma_c$ , dove  $\sigma_c$  è la tensione di controllo per sollecitazioni di compressione semplice.

Se  $\lambda \geq \lambda_e$ , l'elemento collassa per instabilità e deve essere  $\frac{P}{A} \leq \frac{\sigma_{cr}}{s}$ , con  $s$  coefficiente di sicurezza.

Se la disuguaglianza di cui sopra non è verificata ( $\frac{P}{A} \leq \sigma_c$  ;  $\frac{P}{A} \leq \frac{\sigma_{cr}}{s}$ ), si ripete il procedimento con una sezione maggiore.

Se la disuguaglianza di cui sopra è verificata, si valuta la differenza fra la tensione alla quale è sottoposto il puntello e le tensioni limite.

Se tale differenza è eccessiva, la sezione è sovradimensionata con conseguente spreco di materiale, si ripete il procedimento con una sezione minore.

Se la disuguaglianza è accettabile, la sezione è ottimale ed il problema di dimensionamento risolto.

Il carico  $P$ , le tensioni di controllo ed i coefficienti di sicurezza si assumono coerentemente alla modalità di verifica adottata (stati limite, tensioni ammissibili).

Riportiamo di seguito i valori tipici di resistenza a compressione di alcuni materiali, per un dimensionamento speditivi alle tensioni ammissibili.

<b>Materiale</b>	$\sigma_c$ (MPa)
Legname di abete	5
“ di quercia	8
“ di faggio	8
“ di pino comune	6
Acciaio (Fe 360)	140÷160
Calcestruzzo di cemento (Rck 250)	circa 6
Muratura di mattoni pieni e malta di cemento	1.8

Tabella 5. Tensioni ammissibili alla compressione.

### 5.5.3 Esempio numerico

Si considera l'intervento a presidio del vano balcone della foto 2, e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Si esegue la verifica allo S.L.U. assumendo sui carichi permanenti un coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_g = 1.5$ . Tenuto presente il compito statico e la temporaneità delle opere provvisorie, tale coefficiente di sicurezza parziale dei carichi non ha la stessa valenza di quelli per il calcolo degli edifici nuovi; l'incertezza sui valori del carico deve essere valutata all'occasione e dunque il progettista, a seconda della confidenza con il problema e del grado di conoscenza delle condizioni statiche, assume dei coefficienti di sicurezza parziale che possono essere diversi da quelli adottati dal D.M. 96.

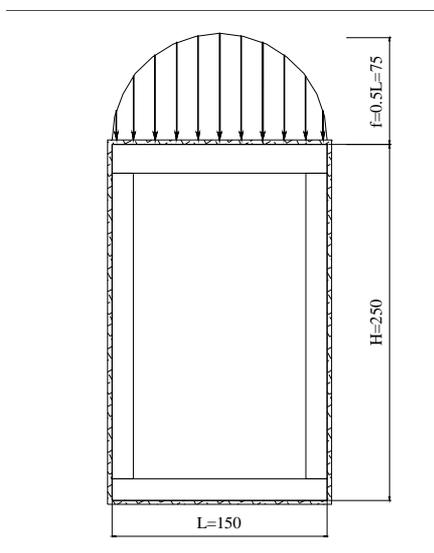
**(foto 5.2)** Castelluccio - Vani balconi presidiati con ritti e traversi in legname.

Foto 5.2. Castelluccio - Vani balconi presidiati con ritti e traversi in legname.



**(figura 5.4)** Presidio di vano balcone con ritti ed architrave.

Figura 5.4. Presidio di vano balcone con ritti ed architrave.



La muratura soprastante l'architrave abbia uno spessore di 60 cm, il suo peso sia  $\gamma_{\text{muro}} = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Considerando l'effetto arco, si ipotizza sull'architrave un carico ad andamento parabolico, con freccia della parabola pari a  $f = \frac{1}{2}L = 75 \text{ cm}$ , complessivamente pari a

$$G = \gamma_g \cdot \left( \frac{2}{3} \gamma_{\text{muro}} s L f \right) = 1.5 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 20 \cdot 0.6 \cdot 1.50 \cdot 0.75 \right) = 13.5 \text{ kN}.$$

Supponendo un vincolo cerniera tra ritti ed architrave, su quest'ultimo si hanno le seguenti sollecitazioni massime

$$M_{\text{max}} = \frac{5}{32} GL = \frac{5}{32} \cdot 13.5 \cdot 1.50 = 3.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{G}{2} = \frac{13.5}{2} = 6.75 \text{ kN}$$

Il materiale utilizzato sia legname appartenente alla classe di resistenza C16 ([EN 338 - Marzo 1997](#)), classe di servizio 3, classe del carico di lunga durata, secondo le prescrizioni riportate nel capitolo **Materiali**.

Si determinano le resistenze di progetto  $R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}$ , a compressione parallela alle fibre, a flessione e a taglio, assumendo

$$k_{\text{mod}} = 0.55 ; \gamma_M = 1.3 \quad \rightarrow \quad f_{c,od} = 0.55 \frac{17}{1.3} = 7.19 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 0.55 \frac{16}{1.3} = 6.77 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 0.55 \frac{1.8}{1.3} = 0.76 \text{ MPa}$$

Per il traverso si assume una sezione  $12 \times 16 \text{ cm}$ , con area  $S = 192 \text{ cm}^2$ , modulo di resistenza flessionale  $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{120 \cdot 160^2}{6} = 512000 \text{ mm}^3$ , ed area resistente a taglio pari a

$$A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{19200}{1.2} = 16000 \text{ mm}^2.$$

Si determinano il momento resistente ed il taglio resistente del traverso

$$M_d = f_{m,d} W = 6.77 \cdot 512000 \cdot 10^{-6} = 3.46 > 3.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = f_{v,d} A_w = 0.76 \cdot 16000 \cdot 10^{-3} = 12.16 > 6.75 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

I ritti vengono dimensionati a carico di punta essendo soggetti ad una sollecitazione assiale  $N = 6.75 \text{ kN}$ . Per dare un adeguato appoggio al traverso si sceglie una sezione

$10 \times 10 \text{ cm}$ , con  $\rho_{\text{min}} = \frac{10}{\sqrt{12}} = 2.887 \text{ cm}$  e area  $S = 100 \text{ cm}^2$ , applicando la curva di stabilità

della normativa DIN, riportata nel capitolo **Materiali**, considerando l'elemento incernierato alle estremità si ha  $l_o = L$ , si ottiene lo sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\text{min}}} = \frac{L}{\rho_{\text{min}}} = \frac{250}{2.887} = 87 \quad \rightarrow \quad \omega = 2.47$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{7.19 \cdot 10000}{2.47} \cdot 10^{-3} = 29.1 > 6.75 \text{ kN}.$$

Si fa notare che, a frutto di una maggiore comodità, le curve di stabilità sono state costruite relativamente alla resistenza a compressione del materiale, piuttosto che alla tensione critica Euleriana. Confrontando la teoria del carico critico Euleriano con la curva di stabilità utilizzata nella pratica si può scrivere

$$\frac{\sigma_{cr}}{s} = \frac{f_{c,od}}{\omega} \quad \rightarrow \quad s = \frac{\sigma_{cr}}{f_{c,od}} \omega$$

## 5.6 Controlli

Il carico al quale è sottoposto il puntello è dovuto alle masse gravanti. Terminata la messa in opera del puntello, deve essere verificata la sua verticalità. Questo è importante specialmente per i puntelli in legno che, essendo più snelli, vanno più facilmente incontro a fenomeni di instabilità. Il controllo può essere eseguito con una normale livella.

Si deve verificare l'effettiva messa in forza del sistema. Se il puntello è in compressione non deve più avere movimenti orizzontali, questo si può controllare cercando di forzare gradatamente il puntello a scorrere in modo da saggiare la messa in carico.

Il controllo precedente deve essere eseguito periodicamente, perché la stagionatura del materiale e le variazioni igroscopiche possono portare alla perdita di contatto fra muratura e puntello ed alla messa fuori causa dell'intervento.

Per il puntello in muratura occorre controllare solo la sua effettiva messa in carico.

## 5.7 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che forniscono i componenti di un sistema di puntelli verticali costituito da puntoni verticali (ritti) soggetti a compressione e da traversi orizzontali soggetti a flessione. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava i componenti da mettere in opera.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince componendo, come riportato in Tabella 5.2, i seguenti dati:

- Tipo di muratura presidiata
- Spessore medio della muratura
- Altezza d della parte di muratura presidiata
- Tipologia del solaio che insiste sulla zona presidiata
- Fascia media di solaio gravante sulla zona presidiata

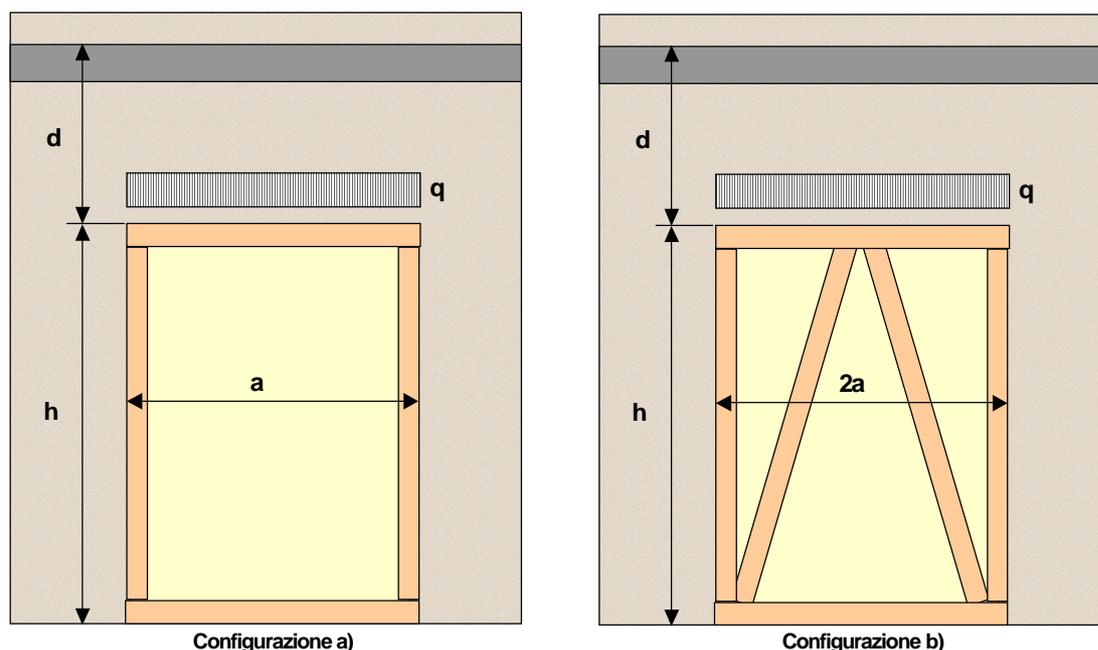
Noto il livello di carico di appartenenza ed utilizzando i dati della geometria del sistema presidiante, le tabelle di dimensionamento dei componenti del sistema (Tabella 5.3 e Tabella 5.4) forniscono i seguenti risultati:

- Sezione del puntone verticale messo in opera singolarmente su ciascun lato dell'apertura.
- Sezione del puntone verticale messo in opera a coppie su ciascun lato dell'apertura.
- Sezione del traverso orizzontale messo in opera singolarmente.
- Sezione del traverso orizzontale messo in opera in coppia.

Le tabelle sono state calcolate considerando i soli carichi verticali amplificati di un coefficiente 1.5, e le resistenze di progetto del materiale sono state valutate considerando i coefficienti  $k_{mod} = 0.55$  e  $\gamma_M = 1.3$ .

Per una esemplificazione di quanto descritto, e per l'utilizzo delle tabelle, si può fare riferimento alla **figura 5.5**.

**Figura 5.5.** Schemi di puntellatura su cui sono state calcolate le tabelle.



I componenti dimensionati hanno caratteristiche modulari, ossia aumentandone il numero si possono mettere in sicurezza situazioni di dissesto apparentemente non comprese in tabella. È così che dagli spessori  $s$  della muratura riportati in tabella, è possibile passare ad una muratura spessa  $n \cdot s$  utilizzando le stesse sezioni ma  $n$  componenti (es. se per  $s=0.3$  si ha 1 p.  $8 \times 8$  allora per  $s=0.9$  si utilizzeranno 3 p.  $8 \times 8$ ). In maniera analoga è possibile presidiare luci maggiori di quelle riportate in tabella passando dalla configurazione **a)** alla **b)**, nella quale si utilizzano per i saettoni inclinati le stesse sezioni dei ritto.

### 5.7.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell'esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.60 m, l'altezza della muratura gravante sul sistema presidiario è pari ad 1 m, il solaio non scarica sulla parete (fascia di solaio=0). Entrando con questi dati nella Tabella 5.2 si ricava che il livello di carico a cui sarà sottoposto il sistema presidiario è **B**. Le dimensioni geometriche dell'apertura sono  $L=1.50$  m e  $H=2.50$  m, per cui dalla **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, livello di carico B, si ricavano i componenti delle due configurazioni alternative, con elementi singoli o doppi:

a. Il ritto ha sezione  $9 \times 11$  cm, il traverso ha sezione  $16 \times 21$  cm.

Ogni ritto è composto da due elementi di sezione  $8 \times 8$  cm, il traverso è composto da due elementi di sezione  $10 \times 20$  cm.

**Tabella 2** Definizione dei livelli di carico attesi.

**Tabella 2.** Definizione dei livelli di carico attesi.

			muratura di mattoni			muratura di tufo o a sacco			muratura di pietrame				
			s = 0.3	s = 0.5	s = 0.7	s = 0.3	s = 0.5	s = 0.7	s = 0.3	s = 0.5	s = 0.7		
altezza muratura presidiata	d = 1 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	A	A	A	A	A	A	A	B	
			fascia di 1 m	A	A	B	A	B	B	A	B	B	
			fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	B	B	B	B
			fascia di 3 m	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	
		fascia di 1 m	A	A	B	A	B	B	A	B	B		
		fascia di 2 m	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 3 m	B	B	B	B	B	C	B	C	C	C	
	solato in cls	fascia di 0 m	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	
		fascia di 1 m	A	B	B	A	B	B	B	B	B	B	
		fascia di 2 m	B	B	B	B	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 3 m	B	C	C	B	C	C	C	C	C	C	
altezza muratura presidiata	d = 1.5 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	A	B	A	B	B	A	B	B	
			fascia di 1 m	A	B	B	A	B	B	B	B	B	C
			fascia di 2 m	B	B	B	B	B	C	B	B	B	C
			fascia di 3 m	B	B	C	B	C	C	B	C	C	C
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	A	B	A	B	B	A	B	B	B	
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 2 m	B	B	B	B	B	C	B	C	C	C	
		fascia di 3 m	B	C	C	B	C	C	C	C	C	D	
	solato in cls	fascia di 0 m	A	A	B	A	B	B	A	B	B	B	
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 2 m	B	B	C	B	C	C	B	C	C	C	
		fascia di 3 m	B	C	C	C	C	C	C	C	C	D	
altezza muratura presidiata	d = 2 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	B	B	A	B	B	B	B	C	
			fascia di 1 m	A	B	B	B	B	C	B	C	C	C
			fascia di 2 m	B	B	C	B	C	C	B	C	D	D
			fascia di 3 m	B	C	C	B	C	C	C	C	D	D
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	B	B	A	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 1 m	B	B	B	B	B	C	B	C	C	C	
		fascia di 2 m	B	B	C	B	C	C	B	C	D	D	
		fascia di 3 m	B	C	C	C	C	D	C	C	D	D	
	solato in cls	fascia di 0 m	A	B	B	A	B	B	B	B	B	C	
		fascia di 1 m	B	B	B	B	B	C	B	C	C	C	
		fascia di 2 m	B	C	C	B	C	C	C	C	D	D	
		fascia di 3 m	C	C	C	C	C	D	C	D	D	D	

**Tabella 3** Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.

**Tabella 3.** Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.

		PUNTELLATURA VERTICALE				Legname (Abete C24)		
		Puntoni Verticali				Traversi Orizzontali		
		Luce a = 0.8 m	Luce a = 1.2 m	Luce a = 1.6 m	Luce a = 2.0 m	Luce a = 0.8 m	Luce a = 1.2 m	Luce a = 1.6 m
Livello di carico A	altezza dei ritri h=1.5 m	1p 6x8 2p x	1p 6x8 2p x	1p 6x8 2p x	1p 8x8 2p 6x8	1tr 8x12	1tr 8x16	1tr 10x20
	altezza dei ritri h=2.0 m	1p 6x8 2p x	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p 6x8			
	altezza dei ritri h=2.5 m	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p x	1p 9x9 2p 8x8	2tr 8x8	2tr 8x12	2tr 8x16
	altezza dei ritri h=3.0 m	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p x	1p 9x9 2p 8x8	1p 9x11 2p 8x8			
Livello di carico B	altezza dei ritri h=1.5 m	1p 6x8 2p x	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p 6x8	1p 9x9 2p 8x8	1tr 13x13	1tr 13x19	1tr 16x21
	altezza dei ritri h=2.0 m	1p 8x8 2p 6x8	1p 8x8 2p x	1p 9x9 2p 8x8	1p 9x11 2p 8x8			
	altezza dei ritri h=2.5 m	1p 8x8 2p x	1p 9x9 2p 8x8	1p 9x11 2p 8x8	1p 10x10 2p 9x9	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x20
	altezza dei ritri h=3.0 m	1p 9x9 2p 8x8	1p 9x11 2p 8x8	1p 10x12 2p 9x9	1p 11x11 2p 9x11			

**Tabella 4** Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.

**Tabella 4.** Componenti verticali ed orizzontali di una puntellatura verticale.

		PUNTELLATURA VERTICALE				Legname (Abete C24)			
		Puntoni Verticali				Traversi Orizzontali			
		Luce a = 0.8 m	Luce a = 1.2 m	Luce a = 1.6 m	Luce a = 2.0 m	Luce a = 0.8 m	Luce a = 1.2 m	Luce a = 1.6 m	
Livello di carico C	altezza dei ritti h=1.5 m	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1tr 13x19	1tr 19x21	1tr 21x24	
		2p 6x8	2p 6x8	2p 8x8	2p 8x8				
	altezza dei ritti h=2.0 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 10x12	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x22	
		2p x	2p 8x8	2p 8x8	2p 9x9				
	altezza dei ritti h=2.5 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 10x12	1p 11x13	1tr 16x21	1tr 21x24	1tr 24x29	
		2p 8x8	2p 9x9	2p 9x9	2p 9x11				
	altezza dei ritti h=2.5 m	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 13x13	2tr 13x13	2tr 13x19	2tr 16x21	
		2p 8x8	2p 9x9	2p 9x11	2p 10x10				
	Livello di carico D	altezza dei ritti h=1.5 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 10x12	1tr 13x13	1tr 13x19	1tr 16x21
			2p 6x8	2p 8x8	2p 8x8	2p 9x9			
altezza dei ritti h=2.0 m		1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 11x13	2tr 10x12	2tr 11x11	2tr 13x16	
		2p 8x8	2p 8x8	2p 9x9	2p 9x11				
altezza dei ritti h=2.5 m		1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 10x12	1p 11x13	1p 13x16	
		2p 8x8	2p 9x9	2p 9x11	2p 10x10				
altezza dei ritti h=3.0 m		1p 10x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x16	1p 11x13	1p 13x16	1p 13x16	
		2p 9x9	2p 9x11	2p 10x12	2p 11x11				

## **5.8 Riferimenti Bibliografici**

**BARRUCHELLO L., ASSENZA G..** *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni.* DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.

**CIGNI G..** *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.

**DE TOMMASI G..** *Metodi e tipologie delle opere provvisorie.* PACT 18 – II.1.

**DI STEFANO R..** *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico.* Ed. Scientifiche Italiane.

**DOMENICI G..** *Le tecniche per il recupero edilizio.* NIS, 1985.

**GIORDANO G..** *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli.

**GIUFFRÉ A..** *Lettura sulla meccanica delle murature storiche.* 1991.

**MASTRODICASA S..** *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1994.

**ORMEA G. B., REVERBERI U..** *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate.* Hoepli, Milano 1982.

**PASTA A..** *Restauro antisismico.* Dario Flavio Editore, II edizione 1996.

**ROCCHI P..** *Progettare il consolidamento.* Ed. Kappa.

## 6 PUNTELLI INCLINATI

### 6.1 Presupposti e scopi

I puntelli inclinati applicano un'azione con componente normale al piano della parete muraria presidiata, che deve essere in grado di assorbirla senza rottura locale (punzonamento) e senza cedimenti apprezzabili. Per queste motivazioni, è consigliabile posizionare i puntelli in corrispondenza delle connessioni con le pareti murarie trasversali. I muri trasversali, presso i quali si cerca il contrasto, devono essere in buone condizioni e di caratteristiche tecnico-costruttive tali da garantire adeguate resistenza e rigidità.

È possibile frapporre ai puntelli principali dei puntelli secondari, che vanno ad agire sulla muratura compresa fra due pareti murarie trasversali, e che quindi non ha il sostegno diretto di nessuna di queste, ma solo come intervento alle *piccole masse*, cioè con lo scopo di ritegno locale.

Sempre nel caso di puntellatura alle piccole masse, è possibile intervenire con un doppio puntello simmetrico, uno interno ed uno esterno, per fornire sostegno a piedritti o maschi basali che mostrino segni di schiacciamento.

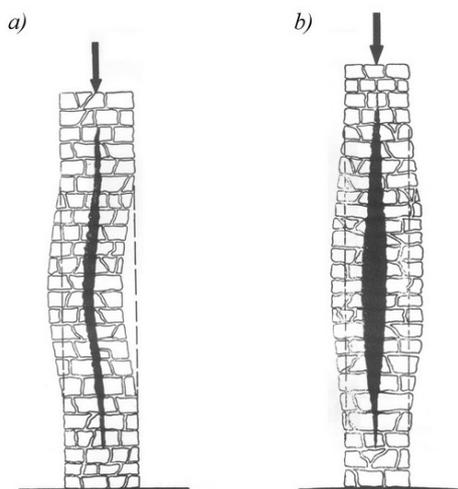
Nel caso di puntelli alle *grandi masse*, si deve disporre di una massa presidiante con notevoli capacità di resistenza e rigidità, il che vuol dire fornire al sistema presidiario delle adeguate basi fondali su cui scaricare le azioni. Le basi fondali devono essere ampie in modo da rendere trascurabili le deformazioni del terreno. Questo comporta la necessità di dover eseguire scavi e di dover mettere in opera plinti, anche di una certa grandezza.

Si riassumono di seguito gli scopi teorici di questa tipologia di intervento provvisoria:

- Fornire ad intere pareti murarie o a parti di esse dei vincoli alla rotazione.
- Ridurre la lunghezza libera di inflessione degli elementi murari in pericolo di instabilità, reso evidente dallo spanciamento. Quando i solai non offrono adeguato vincolo, la lunghezza di libera inflessione dell'elemento parete è superiore all'altezza di interpiano, e lo svergolamento coinvolge più di un livello di impalcato. La puntellatura in corrispondenza dei solai, può portare la lunghezza libera di inflessione pari all'altezza di interpiano. Nel caso di inflessione concorde dei paramenti murari (**Figura 6.1 a**), la puntellatura locale impedisce il progredire della instabilizzazione dell'elemento murario di interpiano. Per inflessione discorde (**Figura 6.1 b**) la puntellatura a contrasto non è efficace ed è preferibile ricorrere a tirantini antiespulsivi o a cuciture.

**Figura 6.1.** a) Inflessione concorde dei paramenti.

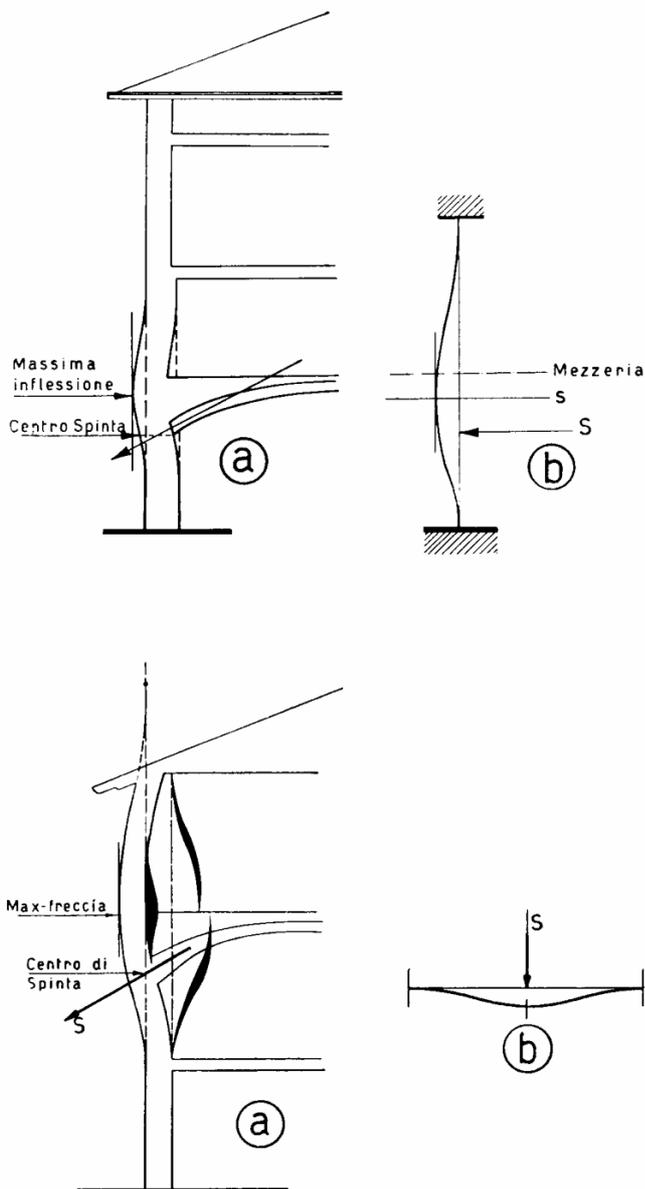
b) Inflessione discorde dei paramenti. - (MASTRODICASA S., 1994).



- Assorbire la spinta orizzontale di archi o volte sui muri di imposta, applicando l'azione di ritegno in corrispondenza del centro di spinta per gli archi e lungo la linea di spinta

per le volte. La massima inflessione indotta sulla muratura da questo tipo di sollecitazione è localizzata superiormente alla spinta (**Figura 6.2**). Si interviene anche sulla zona di massima inflessione per impedire il distacco di materiale e l'avanzamento del dissesto. Se l'inflessione è tale da far insorgere il pericolo di innesco della rotazione della muratura soprastante, è opportuno realizzare anche un intervento volto all'impedimento di questo tipo di dissesto.

**Figura 6.2.** Dissesti da presso flessione e/o spinte statiche di volte. . (MASTRODICASA S., 1994).



- Assorbire la spinta orizzontale diffusa su tutta la parete generata da materiali incoerenti allorquando si evincano segni di cedimento (deformazione, fessurazione).

Per raggiungere gli obiettivi elencati, si ricorre a sistemi multipli costituiti da fasci di puntelli paralleli o convergenti o da veri e propri sistemi reticolari, disposti in maniera da ottenere il massimo beneficio statico compatibilmente con la posizione delle zone resistenti della muratura presidiata. I vincoli alle estremità sono considerati cerniere e quindi i puntelli sono delle aste sottoposte a sollecitazione assiale.

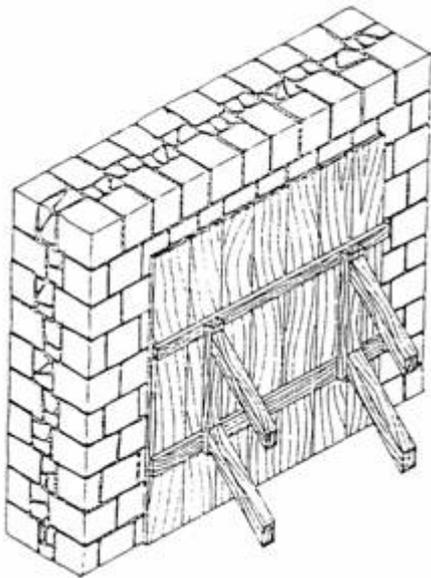
L'obiettivo pratico dell'intervento è quello di creare dei vincoli che impediscano la rototraslazione verso l'esterno della parete muraria o di parte di essa. Non si cerca di annullare il dissesto, cosa che esula dai compiti di un intervento provvisorio, ma di evitare il suo progredire. Per ottemperare allo scopo di raccogliere carico dalla massa presidiata e di trasmetterlo sulle masse presidianti, i puntelli devono entrare in compressione. È, pertanto, di fondamentale importanza garantire uno stretto contatto fra

muratura e puntelli, siano essi di ritegno o di sostegno o di sostegno-ritegno, già dal momento della loro messa in opera; ciò è utile sia per rendere l'intervento immediatamente attivo senza dover aspettare un avanzamento del dissesto per essere chiamato in causa, sia per limitare i colpi d'ariete che potrebbero verificarsi in seguito a successivi episodi sismici.

Per porre in essere degli interventi altamente efficaci, occorre che l'influenza di questi si faccia sentire sulla maggiore area possibile. Se i puntelli sono posizionati in corrispondenza delle connessioni con le pareti murarie trasversali occorrono elementi orizzontali che, giuntati ai sistemi presidiari contigui, trasmettano gli effetti benefici di questi anche alle zone murarie intermedie lontane dalle connessioni.

Lo scopo dell'intervento può anche essere solo quello di impedire il distacco di materiale da zone murarie in dissesto dovuto, ad esempio, alla pressoflessione o alle spinte statiche; in tal caso si opera con una puntellatura alle masse locali (**Figura 6.3**), di dimensioni e problemi statici e tecnologici ridotti.

**Figura 6.3.** Disposizione di dormienti e tavolato rigido allo scopo di diffondere l'azione della puntellatura quanto più possibile. (DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane).



## 6.2 Vantaggi e Svantaggi

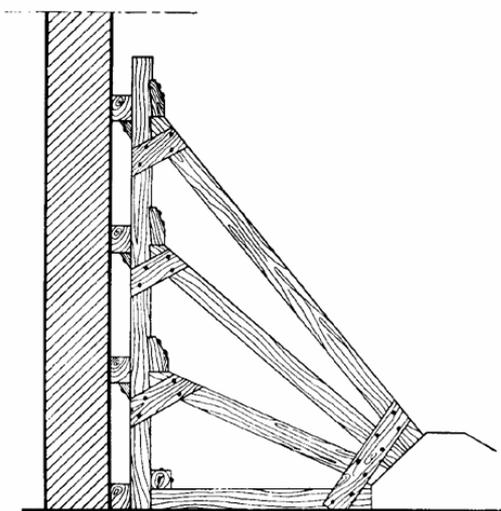
- |  |   |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Consente la messa in opera dell'intervento senza necessità di accesso all'interno degli edifici danneggiati, riducendo notevolmente i rischi per la sicurezza del personale.</li><li>• La messa in opera è agevole, rapida ed effettuabile su larga scala, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili.</li><li>• Nel caso del sistema ottimizzato messo a punto, la tesatura dei tiranti rende la puntellatura attiva, con l'intero sistema in uno stato di precarico.</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>• Necessita di adeguate condizioni di vincolo alla base ed al piede dei puntelli.</li><li>• Produce un consistente ingombro e ridotte possibilità di transito nello spazio antistante l'opera presidiata.</li><li>• Presenta una ridotta durabilità per l'esposizione continuata agli agenti atmosferici, particolarmente per i puntelli in legno.</li><li>• Necessita di controlli periodici per valutare l'efficacia dell'opera presidiaria (mantenimento in forza e stato di conservazione dei materiali).</li></ul> |
|--|---|

## 6.3 Stato dell'arte

### 6.3.1 Puntelli singoli di solo ritegno o a fasci

Si possono utilizzare puntelli singoli o a fasci in legno, che scaricano la reazione sulla massa presidiante costituita, a seconda della intensità del carico e del tipo di suolo, da basi realizzate con correnti e traversi lignei incrociati o da plinti in muratura o in c.a.. È preferibile che fra la testa dei puntelli e la muratura sia frapposto un dormiente, in modo da distribuire maggiormente lo sforzo ed aumentare l'attrito che si oppone allo scorrimento relativo puntello-muratura. La messa in forza è eseguita con l'inserimento di biette in legno alla testa. Sono molto efficaci i dormienti orizzontali posti a contatto della muratura e collegati a puntelli contigui in modo da far sentire l'azione di questi ultimi anche nelle zone non adiacenti (**Figura 6.4**).

**Figura 6.4.** Puntellatura inclinata in legno di solo ritegno, del tipo a fascio convergente. (MASTRODICASA S., 1994).



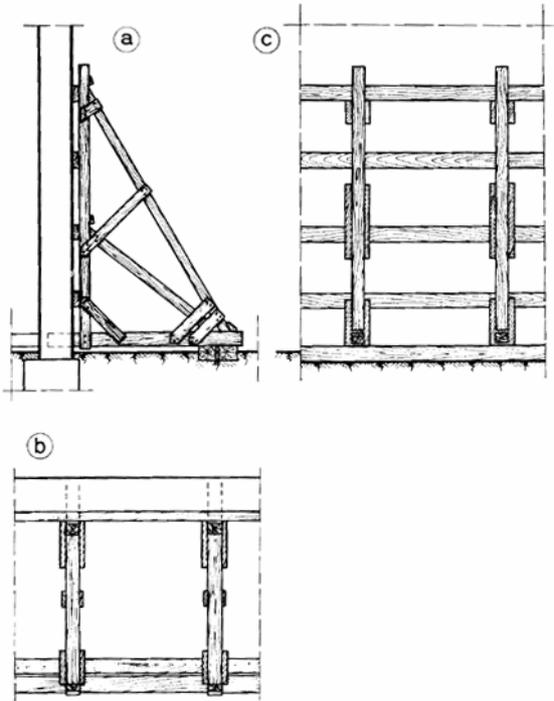
Si può utilizzare il singolo puntello in acciaio, unito con tirafondi ad un blocco di calcestruzzo opportunamente approfondito. Quando necessario, la messa in contatto è attuata con l'inserimento forzato di spessori in acciaio alla testa del puntello.

### 6.3.2 Sistema triangolare di solo ritegno

Per non incorrere nello scorrimento sulla muratura, i singoli puntelli di ritegno non possono essere posti in opera con una inclinazione sull'orizzontale superiore ad un certo limite, calcolato in base al coefficiente di attrito muratura-puntello. Una configurazione che permette l'adozione di inclinazioni più forti è quella del sistema triangolare di puntelli, con un'asta verticale che si oppone allo scorrimento del puntello inclinato e un'asta orizzontale che va ad inserirsi nella muratura (**Figura 6.5**). In pratica è il peso della muratura stessa ad offrire il contrasto necessario al funzionamento del sistema e, quindi, la zona muraria in cui si ammorsa l'elemento orizzontale deve essere in buono stato, condizione ottenibile anche previo consolidamento locale.

Il sistema può essere controventato con aste di parete.

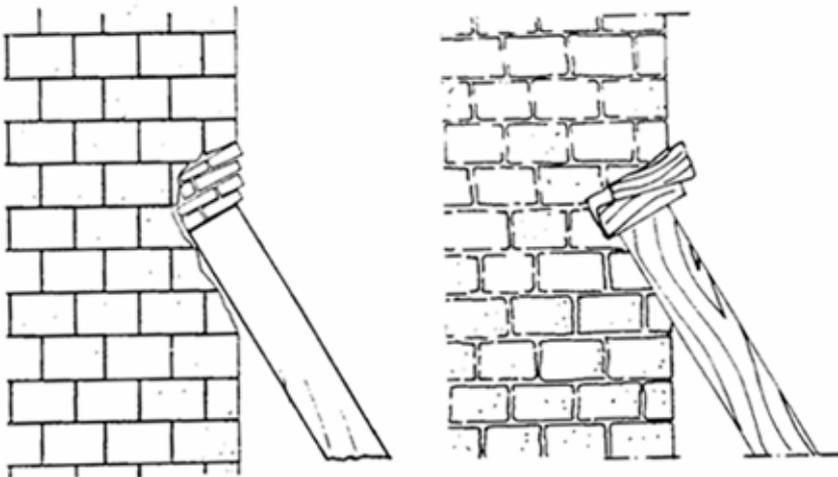
**Figura 6.5.** Sistema di ritegno triangolare in legname ancorato alla base nella muratura. (MASTRODICASA S., 1994).



### 6.3.3 Puntelli singoli di sostegno e ritegno

Si differenziano da quelli di solo sostegno perché hanno la testa incassata nella muratura. Si prepara la sede a strappo nella muratura, di dimensioni leggermente maggiori rispetto alla testa del puntello in modo da ridurre l'intensità delle tensioni a cui sarà sottoposta e si procede alla messa in forza con biette e controbbiette di essenza forte di legname o di mattoni scartati a cuneo e malta di cemento (**Figura 6.6**).

**Figura 6.6.** Teste di puntelli incassate nella muratura. (DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane).



### 6.3.4 Collegamento degli elementi delle puntellature in legno

L'unione degli elementi delle puntellature in legno può essere eseguita per mezzo di chiodature dimensionate a taglio e realizzate con almeno 6 chiodi. I chiodi devono essere infissi in modo che gli sforzi agenti siano ad essi perpendicolari, infatti la presenza di una

componente parallela al loro asse tenderebbe a sfilarli, inficiando l'efficacia del collegamento.

Per collegamenti più efficaci e quando non si può prescindere dalla presenza di sollecitazioni con componente assiale sui chiodi, è preferibile utilizzare dei bulloni passanti opportunamente serrati che, però, richiedono un maggior onere per la loro messa in opera previa foratura degli elementi.

Le superfici di contatto fra i vari elementi interessati dalla giunzione devono essere le più estese possibile ed il contatto deve essere quanto più possibile uniforme e continuo. Ciò permette di ottenere una ripartizione ottimale degli sforzi ed un aumento dell'efficacia del collegamento, grazie all'attrito che si sviluppa fra le parti a contatto.

Ne risulta che le chiodature sono adatte in particolare per elementi a sezione rettangolare aventi buona squadratura e finitura delle facce, sono invece adattabili per elementi a sezione circolare, con l'accorto utilizzo di zeppe.

L'applicazione delle indicazioni riportate consentono la realizzazione di collegamenti con buone caratteristiche di resistenza e rigidezza.

Un altro tipo di unione è quello realizzato con piattine o fascette d'acciaio, le quali vanno avvolte per più giri attorno agli elementi da collegare in maniera da garantire un buon serraggio. La messa in opera a regola d'arte del collegamento, con la fasciatura ben tesa ed il buon contatto all'interfaccia degli elementi, permette di realizzare una efficace unione ad attrito.

Anche in questo caso le superfici di contatto di elementi a sezione circolare devono essere raccordate tra loro in maniera adeguata con l'ausilio di zeppe.

Le fasciature possono essere realizzate anche con corde a fibra tessile naturale, come juta, manilla, canapa, o con nastri di fibra sintetica, come poliestere e nylon.

Le fascette metalliche vanno protette dagli agenti atmosferici con vernice antiruggine.

## **6.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive**

Il materiale utilizzato è il legno o l'acciaio.

A causa del forte ritiro a cui è soggetto, dovuto alla stagionatura, ed alla sua sensibilità alle variazioni igroscopiche, è opportuno utilizzare il legno solo per puntelli di lunghezza contenuta, per questo motivo, se messo in opera in modo tradizionale (sistema non "attivo"), è preferibile non utilizzarlo nella puntellatura alle grandi masse, per la quale conviene maggiormente orientarsi verso l'acciaio.

Per la difficoltà nel realizzare in cantiere, per di più velocemente, connessioni nodali che diano garanzie di piena efficacia, è consigliabile vagliare attentamente, dal punto di vista economico e dei tempi, la messa in opera di strutture presidiarie reticolari complesse in legno.

Le puntellature alle grandi masse, realizzate in acciaio, necessitano di masse presidianti di notevoli resistenza e rigidezza, costituite da plinti messi in opera su un piano di posa di adeguata profondità, in base al tipo di terreno presente ed alla posizione di eventuali falde idriche. Per ridurre la lunghezza dei puntelli, si possono far fuoriuscire le masse presidianti dal terreno, salvo poi effettuare una verifica al ribaltamento di queste ultime.

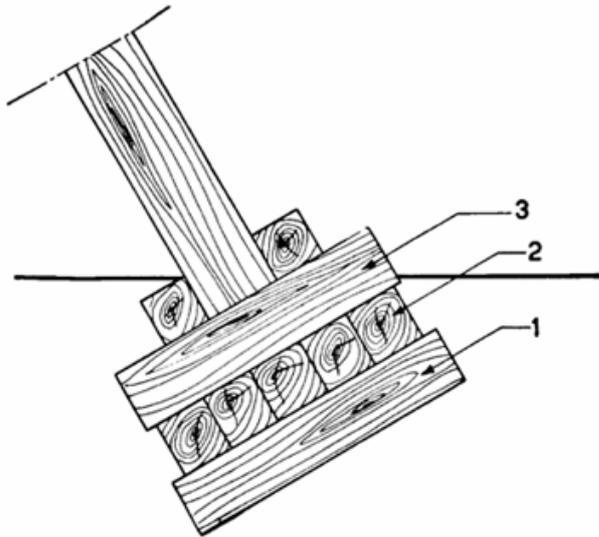
Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento sono elencate nel successivo paragrafo.

### **6.4.1 Legno**

1. **Controllo della stagionatura del materiale:** Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto e mettere fuori causa il puntello.
2. **Scavo della sede fondale:** si procede allo scavo nel terreno della sede della massa presidiante.

3. **Preparazione e disposizione della base fondale:** si realizza una platea in legname, costituita da travi di base **1**, da correnti trasversali **2** e da uno verticale **3** (**Figura 6.7**).

Figura 6.7. Base fondale in legno. (MASTRODICASA S., 1994).



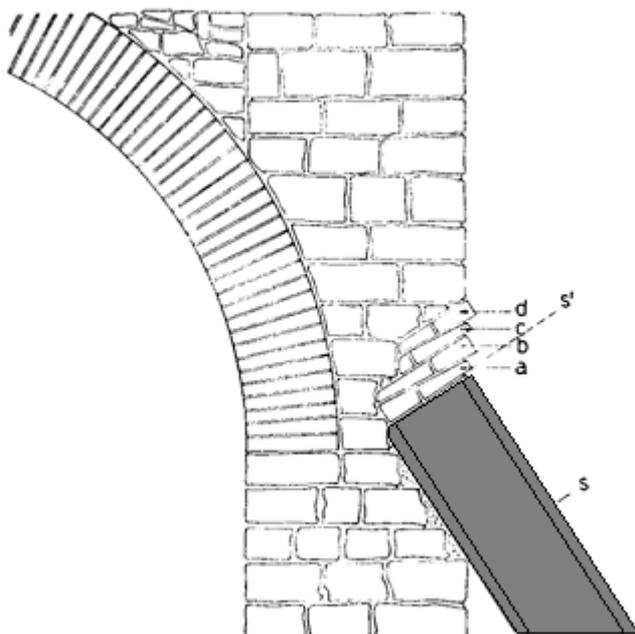
4. **Preparazione delle sedi nella muratura per l'incasso della testa dei puntelli:** se i puntelli sono di sostegno e ritegno, le teste devono essere ammorsate nella muratura. La sede di incasso viene preparata a strappo, con sezione leggermente più grande di quella dei puntelli, in modo da fornire una superficie reagente più ampia ed abbattere le tensioni di compressione.
5. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata:** se i puntelli sono di ritegno, si dispongono i dormienti verticali a contatto della muratura portandoli fino al suolo o fissandoli ad essa. Se previsti, si dispongono anche i correnti orizzontali che uniscono sistemi di puntelli contigui. I correnti poggiano sui dormienti verticali e sono staccati dalla muratura, il contatto correnti-muratura sarà realizzato successivamente con l'inserimento di tavole in legno.
6. **Posizionamento messa in forza dei puntelli:** i puntelli vengono posizionati fra platea e sistema di dormienti e correnti. Si procede successivamente alla messa in forza con l'inserimento di biette in essenza forte di legname.
7. **Bloccaggio del piede e della testa:** si bloccano le estremità dei puntelli con la chiodatura di pezzi di tavola, posti in diagonale, e di cunei in legno, ad impedimento dello scorrimento. Ogni chiodatura va eseguita con almeno sei chiodi.
8. **Posizionamento di tavole di controvento:** se il sistema è a fascio convergente, è utile controventarlo con delle tavole, in modo da ridurre la lunghezza di libera inflessione degli elementi. Le tavole devono essere collegate con almeno tre chiodi.
9. **Posizionamento delle tavole dormienti fra correnti orizzontali e muratura:** se previsto, si procede all'inserimento forzato delle tavole, tenendo presente che la loro efficacia dipende dall'area di contatto con la muratura.
10. **Controllo della messa in forza:** come ultima operazione viene controllata la messa in forza dei puntelli, che potrebbe essere diminuita in seguito all'esecuzione delle fasi di completamento e, se necessario, si provvede al rinzeppaggio delle biette.

#### 6.4.2 Acciaio

1. **Scavo della sede fondale:** si procede allo scavo nel terreno della sede della massa presidiante. La base fondale deve avere dimensioni adeguate non solo ad evitare la rottura nel terreno, ma anche a limitarne i cedimenti.
2. **Posa della cassaforma e dell'armatura del plinto:** si dispone la cassaforma e successivamente la gabbia d'armatura con i ferri d'innesto dei puntelli.

3. **Getto del plinto:** si getta il plinto separatamente dal resto della struttura in maniera da contenere il ritiro.
4. **Attesa dell'indurimento e disarmo:** dopo non meno di una settimana, si procede al disarmo del plinto ed al riempimento e compattazione degli spazi vuoti col terreno di scavo.
5. **Preparazione delle sedi nella muratura per l'incasso della testa dei puntelli:** se i puntelli sono di sostegno e ritegno, le teste devono essere ammorsate nella muratura. La sede di incasso viene preparata a strappo, con sezione leggermente più grande di quella dei puntelli, in modo da fornire una superficie reagente più ampia ed abbattere le tensioni di compressione (**Figura 6.8**).

**Figura 6.8.** Particolare dell'incasso della testa di un puntello realizzato con un profilo d'acciaio.



6. **Scrostatura della muratura in corrispondenza dei puntelli di ritegno:** nelle zone di appoggio dei puntelli di ritegno, si provvede alla scrostatura dell'intonaco in modo da liberare la superficie paramentale. Operazione che rende possibile un intimo contatto fra sistema presidiario di ritegno e massa presidiata.
7. **Posa dei puntelli:** si posizionano i profilati in acciaio, a contrasto tra massa presidiata e massa presidiante.
8. **Messa in forza dei puntelli di sostegno-ritegno:** infine si procede alla messa in forza dei puntelli di sostegno-ritegno con l'inserimento di biette e controbiette di mattoni, scartati a cuneo, e malta di cemento.

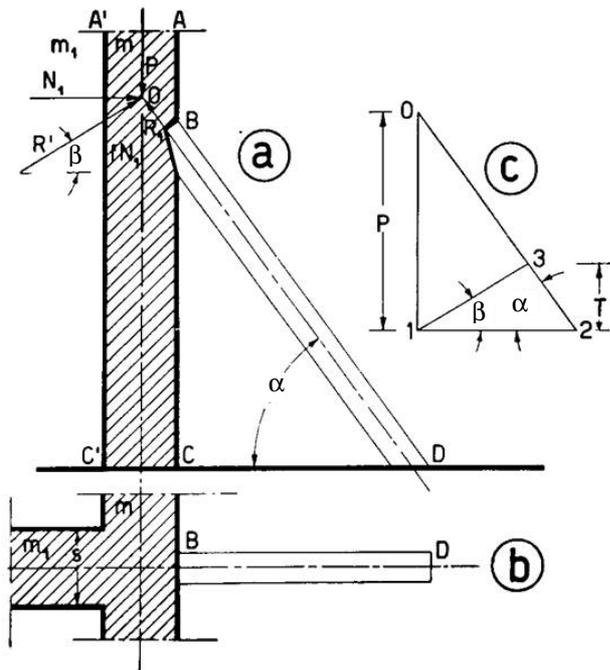
## 6.5 Procedura di dimensionamento

Il problema del dimensionamento dell'intervento è caratterizzato necessariamente da alcune approssimazioni, essenzialmente legate a:

- indeterminazione dell'effettivo carico sgravato dalle masse presidiate sui puntelli;
- incertezza delle condizioni di vincolo alla testa ed al piede dei puntelli.

Si ricorda che i puntelli inclinati di sostegno-ritegno vanno applicati contro i muri di facciata, precisamente in corrispondenza delle angolate salienti e degli innesti dei muri interni trasversali, che vengono chiamati in collaborazione al sostegno delle masse (**Figura 6.9**).

Figura 6.9. Schema per il calcolo di un puntello inclinato di ritegno e sostegno. . (MASTRODICASA S., 1994).



Tale posizionamento non è necessario per i puntelli inclinati di solo ritegno nel caso questi generino reazioni contenute che la muratura sia in grado di sopportare, magari previo consolidamento locale. Ciò in genere si verifica per i puntelli alle piccole masse o alle masse locali.

### 6.5.1 Calcolo delle forze sismiche

Le forze sismiche possono essere valutate secondo il “metodo statico”, previsto dall’[Ordinanza 3274 del 2003](#), che modella l’azione sismica con forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai.

Dato un edificio di  $m$  piani, del quale si voglia puntellare una facciata, si prevede un fascio convergente di puntelli in corrispondenza di ciascuna delle  $n+1$  pareti trasversali che insistono su questa. Quindi restano individuati  $n+1$  fasci di puntelli  $S_i$  ( $i=0,1,2,\dots,n$ ) e  $n$  campi di puntellamento  $C_j$  di luce  $L_j$  ( $j=1,2,\dots,n$ ).

Il calcolo in forma simbolica delle forze sismiche che segue si riferisce al generico campo  $C_i$  di luce  $L_i$  compreso fra i sistemi  $S_{i-1}$  e  $S_i$ .

Chiamato  $k$  il piano generico ( $k=1,2,\dots,m$ ), si definiscono  $i_{ki}$  le altezze di interpiano,  $m_{ki}$  il peso per unità di volume della muratura,  $d_{ki}$  lo spessore della parete,  $s_{ki}$  il peso per unità di superficie del solaio,  $q_{ki}$  il carico accidentale per unità di superficie insistente sul solaio,  $b_{ki}$  la larghezza della fascia di solaio che scarica le forze inerziali orizzontali sulla parete presidiata.

Il peso sismico di un determinato livello è ricavato sommando il peso proprio di metà altezza della muratura del piano sottostante e di metà altezza di quella del piano sovrastante con la risultante dei carichi permanenti e di quelli accidentali ridotti mediante il coefficiente di contemporaneità agenti sulla fascia influente di solaio.

Il peso permanente di piano è:

$$G_{ki} = \frac{1}{2} (m_{ki} i_{ki} d_{ki} + m_{(k+1)i} i_{(k+1)i} d_{(k+1)i} + 2s_{ki} b_{ki}) L_i$$

Il peso accidentale di piano è:

$$Q_{ki} = q_{ki} b_{ki} L_i$$

Dunque il peso sismico di piano è pari a:

$$W_{ki} = G_{ki} + \psi_{Ei} Q_{Ki}$$

Nota il peso sismico, si determina la forza sismica orizzontale.

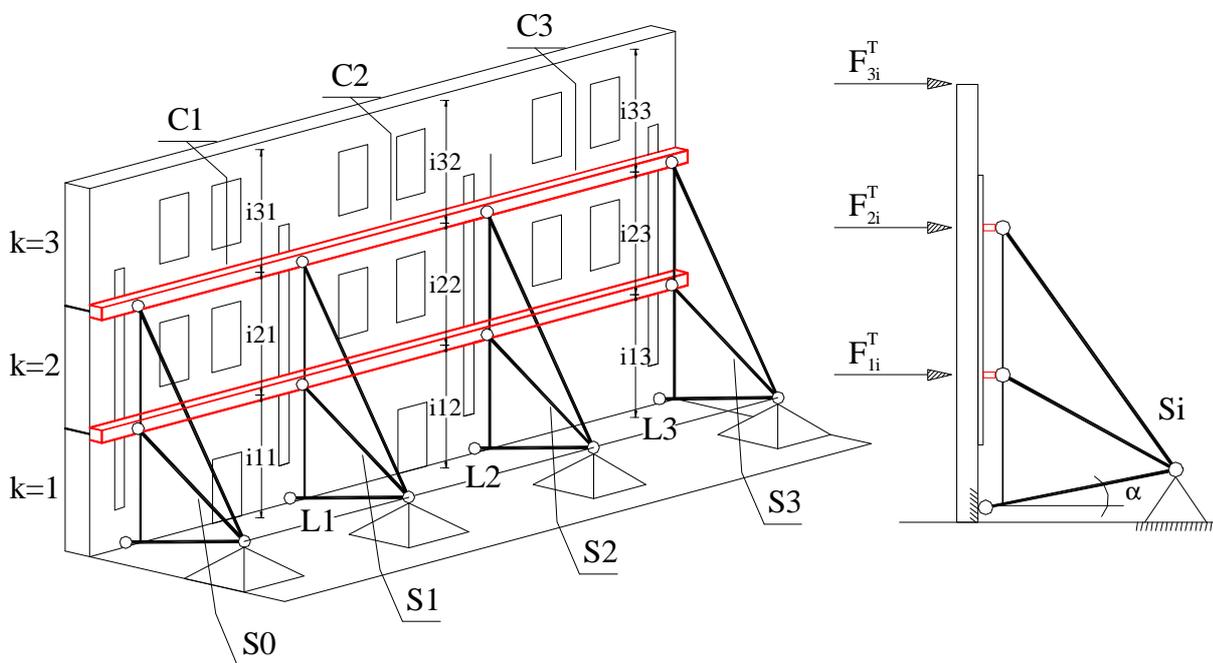
$$F_{ki} = S_d(T_1) \frac{W}{g} \lambda \frac{z_i W_{ki}}{\sum_j z_j W_{kj}}$$

dove  $W$  è il peso sismico totale,  $z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni,  $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto in corrispondenza del periodo  $T_1$  calcolabile con la formula approssimata riportata nell' **Ordinanza 3274**,  $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1 in tutti gli altri casi,  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Vista la scarsa capacità dissipativa del sistema presidiante nel calcolo della  $S_d(T_1)$  è opportuno adottare un coefficiente di struttura  $q$  pari a 1.

### Figura 6.10 Sistemi di puntelli inclinati e forze sismiche di piano.

Figura 6.10. Sistemi di puntelli inclinati e forze sismiche di piano.



La forza sismica orizzontale di piano  $F_{ki}$ , spalmata uniformemente sulla luce  $L_i$  del campo  $C_i$ , determina il carico sismico agente sulle travi di contenimento di piano, la cui espressione è:

$$p_{ki} = \frac{F_{ki}}{L_i}$$

La forza orizzontale totale al piano  $k$ -esimo che deve essere assorbita dal sistema di puntelli  $S_i$  ( $i=0, 1, 2, \dots, n$ ) compreso fra i campi  $C_i$  e  $C_{i+1}$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ):

$$F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)})$$

### 6.5.2 Puntelli di sostegno e ritegno

Si suppongono note le forze agenti sui puntelli. Si propongono tre metodi di verifica che portano a soluzioni limite da cui si traggono utili indicazioni per la progettazione.

### 6.5.2.1 Verifica che non tiene conto dell'attrito e della coesione

Sia  $m$  il muro da presidiare ed  $m_1$  il muro trasversale che forma con  $m$  una connessione a T (**Figura 6.9**). Si suppongono le due murature non connesse e senza attrito, per questo la reazione di  $m_1$  su  $m$  non può essere che normale. Sia  $BD$  il puntello inclinato di  $\alpha$  sull'orizzontale, su cui la muratura superiore al tratto  $AB$  scarica il peso  $P$ . Sia inoltre  $R$  la reazione del puntello e  $N$  quella di  $m_1$ . La soluzione grafica del problema è immediata (**Figura 6.9**), percorso 0-1-2-0), traducendola in equazioni di equilibrio si ha:

$$\begin{cases} N - R \cos \alpha = 0 \\ -P + R \sin \alpha = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N = \frac{P}{\tan \alpha} \\ R = \frac{P}{\sin \alpha} \end{cases}$$

### 6.5.2.2 Verifica che tiene conto dell'attrito

Si suppone che fra  $m$  ed  $m_1$  non ci sia coesione, ma che siano a contatto e si sviluppi dell'attrito. In questo caso oltre alla reazione orizzontale  $N$ , nasce una reazione verticale  $T$  diretta verso l'alto.  $N$  e  $T$  si compongono nella  $R'$ , inclinata di  $\beta$  sull'orizzontale, che rappresenta la reazione globale di  $m_1$  su  $m$ . Si riporta la soluzione grafica (**Figura 6.9**), percorso 0-1-3-0) e quella analitica del problema:

$$\begin{cases} R' \cos \beta - R \cos \alpha = 0 \\ R' \sin \beta + R \sin \alpha - P = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} R' = R \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \\ R \cos \alpha \cdot \tan \beta + R \sin \alpha = P \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \\ R = \frac{P}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \end{cases} \quad \begin{cases} R' = \frac{P}{\cos \beta (\tan \alpha + \tan \beta)} \\ R = \frac{P}{\cos \alpha (\tan \alpha + \tan \beta)} \end{cases}$$

Si sono così ricavate le reazioni  $R$  ed  $R'$ , e ancora:

$$N = R' \cos \beta = \frac{P}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \quad ; \quad T = R' \sin \beta = P \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)}$$

Si ricorda che posto il coefficiente di attrito fra  $m$  ed  $m_1$  pari a  $f$  è:

$$T \leq fN \quad \text{con} \quad f = \tan \beta$$

### 6.5.2.3 Verifica che tiene conto della coesione

Si considerano  $m$  ed  $m_1$  unite. Sia  $\sigma$  la resistenza a trazione della muratura. A vantaggio di sicurezza si considera il solo tratto di muratura  $m_1$  che va da  $B$  a  $C$  di altezza  $h$  e spessore  $s$ , e si assume  $\sigma = \sigma_c$ .

La forza di coesione che  $m_1$  esplica su  $m$  è verticale, diretta verso l'alto e vale

$$F = sh\sigma = sh\sigma_c$$

La soluzione grafica si traduce nelle seguenti equazioni:

$$\begin{cases} N - R \cos \alpha = 0 \\ R \sin \alpha + F - P = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N = \frac{P - F}{\tan \alpha} = \frac{P - sh\sigma}{\tan \alpha} \\ R = \frac{P - F}{\sin \alpha} = \frac{P - sh\sigma}{\sin \alpha} \end{cases}$$

### 6.5.2.4 Puntelli di sostegno e ritegno multipli, a fasci convergenti o paralleli

Il problema si risolve impostando una relazione di congruenza. Consideriamo un dissesto da traslazione verticale, si ipotizza che le teste dei puntelli subiscano tutto lo stesso spostamento verso il basso  $v$  (**figura 6.11**). Per il puntello  $i$ -esimo si ha:

$$\Delta l_i = \Delta v \sin \alpha_i \quad ; \quad R_i = EA_i \frac{\Delta l_i}{l_i} \quad \Rightarrow \quad \Delta v = \frac{R_i l_i}{EA_i \sin \alpha_i}$$

Assumendo  $P = \sum P_i$  e Imponendo l'equilibrio globale si ha:

$$\sum_k R_k \sin \alpha_k - P = 0 \quad ; \quad \Delta v \cdot \sum_k \left( EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right) = P \quad \Rightarrow \quad \Delta v = \frac{P}{\sum_k \left( EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

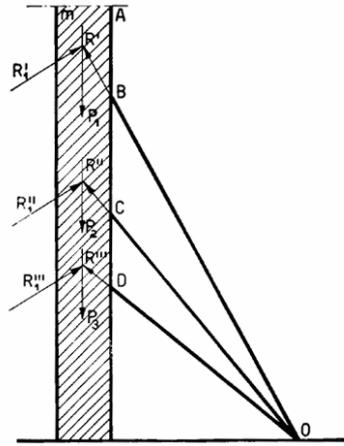


Figura 6.11 Azioni e reazioni. (MASTRODICASA S., 1994).

Si può porre

$$\frac{R_i l_i}{EA_i \sin \alpha_i} = \frac{P}{\left( \sum_k EA_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \quad \Rightarrow$$

$$R_i = \frac{P \left( \frac{A_i \sin \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left( \frac{\sin \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

Per fasci paralleli si ottiene:

$$R_i = \frac{P \left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left( \frac{1}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)}$$

Sfruttando le relazioni ricavate è possibile valutare il peso della muratura gravante sul puntello  $i$ -esimo nei casi con e senza attrito e coesione, da questo seguono le soluzioni:

1) Fasci convergenti senza attrito né coesione:

Ponendo

$$P \frac{\left( \frac{A_i \sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i$$

$$R_i = \frac{P_i}{\sin \alpha_i} = \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{P_i}{\tan \alpha_i} = \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

## 2) Fasci convergenti con attrito:

Sia  $f$  il coefficiente di attrito fra la muratura  $m$  ed  $m_1$  e  $\beta = \arctan(f)$

ponendo 
$$P \frac{\left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = P_i$$

$$R_i = \frac{P_i}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$R'_i = \frac{P_i}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R'_i = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{P_i}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{1}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{1}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$T_i = \frac{P_i \tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} T_i = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha_i + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

### 3) Fasci convergenti con coesione:

Ponendo

$$(P - sh\sigma) \frac{\left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} (P - sh\sigma) \frac{\left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$R_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\sin \alpha_i} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha_i \cdot \sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\tan \alpha_i} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( A_i \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left( A_k \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{\sin^2 \alpha_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha_i \cdot \sum_k \left( \frac{\sin^2 \alpha_k}{l_k} \right)}$$

4) Fasci paralleli senza attrito né coesione:

$$\begin{aligned} \text{Si pone } P \frac{\left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} = P_i &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} = P_i \\ R_i = \frac{P_i}{\sin \alpha} = \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{P \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} \\ N_i = \frac{P_i}{\tan \alpha} = \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{P \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} \end{aligned}$$

5) Fasci paralleli con attrito:

Sia  $f$  il coefficiente di attrito fra la muratura  $m$  ed  $m_1$  e  $\beta = \arctan f$ ,

$$\begin{aligned} \text{ponendo } P \frac{\left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} = P_i &\xrightarrow{\text{stessa sezione}} P \frac{\left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} = P_i \\ R_i = \frac{P_i}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} & \\ \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{1}{\cos \alpha \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} & \\ R'_i = \frac{P_i}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{A_i}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{A_k}{l_k}\right)} & \\ \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R'_i = \frac{1}{\cos \beta \cdot (\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left(\frac{1}{l_i}\right)}{\sum_k \left(\frac{1}{l_k}\right)} & \end{aligned}$$

$$N_i = \frac{P_i}{(\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{1}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{1}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)}$$

$$T_i = \frac{P_i \tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)}$$

$$\xrightarrow{\text{stessa sezione}} T_i = \frac{\tan \beta}{(\tan \alpha + \tan \beta)} \cdot \frac{P \left( \frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)}$$

#### 6) Fasci paralleli con coesione:

Si pone

$$(P - sh\sigma) \frac{\left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i \xrightarrow{\text{stessa sezione}} (P - sh\sigma) \frac{\left( \frac{1}{l_i} \right)}{\sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)} = (P - sh\sigma)_i$$

$$R_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\sin \alpha} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} R_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{1}{l_i} \right)}{\sin \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)}$$

$$N_i = \frac{(P - sh\sigma)_i}{\tan \alpha} = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{A_i}{l_i} \right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{A_k}{l_k} \right)} \xrightarrow{\text{stessa sezione}} N_i = \frac{(P - sh\sigma) \cdot \left( \frac{1}{l_i} \right)}{\tan \alpha \cdot \sum_k \left( \frac{1}{l_k} \right)}$$

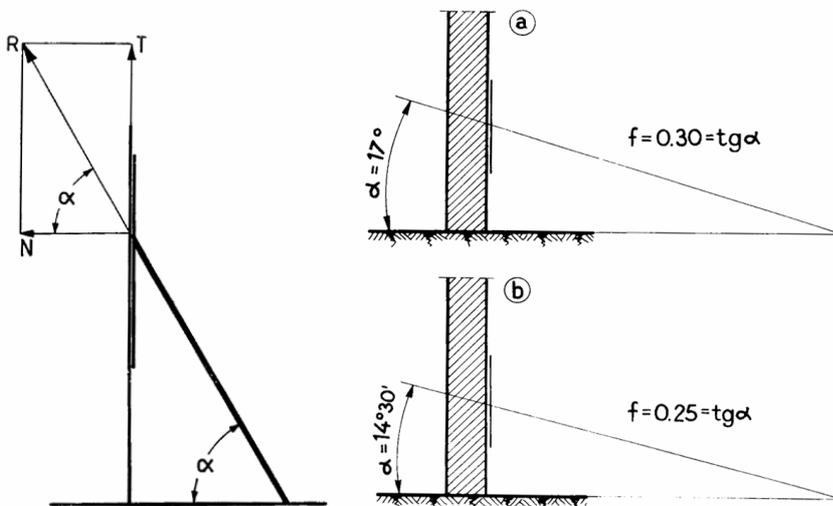
### 6.5.3 Puntelli di solo ritegno

Si consideri il singolo puntello di ritegno. Posto pari a  $f$  il coefficiente di attrito fra puntello e muratura (**Figura 6.12**), affinché non ci sia lo scorrimento della testa del puntello sulla muratura deve essere:

$$T \leq fN$$

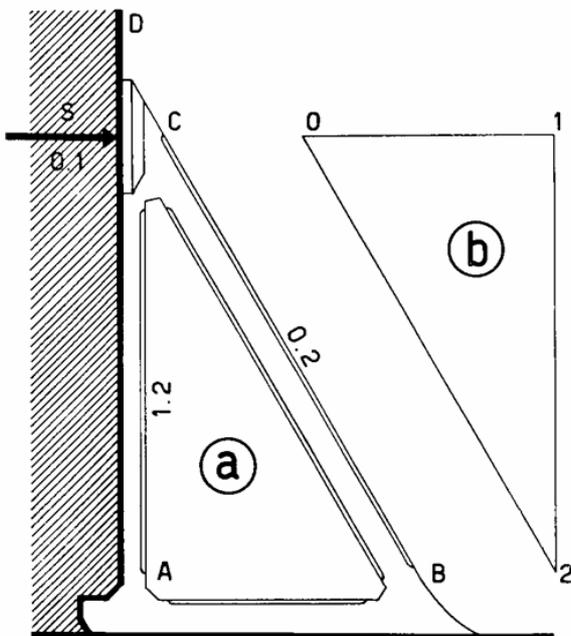
$$T = N \tan \alpha \Rightarrow \tan \alpha \leq f \quad \text{ossia} \quad \alpha \leq \arctan f$$

**Figura 6.12.** Attrito allo scorrimento della testa del puntello.  
(MASTRODICASA S., 1994).



Tale limitazione può essere superata se si adottano degli accorgimenti come l'ammorsamento nella muratura di alcuni organi della puntellatura, e la immissione di elementi verticali in grado di assorbire lo sforzo di scorrimento. Questo porta al sistema di ritegno triangolare di figura (Figura 6.13).

**Figura 6.13.** Sistema triangolare di ritegno. (MASTRODICASA S., 1994).



Considerato il nodo C e detti  $S = 0.1$  la spinta esercitata dalla muratura,  $R_1 = 20$  la reazione del puntone CB,  $R_2 = 12$  la reazione del tirante CA, si ottiene:

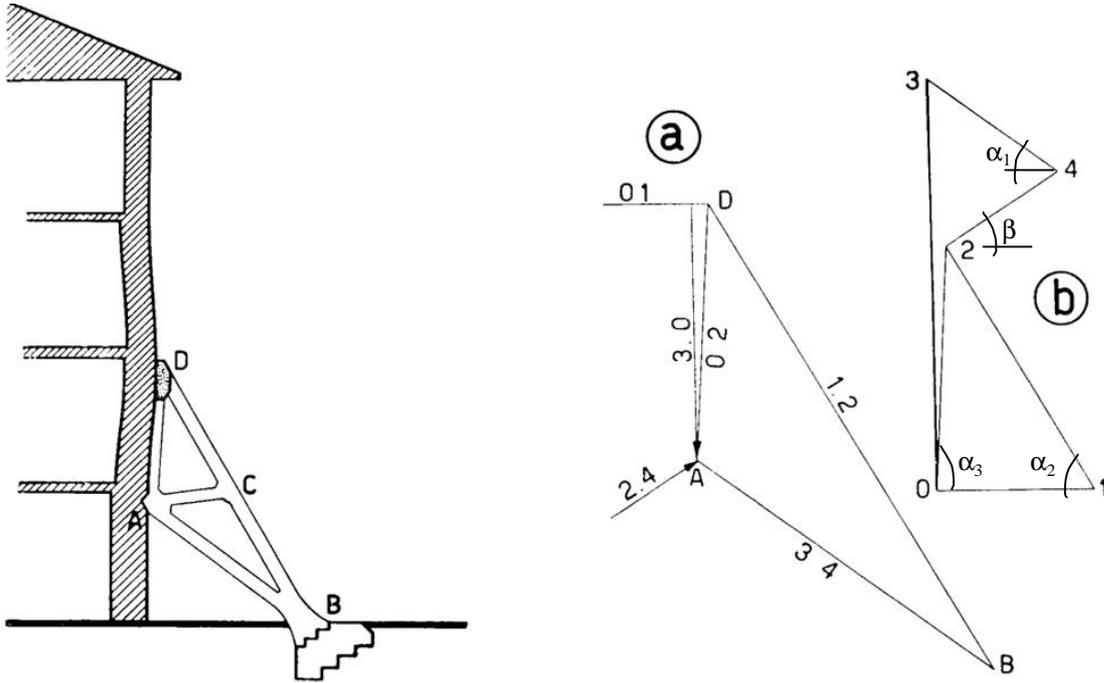
$$R_1 = \frac{S}{\cos \alpha} \quad ; \quad R_2 = R_1 \sin \alpha = S \tan \alpha$$

Al fine di garantire un efficace ammorsamento deve essere valutata l'eventuale necessità di un consolidamento locale della muratura.

### 6.5.4 Sistemi reticolari di ritegno e sostegno

Consideriamo una delle strutture più efficaci (**Figura 6.14**),

**Figura 6.14.** Risoluzione grafica di un sistema di puntellatura di sostegno e ritegno. (MASTRODICASA S., 1994).



che può essere ridotta al nucleo resistente  $ABD$ . Siano  $S = 01$  la spinta orizzontale in  $D$ ,  $R_1 = 43$  la reazione del puntone  $AB$  in  $A$ ,  $R_2 = 12$  la reazione del puntone  $DB$  in  $D$ ,  $R_3 = 20$  la reazione del tirante  $DA$  in  $D$ ,  $R' = 24$  la reazione spingente della muratura in  $A$ ,  $P = 30$  il peso della muratura in  $A$ .

Per il nodo  $D$  ed il nodo  $A$  si danno le soluzioni grafiche e quelle analitiche:

**(nodo D)**

la soluzione grafica è rappresentata dal percorso 0-1-2-0 di (**Figura 6.14** b), quella analitica si ottiene risolvendo il seguente sistema:

$$\begin{cases} S - R_2 \cos \alpha_2 - R_3 \cos \alpha_3 = 0 \\ R_2 \sin \alpha_2 - R_3 \sin \alpha_3 = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} S - R_3 \frac{\sin \alpha_3}{\tan \alpha_2} - R_3 \cos \alpha_3 = 0 \\ R_2 = R_3 \frac{\sin \alpha_3}{\sin \alpha_2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_3 = \frac{S}{\sin \alpha_3 \cdot \left( \frac{1}{\tan \alpha_2} + \frac{1}{\tan \alpha_3} \right)} \\ R_2 = \frac{S}{\sin \alpha_2 \cdot \left( \frac{1}{\tan \alpha_2} + \frac{1}{\tan \alpha_3} \right)} \end{cases}$$

**(nodo A)**

la soluzione grafica è rappresentata dal percorso 0-2-4-3-0 di (**Figura 6.14** b), quella analitica si ottiene risolvendo il seguente sistema:

$$\begin{cases} R' \cos \beta + R_3 \cos \alpha_3 - R_1 \cos \alpha_1 = 0 \\ R' \sin \beta + R_3 \sin \alpha_3 + R_1 \sin \alpha_1 - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R_1 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \beta} - R_3 \frac{\cos \alpha_3}{\cos \beta} \\ R_1 \cos \alpha_1 \tan \beta - R_3 \cos \alpha_3 \tan \beta + R_3 \sin \alpha_3 + R_1 \sin \alpha_1 - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R' = R_1 \frac{\cos \alpha_1}{\cos \beta} - R_3 \frac{\cos \alpha_3}{\cos \beta} \\ R_1 \cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta) + R_3 \cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 - \tan \beta) - P = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_1 = \frac{P}{\cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} - R_3 \frac{\cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 - \tan \beta)}{\cos \alpha_1 (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} \\ R' = \frac{P}{\cos \beta (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} - R_3 \frac{\cos \alpha_3 (\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1)}{\cos \beta (\tan \alpha_1 + \tan \beta)} \end{cases}$$

Si ricordi che:

- senza attrito né coesione:  $R' = N e \cdot = 0^\circ$
- con attrito:  $R'$  resta individuato da  $f$  e  $N$  con  $\cdot = \arctan(f)$
- con coesione:  $R'$  resta individuato da  $F = sh \cdot$  e  $N$  con  $\cdot = \arctan(sh \cdot / N)$

#### 6.5.4.1 Cenni sui fasci di puntelli e dissesto da rotazione

L'equazione di congruenza sul generico puntello e l'equilibrio globale alla rotazione portano alle seguenti espressioni:

$$R_i = EA_i \frac{\Delta l_i}{l_i} = EA_i \frac{h_i \cos \alpha_i}{l_i} \Delta \theta \quad d_i = b_i \sin \alpha_i$$

$$\sum_k R_k d_k = Pe \quad \Delta \theta \cdot \sum_k \left( EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{l_k} \right) = Pe$$

$$\Delta \theta = \frac{R_i l_i}{EA_i h_i \cos \alpha_i} \quad \Delta \theta = \frac{Pe}{\sum_k \left( EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{l_k} \right)}$$

$$R_i = \frac{Pe \left( \frac{EA_i h_i \cos \alpha_i}{l_i} \right)}{\sum_k \left( EA_k b_k h_k \frac{\sin \alpha_k \cos \alpha_k}{l_k} \right)}$$

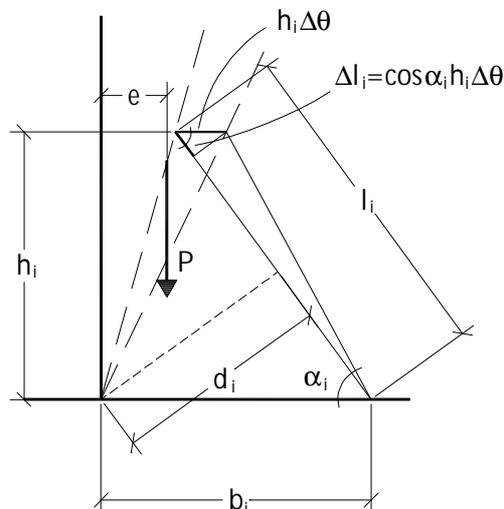


Figura 6.15. Dissesto da rotazione.

### 6.5.5 Determinazione della sezione

Si rimanda a quanto già detto nel capitolo dedicato ai puntelli verticali.

### 6.5.6 Esempio Numerico

Si considera l'intervento di ritegno della parete di testata dell'edificio in muratura di **(Foto 6.1)** e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. La verifica allo S.L.U. in conformità all'**Ordinanza 3274/2003**.

Foto 6.1. Cesi – Puntelli inclinati.



Si considerano solai e copertura non gravanti sulla parete di testata e si assume lo spessore del muro pari a 35 cm con peso proprio  $\gamma_{muro} = 19.2 \text{ kN/m}^3$ .

Le forze sismiche agenti sul sistema presidiario (**Figura 6.16** e **Figura 6.17**) si calcolano secondo quanto prescritto dalla vigente normativa, applicando il metodo statico equivalente. La zona sismica è la seconda.

Figura 6.16. Sistema di puntelli di ritegno.

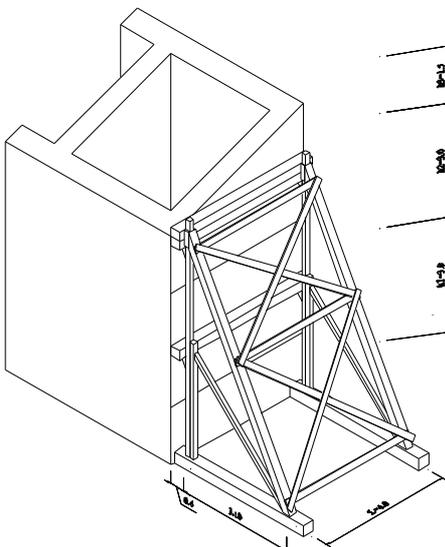
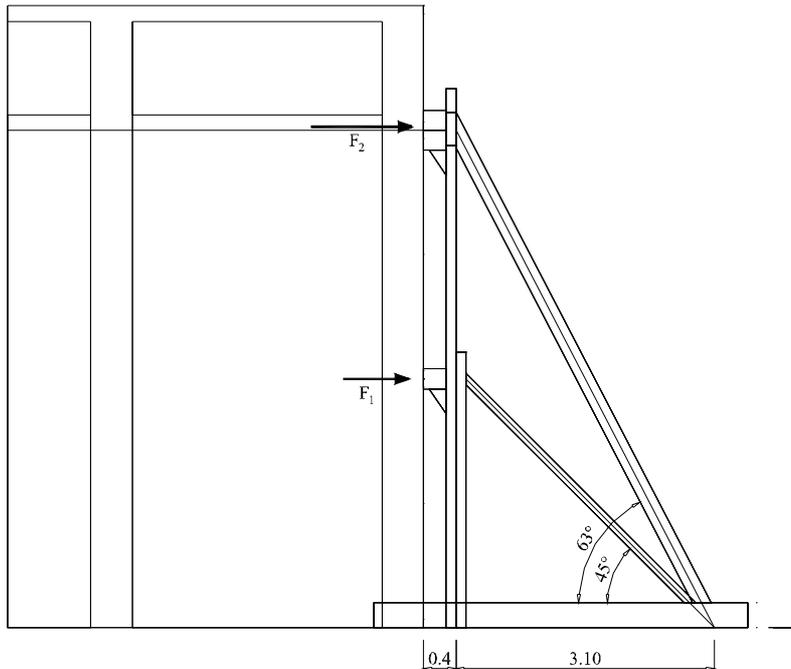


Figura 6.17. Forze sismiche sul sistema di puntelli.



I pesi sismici a livello dei piani sono costituiti dai soli carichi permanenti, e sono

$$W_1 = G_1 = \left( \gamma_{muro1} \cdot s_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L = (19.2 \cdot 0.35 \cdot 3) \cdot 4 = 80.64 \text{ kN}$$

$$W_2 = G_2 = \left( \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} + \gamma_{muro3} \cdot s_3 \cdot \frac{1}{2} h_3 \right) \cdot L = (19.2 \cdot 0.35 \cdot 2.25) \cdot 4 = 60.48 \text{ kN}$$

Assumendo un coefficiente di struttura  $q$  unitario e suolo di tipo A, l'ordinata dello spettro risulta:

$$T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} = 0.050 \cdot 6^{3/4} = 0.19 \text{ sec} \rightarrow T_B \leq T_1 \leq T_C$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.25g \cdot 1.0 \cdot \frac{2.5}{1.0} = 0.625g$$

da cui si ricavano le forze sismiche e gli sforzi normali agenti sui puntelli

$$F_1 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_1 \cdot W_1}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 141.12 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{3 \cdot 80.64}{3 \cdot 80.64 + 6 \cdot 60.48} = 35.28 \text{ kN}$$

$$F_2 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_2 \cdot W_2}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 141.12 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{6 \cdot 60.48}{3 \cdot 80.64 + 6 \cdot 60.48} = 52.92 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{F_1/2}{\cos \alpha_1} = \frac{35.28/2}{\cos 45^\circ} = 24.95 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{F_2/2}{\cos \alpha_2} = \frac{52.92/2}{\cos 63^\circ} = 58.29 \text{ kN}$$

Le travi orizzontali di contenimento lavorano come travi semplicemente appoggiate, con taglio massimo presso gli appoggi e momento flettente massimo in mezzeria

$$M_{1\max} = \frac{q_1 L^2}{8} = \frac{F_1 L}{8} = \frac{35.28 \cdot 4}{8} = 17.64 \text{ kN} \cdot \text{m} ; V_{1\max} = \frac{F_1}{2} = \frac{35.28}{2} = 17.64 \text{ kN}$$

$$M_{2\max} = \frac{q_2 L^2}{8} = \frac{F_2 L}{8} = \frac{52.92 \cdot 4}{8} = 26.46 \text{ kN} \cdot \text{m} ; V_{2\max} = \frac{F_2}{2} = \frac{52.92}{2} = 26.46 \text{ kN}$$

Gli sforzi normali di compressione sui puntelli inclinati e le sollecitazioni assiali di trazione sui tiranti verticali sono i seguenti

$$N_{P1} = \frac{F_1/2}{\cos \alpha_1} = \frac{35.28/2}{\cos 45^\circ} = 24.95 \text{ kN} ; N_{T1} = \frac{F_1}{2} \tan \alpha_1 = \frac{35.28}{2} \tan 45^\circ = 17.64 \text{ kN}$$

$$N_{P2} = \frac{F_2/2}{\cos \alpha_2} = \frac{52.92/2}{\cos 63^\circ} = 58.29 \text{ kN} ; N_{T2} = \frac{F_2}{2} \tan \alpha_2 = \frac{52.92}{2} \tan 63^\circ = 51.93 \text{ kN} ..$$

Le travi inferiori, di ancoraggio per tiranti verticali e funzionanti come dormienti di diffusione del carico trasmesso dai puntelli, sono inseriti alla base della muratura e lavorano a taglio e flessione. Le sollecitazioni massime, come si deduce dalla **Figura 6.17**, si hanno in corrispondenza dell'attacco dei tiranti e sono:

$$V_{\max} = \frac{(N_{T1} + N_{T2})}{3.5} \cdot 3.1 = \frac{69.57}{3.5} \cdot 3.1 = 61.62 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = V_{\max} \cdot 0.4 = 61.62 \cdot 0.4 = 24.65 \text{ kN} \cdot \text{m} .$$

Il materiale utilizzato sia legname appartenente alla classe di resistenza C16 (EN 338 - Marzo1997), classe di servizio 3, essendo il carico dovuto al sisma come classe si assume quella di breve durata, secondo le prescrizioni riportate nel capitolo **Materiali**.

Si determinano le resistenze di progetto  $R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}$ , a compressione parallela alle fibre, a trazione parallela, a flessione e a taglio, per S.L.U. combinazione eccezionale

$$k_{\text{mod}} = 0.70 ; \gamma_M = 1.0 \quad \rightarrow \quad f_{c,od} = 0.70 \frac{17}{1.0} = 11.9 \text{ MPa}$$

$$f_{t,od} = 0.70 \frac{10}{1.0} = 7.0 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 0.70 \frac{16}{1.0} = 11.2 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 0.70 \frac{1.8}{1.0} = 1.26 \text{ MPa} .$$

Al primo livello si utilizza una trave avente sezione 19x24 cm, con area  $S = 456 \text{ cm}^2$ , modulo di resistenza flessionale  $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{190 \cdot 240^2}{6} = 1824000 \text{ mm}^3$ , ed area resistente a taglio pari a  $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{45600}{1.2} = 38000 \text{ mm}^2$ .

Si calcola il momento resistente ed il taglio resistente della trave

$$M_{d1} = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 1824000 \cdot 10^{-6} = 20.43 > 17.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{d1} = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 38000 \cdot 10^{-3} = 47.88 > 17.64 \text{ kN} .$$

Al secondo livello si utilizza una trave avente sezione 20x28 cm, con area  $S = 560 \text{ cm}^2$ ,

modulo di resistenza flessionale  $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{200 \cdot 280^2}{6} = 2613333 \text{ mm}^3$ ,

e area resistente a taglio pari a  $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{56000}{1.2} = 46666 \text{ mm}^2$ .

Si calcolano il momento resistente ed il taglio resistente di tale trave

$$M_{d2} = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 2613333 \cdot 10^{-6} = 29.27 > 26.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{d2} = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 46666 \cdot 10^{-3} = 58.8 > 26.46 \text{ kN}.$$

I puntelli vengono dimensionati per carico di punta. Per quelli al primo livello si sceglie una sezione 11x11 cm, con  $\rho_{\min} = \frac{11}{\sqrt{12}} = 3.175 \text{ cm}$  e area  $S = 121 \text{ cm}^2$ , applicando la curva di stabilità della normativa DIN, riportata in tabella nel capitolo **Materiali**, si ottiene lo sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} = \frac{310 / \cos 45^\circ}{3.175} = 138 \rightarrow \omega = 5.72$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{11.9 \cdot 12100}{5.72} \cdot 10^{-3} = 25.17 > 24.95 \text{ kN}.$$

Per quelli al secondo livello si utilizza una sezione 16x21 cm, con  $\rho_{\min} = \frac{16}{\sqrt{12}} = 4.619 \text{ cm}$  e area  $S = 336 \text{ cm}^2$ , ottenendo il seguente sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\min}} = \frac{310 / \cos 63^\circ}{4.619} = 148 \rightarrow \omega = 6.58$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{11.9 \cdot 33600}{6.58} \cdot 10^{-3} = 60.76 > 58.29 \text{ kN}.$$

Per i tiranti del primo livello si utilizza una sezione 4x10 cm, per la quale è  $S = 40 \text{ cm}^2$  con una trazione resistente

$$N_{T1d} = f_{t,od} \cdot S = 7.0 \cdot 4000 \cdot 10^{-3} = 28 > 17.64 \text{ kN}.$$

Per i tiranti del secondo livello si utilizza una sezione 9x9 cm, per la quale è  $S = 81 \text{ cm}^2$  con una trazione resistente

$$N_{T2d} = f_{t,od} \cdot S = 7.0 \cdot 8100 \cdot 10^{-3} = 56.7 > 51.93 \text{ kN}.$$

Ogni trave di ancoraggio inferiore viene realizzata con un elemento di sezione 24x32 cm, area  $S = 768 \text{ cm}^2$ ,

modulo di resistenza flessionale  $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{240 \cdot 320^2}{6} = 4096000 \text{ mm}^3$ , e area

resistente a taglio pari a  $A_w = \frac{S}{\chi} = \frac{76800}{1.2} = 64000 \text{ mm}^2$ .

Si calcola il momento resistente ed il taglio resistente della trave

$$M_d = f_{m,d} W = 11.2 \cdot 4096000 \cdot 10^{-6} = 45.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = f_{v,d} A_w = 1.26 \cdot 64000 \cdot 10^{-3} = 80.64 \text{ kN}.$$

Poiché la sezione maggiormente sollecitata è sottoposta contemporaneamente a taglio e flessione, la verifica va fatta applicando il seguente criterio di resistenza

$$\sqrt{\left(\frac{M}{M_d}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_d}\right)^2} \leq 1 \rightarrow \sqrt{\left(\frac{24.65}{45.87}\right)^2 + \left(\frac{61.62}{80.64}\right)^2} = 0.93 \leq 1$$

## 6.6 Ottimizzazione dell'intervento

Lo schema strutturale proposto per il miglioramento dell'intervento è quello riportato in **Figura 6.18**. Esso facilita le operazioni di montaggio e fornisce garanzie dal punto di vista della rispondenza del comportamento reale dell'opera a quello teorico.

Le travi orizzontali di contenimento, lavorando a taglio e flessione secondo lo schema appoggio-appoggio, riportano sui sistemi di puntelli le forze distribuite, sismiche e statiche, agenti sulla parete. La diffusione dell'azione di ritegno viene estesa interponendo un fitto tavolato verticale fra le travi e la muratura.

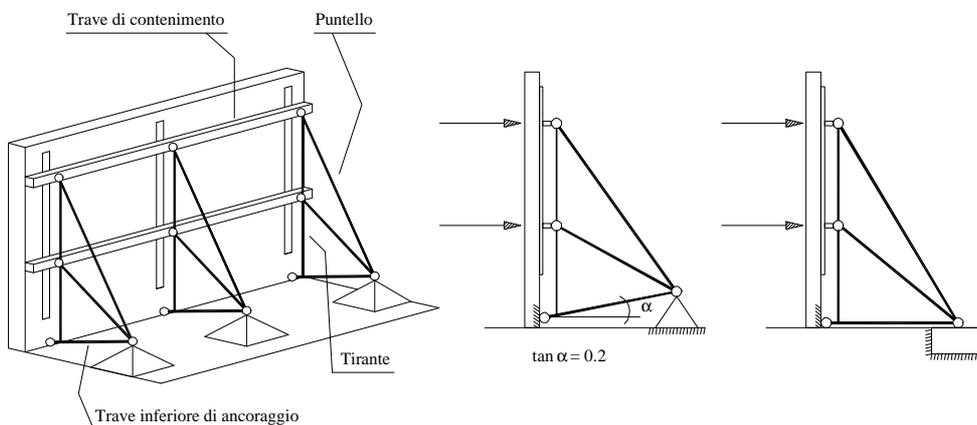
I puntelli inclinati, sollecitati a compressione assiale, riportano a terra le forze inerziali generate dalle scosse sismiche ed eventualmente le forze statiche orizzontali o sub-orizzontali che interessano la facciata presidiata.

Lo scarico a terra delle azioni avviene mediante delle basi fondali che, a seconda dell'entità delle azioni e delle caratteristiche del terreno, possono essere dei semplici appoggi in legno o delle fondazioni in c.a..

Lo scorrimento della testa dei puntelli sulla muratura viene impedita con dei tiranti verticali, ancorati inferiormente ad elementi trave. La messa a punto di un sistema di tesatura dei tiranti, rende possibile la messa in opera di una *puntellatura attiva*, con il sistema in uno stato di precarico. La presenza dei tiranti consente, con il loro giusto dimensionamento, la messa in opera di puntelli con inclinazioni maggiori, con riduzione dell'ingombro e maggiori possibilità di transito.

Gli elementi inferiori di ancoraggio possono essere orizzontali, con una estremità alloggiata in un foro praticato alla base della parete e l'altra vincolata alla base fondale, oppure inclinati di un angolo sull'orizzontale avente tangente pari a 0.2, con una estremità a contrasto della parete e l'altra vincolata alla base fondale opportunamente rialzata (**Figura 6.18**). Questa seconda soluzione è stata pensata per consentire l'applicazione dell'intervento ai casi per i quali non sia praticabile la foratura alla base della parete presidiata.

**Figura 6.18.** Schema del sistema di puntelli inclinati.



## 6.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

Il materiale utilizzato è il legno e l'acciaio. Unico elemento in più rispetto al sistema solitamente adoperato è rappresentato dal tirante verticale, realizzabile mediante barre d'acciaio (FeB38k o FeB44k) o con barre d'acciaio armonico filettate tipo Freyssinet o Dywidag. I dadi utilizzati sono ad alta resistenza tipo 6S, per l'acciaio normale, e 8G per quello armonico.

Le travi inferiori di ancoraggio, singole o doppie, sono in legname o in acciaio (profilati del tipo HE, serie normale, alleggerita o pesante, in acciaio Fe360, Fe430 o Fe 510).

Le travi orizzontali di contenimento della parete, singole o doppie, sono in legname o sono costituite da profilati IPE o HE in acciaio Fe360, Fe430 o Fe510.

Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento sono:

1. **Controllo della stagionatura del materiale.**
2. **Preparazione e disposizione della base fondale.**
3. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata.**
4. **Posizionamento degli elementi base:** nel caso di sistema a massa presidiante non rialzata va preliminarmente realizzato un foro alla base della parete sufficiente per l'alloggiamento della trave di base. Successivamente si procede al posizionamento degli elementi di base curando, nel caso di massa rialzata, il perfetto contrasto tra parete e massa presidiante.
5. **Messa in opera dei puntelli:** dopo aver sagomato la testa del puntello e realizzato i fori per il passaggio delle barre, i puntelli vengono posizionati fra elemento di base e sistema di correnti orizzontali, curando la sagomatura della trave di base per l'alloggiamento dei puntelli.
6. **Messa in tiro della barre:** dopo aver posizionato i tiranti negli appositi fori realizzati in corrispondenza della testa dei puntelli, si procede a forare gli elementi di base che le barre devono eventualmente attraversare e bloccare queste ultime mediante piastre e bulloni. I tiranti vanno poi messi in carico mediante manicotti filettati intermedi o agendo sui bulloni di estremità.
7. **Posizionamento di elementi di controvento.**

## 6.6.2 Procedura di dimensionamento

### 6.6.2.1 Dimensionamento dei puntelli

Sono elementi snelli sottoposti a carico assiale e dunque sono soggetti a fenomeni di instabilità. Sono costituiti da elementi in legname, singoli o doppi.

Il legname generalmente utilizzato è quello di conifera, in particolare l'abete. In commercio si trovano puntelli di lunghezza fino a 12 m, con sezioni che vanno dalla 6x8 [cm], alla 40x60 [cm].

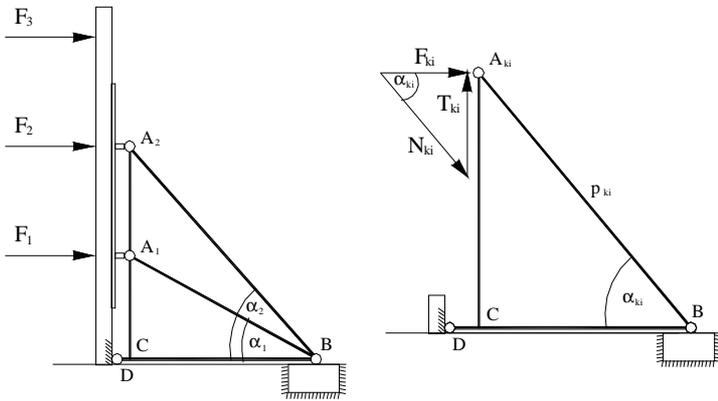
Calcolata la forza orizzontale totale al piano *k-esimo* che deve essere assorbita dal sistema di puntelli  $S_i$  ( $i=0, 1, 2, \dots, n$ ) compreso fra i campi  $C_i$  e  $C_{i+1}$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ):

$$F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)}) \quad [F]$$

si ricava lo sforzo normale agente sul puntello  $N_{ki} = \frac{F_{ki}^T}{\cos \alpha_{ki}}$ , con

$\alpha_{ki}$  = angolo di inclinazione del puntello sull'orizzontale (**Figura 6.19**).

**Figura 6.19.** Scomposizione della forza orizzontale agente sul generico puntello.



I singoli puntelli vengono considerati come elementi incernierati agli estremi, con lunghezza di libera inflessione pari alla propria luce  $l$ . Hanno sezione rettangolare  $b \times h = S$  con  $b < h$ , il raggio d'inerzia della sezione è  $\rho = \frac{b}{\sqrt{12}}$ . Calcolata la snellezza della sezione

$\lambda = \frac{l}{\rho}$ , si ricava il coefficiente  $\omega$ .

Lo sforzo normale resistente di progetto di una generica sezione vale  $N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega}$ .  
La sezione del puntello viene scelta in modo che resti verificata la relazione seguente:

$$N_{ki} \leq n N_d \quad \text{con } n = \text{numero di puntelli (1 o 2)}.$$

### 6.6.2.2 Dimensionamento dei tiranti

Per il generico sistema di puntelli  $S_i$  al piano  $k$  il tiro è pari a  $T_{ki} = F_{ki}^T \tan \alpha_{ki}$  (Figura 6.19),

essendo  $F_{ki}^T = \frac{1}{2} (p_{ki} L_i + p_{k(i+1)} L_{(i+1)})$  la forza orizzontale totale al piano  $k$  che deve essere assorbita dal sistema di puntelli e  $\alpha_{ki}$  l'inclinazione sull'orizzontale del puntello al piano  $k$ . Nel caso di tiranti in acciaio, detta  $A_{ki}$  la loro area efficace netta deve risultare:

$$T_{ki} \leq f_d A_{ki} \quad \text{con } f_d = \text{tensione resistente di progetto per l'acciaio.}$$

Nel caso di tiranti in legno, detta  $S_{ki}$  la loro area efficace netta deve risultare:

$$T_{ki} \leq f_{t,od} S_{ki} \quad \text{con } f_{t,od} = \text{tensione resistente di progetto a trazione parallela alle fibre.}$$

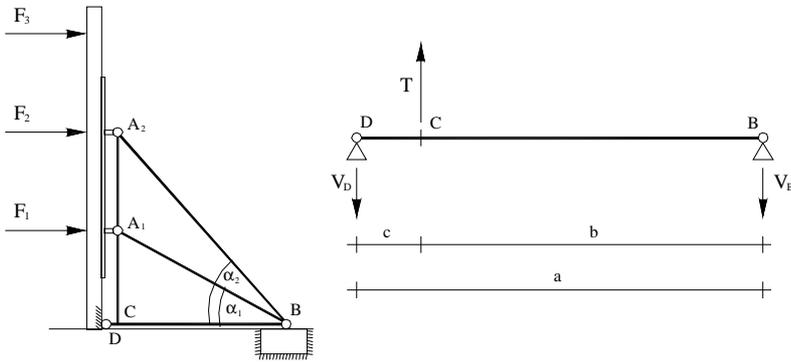
### 6.6.2.3 Dimensionamento delle travi inferiori di ancoraggio

Abbiamo due possibili configurazioni per questo elemento, una lo prevede in posizione orizzontale con una estremità incassata nella muratura, nell'altra è disposto con una inclinazione di 0.2 sull'orizzontale e con una estremità a contrasto con la muratura. In

entrambi i casi gli elementi sono sollecitati da una forza trasversale  $T_i = \sum_{k=1}^m T_{ki}$  essendo  $m$  il numero di piani puntellati, forza trasversale che è data dalla somma delle trazioni agenti su tutti i tiranti del sistema  $S_i$  in esame.

Dalla risoluzione della prima configurazione (Figura 6.20)

**Figura 6.20.** Sistema di puntelli con trave inferiore di ancoraggio orizzontale.



si ottiene :

$$V_{B,i} = T_i \frac{c}{(b+c)}$$

$$V_{D,i} = T_i \frac{b}{(b+c)}$$

Le sollecitazioni massime sull'elemento sono:

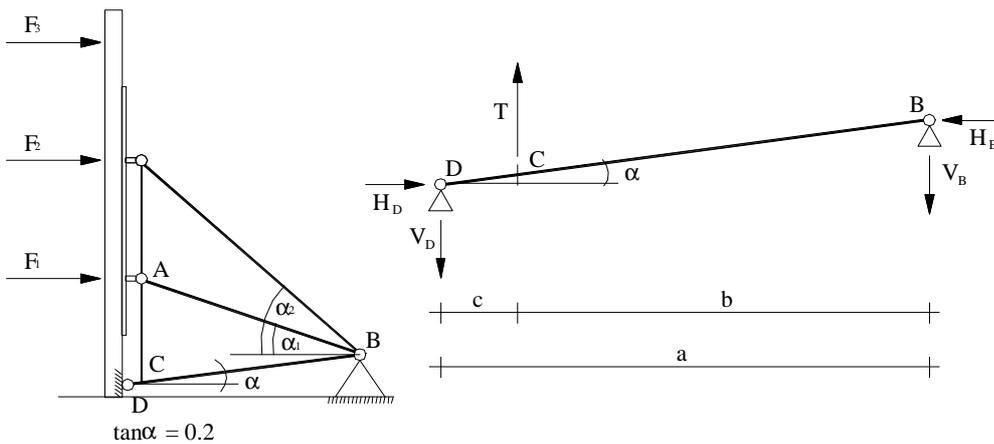
taglio  $V_{max,i} = \max[V_D, V_B]$ ;

momento flettente  $M_{max,i} = V_D \cdot c$ ;

sforzo normale  $N_{max,i} = 0$ .

Dalla risoluzione della seconda configurazione (**Figura 6.21**),

**Figura 6.21.** Sistema di puntelli con trave inferiore di ancoraggio inclinata del 20% sull'orizzontale.



definendo  $\mu$  come coefficiente di attrito fra elemento e parete, si ottiene :

$$V_D = \mu H_D \xrightarrow{\text{Equilibrio alla rotazione}} H_D = T \frac{b}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)};$$

$$H_B + H_D = 0 \rightarrow H_B = -H_D$$

$$V_D = \mu H_D = T \frac{\mu b}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)};$$

$$V_B + V_D = T \rightarrow V_B = T \frac{\mu c + (b+c)\tan \alpha}{(b+c)(\mu + \tan \alpha)}$$

Le sollecitazioni massime sull'elemento sono:

taglio  $V_{\max} = \max[V_D \cos \alpha + H_D \sin \alpha; T \cos \alpha - (V_D \cos \alpha + H_D \sin \alpha)]$

momento flettente  $M_{\max} = (V_D + H_D \tan \alpha) \cdot c$

sforzo normale  $N_{\max} = V_B \sin \alpha + H_B \cos \alpha$

Queste ultime espressioni si riducono a quelle ricavate per la prima configurazione sostituendo  $\alpha=0$  e  $H_B=H_D=0$ .

Come per i puntelli viene utilizzato il legname di conifera, in particolare l'abete.

Le singole travi vengono considerate come elementi incernierati agli estremi, con lunghezza di libera inflessione pari alla propria luce  $l$ . Hanno sezione rettangolare  $b \times h = S$

con  $b < h$ , il raggio d'inerzia della sezione è  $\rho = \frac{b}{\sqrt{12}}$ ; calcolata la snellezza della sezione

$$\lambda = \frac{l}{\rho}, \text{ si ricava il coefficiente } \omega.$$

Il modulo di resistenza a flessione vale  $W = \frac{bh^2}{6}$ , e detto  $\chi$  il fattore di taglio, che per

sezioni rettangolari vale 1.2, si ricava l'area resistente a taglio  $S/\chi$ .

Per una generica sezione si hanno le seguenti resistenze di progetto:

sforzo normale  $N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega};$

momento flettente  $M_d = f_{m,od} W;$

taglio  $V_d = f_{vd} \frac{S}{\chi}.$

Indicato con  $n$  il numero di travi (1 o 2), deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{\max}}{nN_d}\right)^2 + \left(\frac{M_{\max}}{nM_d}\right)^2 + \left(\frac{V_{\max}}{nV_d}\right)^2} \leq 1.$$

## 6.8 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che forniscono i componenti del sistema di puntellamento attivo dimensionato per diversi casi, individuati da vari parametri. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava i componenti da mettere in opera.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince componendo, come riportato in tabella, i seguenti dati:

- Tipo di muratura
- Spessore medio della muratura
- Altezza media di interpiano
- Tipologia del solaio
- Fascia media di solaio gravante sulla parete presidiata

Nota il livello di carico di appartenenza ed utilizzando i dati della geometria del sistema presidiante, le tabelle di dimensionamento dei componenti del sistema forniscono i seguenti risultati:

- Sezione del puntello singolo che presidia il primo livello
- Sezione della coppia di puntelli che presidiano il secondo livello
- Sezione dei tiranti applicati al puntello del primo livello
- Sezione dei tiranti applicati al singolo puntello del secondo livello
- Sezione delle travi inferiori di ancoraggio nel caso di puntello presente solo al primo livello
- Sezione delle travi inferiori di ancoraggio nel caso di puntelli presenti sia al primo che al secondo livello
- Scarichi orizzontali e verticali che interessano la massa presidiante nel caso di puntello presente solo al primo livello
- Scarichi orizzontali e verticali che interessano la massa presidiante nel caso di puntelli presenti sia al primo che al secondo livello

Le tabelle sono fornite per le diverse categorie sismiche e per due diversi coefficienti di riduzione delle sollecitazioni. Infatti, la sperimentazione sui “sistemi di puntelli attivi” ha evidenziato un comportamento dell’opera provvisoria molto migliore di quella prevista nel calcolo effettuato secondo le normative vigenti. Tale miglior comportamento è stato portato in conto dividendo per coefficiente 2 le sollecitazioni.

Un’altra considerazione è stata fatta sulla valutazione dell’intensità attesa delle scosse telluriche successive all’evento sismico principale, solitamente molto inferiore. Si è pertanto assunto un coefficiente riduttivo al denominatore delle forze sismiche pari a 2. A seconda se le condizioni indirizzano a portare in conto uno solo od entrambi i coefficienti, si utilizzeranno le tabelle con un Coeff.Rid.=2 oppure Coeff.Rid.=4.

Oltre ai componenti dei sistemi di puntelli inclinati, vengono fornite le tabelle dei tiri verticali sui puntelli, con i quali è possibile dimensionare la chiodatura, sostitutiva dei tiranti in acciaio, atta ad impedire lo scorrimento in testa. Visto il non soddisfacente comportamento sperimentale delle chiodature, i tiri vengono forniti senza alcuna riduzione rispetto a quelli teorici, ossia Coeff.Rid.=1.

È possibile utilizzare i tiri opportunamente ridotti per dimensionare i tiranti realizzati con un materiale diverso dall’acciaio Feb44k.

Le tabelle rappresentano casi più onerosi andando da sinistra a destra e dall’alto in basso. Quando vengono utilizzate, adattandole ai casi reali, occorre tenerlo presente al fine di restare sempre in sicurezza.

Si fa notare che tutte le tabelle seguenti sono state calcolate per sistemi di puntelli distanti tra loro di 3, 5 o 7 m, ed in particolare si è considerato un sistema centrale, sul quale agisce per intero il campo di muratura. Nel caso si stiano dimensionando sistemi di puntelli di estremità, poiché su questi insiste solo metà del campo di muratura presidiato, sarà sufficiente utilizzare componenti singoli al posto dei doppi (es. 2 p. 12×12 → 1 p. 12×12). Stesso discorso vale per i valori del tiro in testa ai puntelli

### 6.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell’esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.35 m, l’altezza media di interpiano è 3.0 m, Solaio e copertura non insistono sulla parete presidiata (fascia di solaio=0). Entrando con questi dati nella **Tabella 6.1** si ricava che il livello di carico atteso per il sistema presidiario è **A**. Le dimensioni geometriche che caratterizzano il sistema di puntelli con **massa non rialzata**

sono la distanza della massa presidiante  $d=3.50$  m ed il campo tra due sistemi di puntelli  $L=4.0$  m, per cui nelle tabelle con Coeff.Rid.=2, in corrispondenza dei valori  $d=3.5$  m e  $L=5>4.0$  m, si leggono i risultati:

- 1) **Tabella 6.18**: puntello del primo livello=1p 13x13, puntello del secondo livello=2p 16x20.
- 2) **Tabella 6.20**: tirante del primo livello=(1Ø14 FeB44k), tirante del secondo livello=(2Ø18 FeB44k).
- 3) **Tabella 6.22**: elemento inferiore di ancoraggio=2tr 20x32.
- 4) **Tabella 6.24**: azioni sulla massa presidiante  $H=98\text{kN}$   $V=140\text{kN}$ .
- 5) **Tabella 6.70**: tiro verticale in testa ai puntelli con cui dimensionare le chiodature (alternative ai tiranti): primo livello  $T1=63\text{kN}$ , secondo livello  $T2=252\text{kN}$ .

Poiché le puntellature sono di “estremità” assorbono solo la metà delle forze utilizzate per l’assemblaggio delle tabelle, dunque i valori da assumere come risultati per l’assemblaggio del singolo sistema di puntelli sono i seguenti:

- 1) Puntello del primo livello=1p 13x13, puntello del secondo livello=1p 16x20.
- 2) Tirante del primo livello=(1Ø14 FeB44k), tirante del secondo livello=(1Ø18 FeB44k).
- 3) Elemento inferiore di ancoraggio=1tr 20x32.
- 4) Azioni sulla massa presidiante  $H=49\text{kN}$   $V=70\text{kN}$ .
- 5) Tiro verticale in testa ai puntelli con cui dimensionare le chiodature (alternative ai tiranti): primo livello  $T1=31.5\text{kN}$ , secondo livello  $T2=126\text{kN}$ .

**Tabella 6.1** Definizione dei livelli di carico attesi. (massa non rialzata)

		muratura di mattoni				muratura di tufo o a sacco				muratura di pietrame				
		s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	
altezza interpiano 3 m	solaiο ligneo	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C
		fascia di 2 m	A	A	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 3 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
	solaiο in acciaio	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 3 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
	solaiο in cls	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 3 m	B	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
altezza interpiano 4 m	solaiο ligneo	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
	solaiο in acciaio	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	C	C	B	B	C	D
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
	solaiο in cls	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
altezza interpiano 5 m	solaiο ligneo	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
	solaiο in acciaio	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	D	B	C	D	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
	solaiο in cls	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D

**Tabella 6.2** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)

Coef. Rid. = 2 a/g = 0.05

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x11	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 12x12	1p 13x16
		2p	11x11	11x11	12x12	11x13	13x13	13x19	13x13	16x16	16x16	13x16	16x16	16x21
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 11x13	1p 13x16	1p 13x19
		2p	13x13	13x13	13x16	13x13	16x16	16x19	16x16	16x20	19x21	16x16	19x21	20x20
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
		2p	16x16	16x16	16x16	16x16	16x21	19x21	16x19	19x21	21x24	19x21	20x24	24x24
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x9	1p 10x10	1p 10x12	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13
		2p	10x10	11x11	13x13	11x13	13x16	16x16	13x13	16x16	16x19	13x19	16x16	19x21
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19
		2p	12x12	13x13	13x19	13x16	16x16	19x21	16x16	19x21	19x21	16x19	19x21	20x24
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
		2p	16x16	16x16	16x19	16x16	19x21	19x24	19x21	20x24	21x27	19x21	21x27	24x27
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	
	2p	10x12	12x12	13x13	13x13	13x19	16x16	12x20	16x16	16x21	16x16	16x20	19x21	
	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x11	1p 10x10	1p 10x10	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	
	2p	13x13	13x19	16x16	16x16	16x21	19x21	16x19	19x21	20x24	19x21	20x24	21x27	
altezza interpiano 5 m	1p 8x12	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19		
	2p	16x16	16x19	19x21	16x21	20x20	20x28	19x21	21x27	24x27	20x24	24x24	27x27	

**Tabella 6.3** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)

Coef. Rid. = 2 a/g = 0.05

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13
		2p	10x10	10x10	11x11	10x12	13x13	13x16	12x12	13x16	16x16	13x13	16x16	16x16
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16
		2p	12x12	12x12	13x13	13x13	13x19	16x16	13x16	16x16	19x21	16x16	16x21	19x21
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x10	1p 9x11	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16
		2p	16x16	16x16	16x16	16x16	16x19	19x21	16x16	19x21	19x24	16x21	20x20	21x24
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13
		2p	9x9	10x12	11x13	11x11	13x13	13x16	13x13	13x19	16x16	13x16	16x16	16x19
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x10	1p 11x11	1p 12x12	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13
		2p	11x11	13x13	13x16	13x13	16x16	16x19	13x19	16x19	19x21	16x16	19x21	20x20
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 8x8	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16
		2p	16x16	16x16	16x16	16x16	19x21	19x21	16x20	19x21	21x24	19x21	21x24	24x24
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8	1p 8x8	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	
	2p	10x10	11x13	13x13	12x12	13x16	16x16	13x13	16x16	16x19	13x19	16x16	19x21	
	altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x11	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 12x12	1p 13x16	
	2p	12x12	13x16	16x16	13x19	16x19	19x21	16x16	19x21	20x20	19x21	19x21	21x24	
altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16		
	2p	16x16	16x16	19x21	16x19	19x21	21x24	19x21	21x24	24x24	20x24	24x24	24x29	



**Tabella 6.6** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

Coeff. Rid. = 2

$a/g = 0.05$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
<b>MASSA NON RIALZATA</b>	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20
			2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x12	2tr 8x20	2tr 12x16
			2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 24x29
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x20
			2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20
			2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20
			2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22
			2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 30x35
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20
			2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21
			2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44

**Tabella 6.7** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

Coeff. Rid. = 2

$a/g = 0.05$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
<b>MASSA RIALZATA</b>	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13
			2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16
			2tr 10x12	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x16	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 16x20	2tr 20x24	2tr 20x32
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 10x12	2tr 13x13	2tr 13x16
			2tr 11x13	2tr 13x16	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x32
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 8x8	2tr 9x9	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20
			2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 9x9	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20
			2tr 11x13	2tr 10x20	2tr 13x19	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x32
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x8	2tr 9x9	2tr 8x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20
			2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20
			2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 16x20	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22
			2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21
			2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40

**Tabella 6.8** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2

a/g = 0.05

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{eff} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	H=4kN V=3kN	H=7kN V=4kN	H=9kN V=6kN	H=8kN V=5kN	H=13kN V=9kN	H=18kN V=12kN	H=12kN V=8kN	H=20kN V=13kN	H=27kN V=18kN	H=16kN V=11kN	H=26kN V=17kN	H=36kN V=24kN
		altezza interpiano 4 m	H=12kN V=13kN	H=20kN V=22kN	H=27kN V=30kN	H=23kN V=26kN	H=39kN V=43kN	H=55kN V=61kN	H=35kN V=39kN	H=59kN V=65kN	H=82kN V=91kN	H=47kN V=52kN	H=78kN V=87kN	H=109kN V=122kN
		altezza interpiano 5 m	H=4kN V=3kN	H=7kN V=6kN	H=9kN V=8kN	H=8kN V=7kN	H=13kN V=12kN	H=18kN V=16kN	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=24kN	H=16kN V=14kN	H=26kN V=23kN	H=36kN V=32kN
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	H=4kN V=3kN	H=7kN V=6kN	H=9kN V=8kN	H=8kN V=7kN	H=13kN V=11kN	H=18kN V=16kN	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=23kN	H=16kN V=14kN	H=26kN V=22kN	H=36kN V=31kN
		altezza interpiano 4 m	H=12kN V=17kN	H=20kN V=28kN	H=27kN V=39kN	H=23kN V=33kN	H=39kN V=56kN	H=55kN V=78kN	H=35kN V=50kN	H=59kN V=84kN	H=82kN V=117kN	H=47kN V=67kN	H=78kN V=112kN	H=109kN V=156kN
		altezza interpiano 5 m	H=4kN V=6kN	H=7kN V=9kN	H=9kN V=13kN	H=8kN V=11kN	H=13kN V=19kN	H=18kN V=26kN	H=12kN V=17kN	H=20kN V=28kN	H=27kN V=39kN	H=16kN V=22kN	H=26kN V=37kN	H=36kN V=52kN
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	H=4kN V=5kN	H=7kN V=8kN	H=9kN V=11kN	H=8kN V=9kN	H=13kN V=16kN	H=18kN V=22kN	H=12kN V=15kN	H=20kN V=23kN	H=27kN V=33kN	H=16kN V=19kN	H=26kN V=31kN	H=36kN V=44kN
		altezza interpiano 4 m	H=12kN V=23kN	H=20kN V=39kN	H=27kN V=55kN	H=23kN V=47kN	H=39kN V=78kN	H=55kN V=109kN	H=35kN V=70kN	H=59kN V=117kN	H=82kN V=164kN	H=47kN V=94kN	H=78kN V=156kN	H=109kN V=219kN
		altezza interpiano 5 m	H=4kN V=8kN	H=7kN V=13kN	H=9kN V=18kN	H=8kN V=16kN	H=13kN V=26kN	H=18kN V=36kN	H=12kN V=23kN	H=20kN V=39kN	H=27kN V=55kN	H=16kN V=31kN	H=26kN V=52kN	H=36kN V=73kN

**Tabella 6.9** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2

a/g = 0.05

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{eff} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	H=7kN V=1kN	H=11kN V=2kN	H=15kN V=3kN	H=13kN V=3kN	H=22kN V=4kN	H=30kN V=6kN	H=20kN V=4kN	H=33kN V=7kN	H=46kN V=9kN	H=26kN V=5kN	H=43kN V=9kN	H=61kN V=12kN
		altezza interpiano 4 m	H=27kN V=8kN	H=45kN V=13kN	H=63kN V=18kN	H=54kN V=15kN	H=90kN V=25kN	H=126kN V=36kN	H=81kN V=23kN	H=135kN V=38kN	H=189kN V=53kN	H=108kN V=31kN	H=180kN V=51kN	H=252kN V=71kN
		altezza interpiano 5 m	H=8kN V=2kN	H=13kN V=3kN	H=18kN V=4kN	H=16kN V=4kN	H=26kN V=6kN	H=36kN V=9kN	H=23kN V=6kN	H=39kN V=10kN	H=54kN V=13kN	H=31kN V=8kN	H=52kN V=13kN	H=72kN V=18kN
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	H=33kN V=11kN	H=55kN V=18kN	H=77kN V=25kN	H=66kN V=21kN	H=111kN V=36kN	H=155kN V=50kN	H=100kN V=32kN	H=166kN V=54kN	H=232kN V=75kN	H=133kN V=43kN	H=221kN V=72kN	H=310kN V=100kN
		altezza interpiano 4 m	H=9kN V=3kN	H=15kN V=4kN	H=21kN V=6kN	H=18kN V=5kN	H=30kN V=8kN	H=42kN V=12kN	H=27kN V=8kN	H=45kN V=13kN	H=63kN V=20kN	H=36kN V=10kN	H=60kN V=17kN	H=84kN V=24kN
		altezza interpiano 5 m	H=32kN V=10kN	H=54kN V=17kN	H=75kN V=24kN	H=65kN V=21kN	H=108kN V=34kN	H=151kN V=48kN	H=97kN V=31kN	H=161kN V=51kN	H=226kN V=72kN	H=129kN V=41kN	H=219kN V=69kN	H=311kN V=96kN
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	H=9kN V=3kN	H=16kN V=5kN	H=22kN V=7kN	H=19kN V=6kN	H=32kN V=9kN	H=44kN V=13kN	H=28kN V=8kN	H=47kN V=14kN	H=66kN V=20kN	H=38kN V=11kN	H=63kN V=19kN	H=89kN V=26kN
		altezza interpiano 4 m	H=42kN V=15kN	H=70kN V=25kN	H=98kN V=35kN	H=84kN V=30kN	H=140kN V=50kN	H>195kN V=70kN	H=126kN V=45kN	H=209kN V=75kN	H>293kN V=105kN	H=167kN V=60kN	H=279kN V=100kN	H=391kN V=141kN
		altezza interpiano 5 m	H=11kN V=3kN	H=18kN V=6kN	H=25kN V=8kN	H=22kN V=7kN	H=36kN V=11kN	H=50kN V=16kN	H=32kN V=10kN	H=54kN V=17kN	H=75kN V=24kN	H=43kN V=14kN	H=72kN V=23kN	H=100kN V=32kN

**Tabella 6.10** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 2  $a/g = 0.15$

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x21
			2p 13x13	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x20	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 24x24
		altezza interpiano 4 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21
			2p 16x16	2p 16x20	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27
		altezza interpiano 5 m	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 20x24
			2p 16x19	2p 19x21	2p 21x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19
			2p 13x13	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 24x24
		altezza interpiano 4 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x21	1p 16x16	1p 16x20	1p 19x21
			2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 21x27	2p 24x29	2p 28x28
		altezza interpiano 5 m	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 20x24
			2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 28x28	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	
		2p 12x20	2p 16x16	2p 16x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	
	altezza interpiano 4 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 16x16	1p 16x21	1p 19x21	
		2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27	2p 21x27	2p 24x29	2p 28x28	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	
	altezza interpiano 5 m	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 20x20	1p 19x21	1p 20x20	1p 21x24	
		2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34	2p 28x28	2p 34x34	2p 35x35	

**Tabella 6.11** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 2  $a/g = 0.15$

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
			2p 12x12	2p 13x16	2p 16x16	2p 13x19	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x20	2p 19x21	2p 20x24
		altezza interpiano 4 m	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21
			2p 13x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27
		altezza interpiano 5 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21
			2p 16x16	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x24	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16
			2p 13x13	2p 13x19	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 16x21	2p 19x21	2p 21x24
		altezza interpiano 4 m	1p 10x10	1p 11x11	1p 12x12	1p 12x12	1p 13x16	1p 13x19	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x21
			2p 13x19	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27
		altezza interpiano 5 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21
			2p 16x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x19	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	
		2p 13x13	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x21	2p 19x21	2p 21x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 24x24	
	altezza interpiano 4 m	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 21x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	
	altezza interpiano 5 m	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	1p 16x16	1p 16x21	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 20x24	
		2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 28x28	2p 24x29	2p 30x30	2p 30x35	2p 27x27	2p 30x35	2p 34x34	



**Tabella 6.14** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

Coeff. Rid. = 2

**a/g = 0.15**

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21
			2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
			2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x60
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
			2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60
		altezza interpiano 5 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32
			2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	
	altezza interpiano 4 m	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	
		2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 24x32	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	
		2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	

**Tabella 6.15** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

Coeff. Rid. = 2

**a/g = 0.15**

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 9x11	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x16	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 13x13	2tr 12x20	2tr 16x19	2tr 13x16	2tr 12x24	2tr 19x21
			2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24
			2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21
			2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x32	2tr 28x40	2tr 35x45
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24
			2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 35x45	2tr 40x55
		altezza interpiano 5 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 35x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	
		2tr 16x20	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55	
	altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	
		2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 24x32	2tr 28x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 16x20	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	
		2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	

**Tabella 6.16** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2

a/g = 0.15

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		MASSA NON RIALZATA											
distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	H=12kN V=8kN	H=20kN V=13kN	H=27kN V=18kN	H=23kN V=16kN	H=39kN V=26kN	H=55kN V=36kN	H=35kN V=23kN	H=59kN V=39kN	H=82kN V=55kN	H=47kN V=31kN	H=78kN V=52kN	H=109kN V=73kN
	altezza interpiano 4 m	H=35kN V=39kN	H=59kN V=65kN	H=82kN V=91kN	H=70kN V=78kN	H=117kN V=130kN	H=164kN V=182kN	H=105kN V=117kN	H=176kN V=195kN	H=246kN V=273kN	H=141kN V=156kN	H=234kN V=260kN	H=328kN V=365kN
	altezza interpiano 5 m	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=24kN	H=23kN V=21kN	H=39kN V=35kN	H=55kN V=49kN	H=35kN V=31kN	H=59kN V=52kN	H=82kN V=73kN	H=47kN V=42kN	H=78kN V=69kN	H=109kN V=97kN
	altezza interpiano 6 m	H=35kN V=52kN	H=59kN V=87kN	H=82kN V=122kN	H=70kN V=104kN	H=117kN V=174kN	H=164kN V=243kN	H=105kN V=156kN	H=176kN V=260kN	H=246kN V=365kN	H=141kN V=208kN	H=234kN V=347kN	H=328kN V=486kN
	altezza interpiano 7 m	H=12kN V=13kN	H=20kN V=22kN	H=27kN V=30kN	H=23kN V=26kN	H=39kN V=43kN	H=55kN V=61kN	H=35kN V=39kN	H=59kN V=65kN	H=82kN V=91kN	H=47kN V=52kN	H=78kN V=87kN	H=109kN V=122kN
	altezza interpiano 8 m	H=35kN V=65kN	H=59kN V=109kN	H=82kN V=152kN	H=70kN V=130kN	H=117kN V=217kN	H=164kN V=304kN	H=105kN V=195kN	H=176kN V=326kN	H=246kN V=456kN	H=141kN V=260kN	H=234kN V=434kN	H=328kN V=608kN
distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=23kN	H=23kN V=20kN	H=39kN V=33kN	H=55kN V=47kN	H=35kN V=30kN	H=59kN V=50kN	H=82kN V=70kN	H=47kN V=40kN	H=78kN V=67kN	H=109kN V=94kN
	altezza interpiano 4 m	H=35kN V=50kN	H=59kN V=84kN	H=82kN V=117kN	H=70kN V=100kN	H=117kN V=167kN	H=164kN V=234kN	H=105kN V=151kN	H=176kN V=251kN	H=246kN V=352kN	H=141kN V=201kN	H=234kN V=335kN	H=328kN V=469kN
	altezza interpiano 5 m	H=12kN V=13kN	H=20kN V=22kN	H=27kN V=31kN	H=23kN V=27kN	H=39kN V=45kN	H=55kN V=63kN	H=35kN V=40kN	H=59kN V=67kN	H=82kN V=94kN	H=47kN V=54kN	H=78kN V=89kN	H=109kN V=125kN
	altezza interpiano 6 m	H=35kN V=67kN	H=59kN V=112kN	H=82kN V=156kN	H=70kN V=134kN	H=117kN V=223kN	H=164kN V=313kN	H=105kN V=201kN	H=176kN V=335kN	H=246kN V=469kN	H=141kN V=268kN	H=234kN V=446kN	H=328kN V=625kN
	altezza interpiano 7 m	H=12kN V=17kN	H=20kN V=28kN	H=27kN V=39kN	H=23kN V=33kN	H=39kN V=56kN	H=55kN V=78kN	H=35kN V=50kN	H=59kN V=84kN	H=82kN V=117kN	H=47kN V=67kN	H=78kN V=112kN	H=109kN V=156kN
	altezza interpiano 8 m	H=35kN V=84kN	H=59kN V=140kN	H=82kN V=195kN	H=70kN V=167kN	H=117kN V=279kN	H=164kN V=391kN	H=105kN V=251kN	H=176kN V=419kN	H=246kN V=586kN	H=141kN V=335kN	H=234kN V=558kN	H=328kN V=781kN
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	H=12kN V=14kN	H=20kN V=23kN	H=27kN V=33kN	H=23kN V=28kN	H=39kN V=47kN	H=55kN V=66kN	H=35kN V=42kN	H=59kN V=70kN	H=82kN V=98kN	H=47kN V=56kN	H=78kN V=94kN	H=109kN V=131kN
	altezza interpiano 4 m	H=35kN V=70kN	H=59kN V=117kN	H=82kN V=164kN	H=70kN V=141kN	H=117kN V=234kN	H=164kN V=328kN	H=105kN V=211kN	H=176kN V=352kN	H=246kN V=492kN	H=141kN V=281kN	H=234kN V=469kN	H=328kN V=656kN
	altezza interpiano 5 m	H=12kN V=19kN	H=20kN V=31kN	H=27kN V=44kN	H=23kN V=38kN	H=39kN V=63kN	H=55kN V=88kN	H=35kN V=56kN	H=59kN V=94kN	H=82kN V=131kN	H=47kN V=75kN	H=78kN V=125kN	H=109kN V=175kN
	altezza interpiano 6 m	H=35kN V=94kN	H=59kN V=156kN	H=82kN V=219kN	H=70kN V=188kN	H=117kN V=313kN	H=164kN V=438kN	H=105kN V=281kN	H=176kN V=469kN	H=246kN V=656kN	H=141kN V=375kN	H=234kN V=625kN	H=328kN V=875kN
	altezza interpiano 7 m	H=12kN V=23kN	H=20kN V=39kN	H=27kN V=55kN	H=23kN V=47kN	H=39kN V=78kN	H=55kN V=109kN	H=35kN V=70kN	H=59kN V=117kN	H=82kN V=164kN	H=47kN V=94kN	H=78kN V=156kN	H=109kN V=219kN
	altezza interpiano 8 m	H=35kN V=117kN	H=59kN V=195kN	H=82kN V=273kN	H=70kN V=234kN	H=117kN V=391kN	H=164kN V=547kN	H=105kN V=352kN	H=176kN V=586kN	H=246kN V=820kN	H=141kN V=469kN	H=234kN V=781kN	H=328kN V=1,094kN

**Tabella 6.17** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2

a/g = 0.15

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		MASSA RIALZATA											
distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	H=20kN V=4kN	H=33kN V=7kN	H=46kN V=9kN	H=39kN V=13kN	H=65kN V=18kN	H=91kN V=27kN	H=59kN V=12kN	H=98kN V=20kN	H=137kN V=27kN	H=78kN V=16kN	H=130kN V=26kN	H=182kN V=36kN
	altezza interpiano 4 m	H=81kN V=23kN	H=135kN V=38kN	H=189kN V=53kN	H=162kN V=46kN	H=270kN V=76kN	H=378kN V=107kN	H=243kN V=69kN	H=405kN V=114kN	H=566kN V=160kN	H=324kN V=92kN	H=539kN V=153kN	H=756kN V=214kN
	altezza interpiano 5 m	H=23kN V=6kN	H=39kN V=10kN	H=54kN V=13kN	H=47kN V=12kN	H=78kN V=19kN	H=109kN V=27kN	H=70kN V=29kN	H=116kN V=29kN	H=163kN V=40kN	H=93kN V=39kN	H=155kN V=39kN	H=217kN V=54kN
	altezza interpiano 6 m	H=100kN V=32kN	H=166kN V=54kN	H=232kN V=75kN	H=199kN V=64kN	H=332kN V=107kN	H=464kN V=150kN	H=299kN V=97kN	H=498kN V=161kN	H=697kN V=225kN	H=398kN V=129kN	H=663kN V=215kN	H=928kN V=300kN
	altezza interpiano 7 m	H=27kN V=8kN	H=45kN V=13kN	H=63kN V=18kN	H=54kN V=15kN	H=90kN V=25kN	H=126kN V=36kN	H=81kN V=23kN	H=135kN V=38kN	H=189kN V=53kN	H=108kN V=31kN	H=180kN V=51kN	H=252kN V=71kN
	altezza interpiano 8 m	H=118kN V=41kN	H=197kN V=69kN	H=276kN V=97kN	H=236kN V=83kN	H=394kN V=138kN	H=551kN V=194kN	H=354kN V=124kN	H=591kN V=207kN	H=827kN V=277kN	H=472kN V=166kN	H=787kN V=277kN	H=1,102kN V=387kN
distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	H=23kN V=6kN	H=38kN V=9kN	H=53kN V=13kN	H=45kN V=11kN	H=76kN V=18kN	H=106kN V=26kN	H=68kN V=17kN	H=114kN V=28kN	H=159kN V=39kN	H=91kN V=28kN	H=151kN V=37kN	H=212kN V=51kN
	altezza interpiano 4 m	H=97kN V=31kN	H=161kN V=51kN	H=226kN V=72kN	H=194kN V=62kN	H=323kN V=103kN	H=452kN V=144kN	H=291kN V=93kN	H=484kN V=154kN	H=678kN V=216kN	H=387kN V=123kN	H=646kN V=206kN	H=904kN V=288kN
	altezza interpiano 5 m	H=28kN V=8kN	H=46kN V=13kN	H=64kN V=18kN	H=55kN V=16kN	H=92kN V=26kN	H=128kN V=37kN	H=83kN V=24kN	H=138kN V=39kN	H=193kN V=55kN	H=110kN V=32kN	H=183kN V=53kN	H=257kN V=74kN
	altezza interpiano 6 m	H=121kN V=43kN	H=201kN V=71kN	H=282kN V=100kN	H=242kN V=86kN	H=403kN V=143kN	H=564kN V=200kN	H=362kN V=128kN	H=604kN V=214kN	H=845kN V=300kN	H=481kN V=171kN	H=805kN V=285kN	H=1,127kN V=400kN
	altezza interpiano 7 m	H=32kN V=10kN	H=54kN V=17kN	H=75kN V=24kN	H=65kN V=21kN	H=108kN V=34kN	H=151kN V=48kN	H=97kN V=31kN	H=161kN V=51kN	H=226kN V=72kN	H=129kN V=41kN	H=215kN V=69kN	H=301kN V=96kN
	altezza interpiano 8 m	H=145kN V=55kN	H=241kN V=91kN	H=338kN V=128kN	H=289kN V=110kN	H=482kN V=183kN	H=675kN V=256kN	H=434kN V=164kN	H=723kN V=274kN	H=1,013kN V=383kN	H=579kN V=219kN	H=965kN V=365kN	H=1,350kN V=511kN
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	H=28kN V=8kN	H=47kN V=14kN	H=66kN V=20kN	H=57kN V=17kN	H=95kN V=28kN	H=133kN V=39kN	H=85kN V=25kN	H=142kN V=42kN	H=199kN V=59kN	H=114kN V=37kN	H=190kN V=58kN	H=266kN V=78kN
	altezza interpiano 4 m	H=126kN V=45kN	H=209kN V=75kN	H=293kN V=105kN	H=251kN V=90kN	H=419kN V=151kN	H=586kN V=211kN	H=377kN V=136kN	H=628kN V=226kN	H=879kN V=316kN	H=502kN V=181kN	H=837kN V=301kN	H=1,172kN V=422kN
	altezza interpiano 5 m	H=35kN V=12kN	H=59kN V=20kN	H=82kN V=27kN	H=70kN V=23kN	H=117kN V=39kN	H=164kN V=55kN	H=105kN V=35kN	H=176kN V=59kN	H=246kN V=82kN	H=141kN V=47kN	H=234kN V=78kN	H=328kN V=109kN
	altezza interpiano 6 m	H=159kN V=62kN	H=265kN V=103kN	H=371kN V=145kN	H=318kN V=124kN	H=530kN V=206kN	H=742kN V=289kN	H=477kN V=186kN	H=795kN V=310kN	H=1,133kN V=434kN	H=636kN V=413kN	H=1,060kN V=413kN	H=1,484kN V=578kN
	altezza interpiano 7 m	H=42kN V=15kN	H=70kN V=25kN	H=98kN V=35kN	H=84kN V=30kN	H=140kN V=50kN	H=195kN V=70kN	H=126kN V=45kN	H=209kN V=75kN	H=293kN V=105kN	H=167kN V=60kN	H=279kN V=100kN	H=391kN V=141kN
	altezza interpiano 8 m	H=193kN V=79kN	H=321kN V=131kN	H=449kN V=184kN	H=385kN V=157kN	H=642kN V=262kN	H=898kN V=367kN	H=578kN V=236kN	H=893kN V=339kN	H=1,283kN V=551kN	H=770kN V=315kN	H=1,283kN V=525kN	H=1,797kN V=734kN

**Tabella 6.18** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 2  $a/g = 0.25$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x13 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x19 2p 19x21	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x20	1p 16x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 19x21	1p 16x19 2p 21x27	1p 19x21 2p 24x24	1p 16x16 2p 20x24	1p 19x21 2p 24x24	1p 20x20 2p 27x27
		altezza interpiano 4 m	1p 13x13 2p 16x20	1p 13x19 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x16 2p 20x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 19x21 2p 24x29	1p 16x19 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 28x28	1p 19x21 2p 24x27	1p 20x20 2p 28x28	1p 21x24 2p 30x30
	altezza interpiano 5 m	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 24x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x30	1p 19x21 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34	1p 20x28 2p 34x34	1p 19x21 2p 28x28	1p 21x24 2p 34x34	1p 24x24 2p 35x35
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x11 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x20	1p 13x16 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x20	1p 16x16 2p 20x28	1p 13x19 2p 20x20	1p 16x16 2p 21x27	1p 19x21 2p 24x27	1p 16x16 2p 20x24	1p 19x21 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27
		altezza interpiano 4 m	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x16 2p 19x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x30	1p 16x20 2p 24x29	1p 19x21 2p 30x30	1p 21x24 2p 30x35
		altezza interpiano 5 m	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 20x20 2p 30x35	1p 19x21 2p 28x28	1p 20x20 2p 30x35	1p 20x20 2p 34x34	1p 20x28 2p 34x34	1p 19x21 2p 30x30	1p 21x24 2p 34x34
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x12 2p 16x16	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 21x27	1p 19x21 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30
		altezza interpiano 4 m	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 16x16 2p 24x29	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x24 2p 30x35	1p 16x21 2p 27x27	1p 19x24 2p 30x35	1p 21x27 2p 35x35
		altezza interpiano 5 m	1p 13x19 2p 21x27	1p 16x16 2p 27x27	1p 16x21 2p 28x28	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x35	1p 20x24 2p 34x34	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x24 2p 34x34	1p 24x24 2p 35x45	1p 24x24 2p 34x34	1p 24x24 2p 35x40	1p 24x29 2p 40x40

**Tabella 6.19** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 2  $a/g = 0.25$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x12 2p 13x16	1p 12x12 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x19 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x20	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x24	1p 16x20 2p 21x27	1p 16x16 2p 19x21	1p 16x19 2p 21x24	1p 19x21 2p 24x24
		altezza interpiano 4 m	1p 11x13 2p 16x16	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x20	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x20 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 19x24 2p 28x28
		altezza interpiano 5 m	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 24x29	1p 19x21 2p 28x28	1p 16x19 2p 24x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 19x24 2p 30x35	1p 19x24 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x10 2p 13x19	1p 11x13 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x21	1p 12x12 2p 16x19	1p 13x16 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x24	1p 13x13 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 13x19 2p 19x21	1p 16x19 2p 21x27	1p 19x21 2p 24x27
		altezza interpiano 4 m	1p 11x11 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x16 2p 20x24	1p 13x16 2p 20x20	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 24x27	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 24x29	1p 19x21 2p 28x28	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x30
		altezza interpiano 5 m	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x27	1p 16x16 2p 24x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x24 2p 34x34	1p 19x21 2p 28x28	1p 19x24 2p 34x34	1p 21x27 2p 35x35
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x20	1p 12x12 2p 19x21	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x16 2p 20x20	1p 13x19 2p 20x28	1p 13x13 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 24x27	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x19 2p 24x27	1p 19x21 2p 27x27
		altezza interpiano 4 m	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x24	1p 13x19 2p 24x24	1p 13x16 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x27	1p 16x20 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x21 2p 28x28	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x24 2p 34x34
		altezza interpiano 5 m	1p 13x13 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x27	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 19x21 2p 34x34	1p 16x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34	1p 21x24 2p 34x40	1p 19x21 2p 30x35	1p 21x24 2p 35x35	1p 24x24 2p 40x40



**Tabella 6.22** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Coeff. Rid. = 2

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

ag = 0.25

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
		2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x60	
	altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 24x29	
		2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 24x32	2tr 28x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	
		2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 35x40	2tr 40x50	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32
		2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	
	altezza interpiano 4 m	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	
		2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 30x35	
		2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 40x45	2tr x	2tr x	2tr 40x55	2tr x	2tr x	
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	
	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x		
altezza interpiano 4 m	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40		
	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	2tr 40x60	2tr x	2tr x		
altezza interpiano 5 m	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44		
	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	2tr 40x55	2tr x	2tr x	2tr x	2tr x	2tr x		

**Tabella 6.23** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Coeff. Rid. = 2

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO

Legname (Abete C24)

ag = 0.25

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 19x24
		2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x29	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 24x36	2tr 35x40	2tr 40x50	
	altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 10x16	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 27x27	
		2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 27x27	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 35x40	2tr 40x50	2tr 28x40	2tr 40x50	2tr x	
	altezza interpiano 4 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	
		2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 35x45	2tr x	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 27x27	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	
		2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	2tr 40x50	2tr x	2tr x	
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	
	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x		
altezza interpiano 4 m	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35		
	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 28x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	2tr 40x55	2tr x	2tr x		
altezza interpiano 5 m	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40		
	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	2tr 40x55	2tr x	2tr x	2tr x	2tr x	2tr x		

**Tabella 6.24** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2       $a/g = 0.25$       Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu = \text{coeff. attr.}$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		MASSA NON RIALZATA											
distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	H=20kN V=13kN V=65kN	H=33kN V=22kN V=109kN	H=46kN V=30kN V=152kN	H=39kN V=26kN V=130kN	H=65kN V=43kN V=217kN	H=91kN V=61kN V=304kN	H=59kN V=39kN V=195kN	H=98kN V=65kN V=326kN	H=137kN V=91kN V=456kN	H=78kN V=52kN V=260kN	H=130kN V=87kN V=434kN	H=182kN V=122kN V=608kN
	altezza interpiano 4 m	H=20kN V=17kN V=59kN	H=33kN V=29kN V=98kN	H=46kN V=41kN V=137kN	H=39kN V=35kN V=117kN	H=65kN V=58kN V=195kN	H=91kN V=81kN V=273kN	H=59kN V=52kN V=203kN	H=98kN V=78kN V=293kN	H=137kN V=101kN V=410kN	H=78kN V=69kN V=234kN	H=130kN V=116kN V=391kN	H=182kN V=162kN V=547kN
	altezza interpiano 5 m	H=20kN V=22kN V=109kN	H=33kN V=36kN V=181kN	H=46kN V=51kN V=253kN	H=39kN V=43kN V=217kN	H=65kN V=72kN V=362kN	H=91kN V=101kN V=506kN	H=59kN V=65kN V=326kN	H=98kN V=109kN V=543kN	H=137kN V=152kN V=760kN	H=78kN V=87kN V=434kN	H=130kN V=145kN V=723kN	H=182kN V=203kN V=1,013kN
	altezza interpiano 3 m	H=20kN V=17kN V=59kN	H=33kN V=28kN V=140kN	H=46kN V=39kN V=137kN	H=39kN V=33kN V=167kN	H=65kN V=56kN V=279kN	H=91kN V=78kN V=391kN	H=59kN V=50kN V=251kN	H=98kN V=84kN V=419kN	H=137kN V=117kN V=410kN	H=78kN V=67kN V=335kN	H=130kN V=120kN V=355kN	H=182kN V=156kN V=781kN
	altezza interpiano 4 m	H=20kN V=22kN V=112kN	H=33kN V=37kN V=186kN	H=46kN V=52kN V=260kN	H=39kN V=45kN V=223kN	H=65kN V=74kN V=372kN	H=91kN V=104kN V=521kN	H=59kN V=67kN V=335kN	H=98kN V=112kN V=558kN	H=137kN V=156kN V=781kN	H=78kN V=89kN V=446kN	H=130kN V=149kN V=744kN	H=182kN V=208kN V=1,042kN
	altezza interpiano 5 m	H=20kN V=28kN V=140kN	H=33kN V=47kN V=233kN	H=46kN V=65kN V=326kN	H=39kN V=56kN V=279kN	H=65kN V=93kN V=465kN	H=91kN V=130kN V=651kN	H=59kN V=84kN V=419kN	H=98kN V=140kN V=698kN	H=137kN V=195kN V=977kN	H=78kN V=112kN V=558kN	H=130kN V=186kN V=930kN	H=182kN V=260kN V=1,302kN
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	H=20kN V=23kN V=117kN	H=33kN V=39kN V=195kN	H=46kN V=55kN V=273kN	H=39kN V=47kN V=234kN	H=65kN V=78kN V=391kN	H=91kN V=109kN V=547kN	H=59kN V=70kN V=352kN	H=98kN V=117kN V=586kN	H=137kN V=164kN V=820kN	H=78kN V=94kN V=469kN	H=130kN V=156kN V=781kN	H=182kN V=219kN V=1,094kN
	altezza interpiano 4 m	H=20kN V=31kN V=156kN	H=33kN V=52kN V=260kN	H=46kN V=73kN V=365kN	H=39kN V=63kN V=313kN	H=65kN V=104kN V=521kN	H=91kN V=146kN V=729kN	H=59kN V=94kN V=469kN	H=98kN V=156kN V=781kN	H=137kN V=219kN V=1,094kN	H=78kN V=125kN V=625kN	H=130kN V=208kN V=1,042kN	H=182kN V=292kN V=1,458kN
	altezza interpiano 5 m	H=20kN V=39kN V=195kN	H=33kN V=65kN V=326kN	H=46kN V=91kN V=456kN	H=39kN V=78kN V=391kN	H=65kN V=130kN V=651kN	H=91kN V=182kN V=911kN	H=59kN V=117kN V=586kN	H=98kN V=195kN V=977kN	H=137kN V=273kN V=1,367kN	H=78kN V=156kN V=781kN	H=130kN V=260kN V=1,302kN	H=182kN V=356kN V=1,823kN
	altezza interpiano 3 m	H=33kN V=7kN V=38kN	H=54kN V=11kN V=64kN	H=76kN V=15kN V=89kN	H=65kN V=13kN V=70kN	H=109kN V=30kN V=127kN	H=152kN V=30kN V=178kN	H=98kN V=20kN V=114kN	H=163kN V=33kN V=191kN	H=228kN V=46kN V=267kN	H=130kN V=26kN V=153kN	H=217kN V=43kN V=254kN	H=304kN V=61kN V=356kN
	altezza interpiano 4 m	H=39kN V=10kN V=166kN	H=65kN V=16kN V=276kN	H=90kN V=22kN V=387kN	H=78kN V=19kN V=332kN	H=129kN V=32kN V=553kN	H=181kN V=45kN V=774kN	H=116kN V=29kN V=498kN	H=194kN V=48kN V=829kN	H=271kN V=67kN V=1,161kN	H=155kN V=38kN V=215kN	H=258kN V=64kN V=358kN	H=362kN V=90kN V=501kN
	altezza interpiano 5 m	H=45kN V=13kN V=197kN	H=75kN V=21kN V=328kN	H=105kN V=30kN V=459kN	H=90kN V=25kN V=394kN	H=150kN V=42kN V=656kN	H=210kN V=59kN V=919kN	H=135kN V=38kN V=591kN	H=225kN V=64kN V=984kN	H=315kN V=89kN V=1,378kN	H=180kN V=51kN V=787kN	H=300kN V=85kN V=1,312kN	H=420kN V=119kN V=1,641kN
distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	H=38kN V=9kN V=161kN	H=63kN V=15kN V=269kN	H=88kN V=21kN V=377kN	H=76kN V=18kN V=323kN	H=126kN V=31kN V=538kN	H=177kN V=43kN V=753kN	H=114kN V=28kN V=484kN	H=189kN V=46kN V=807kN	H=265kN V=64kN V=1,130kN	H=151kN V=37kN V=646kN	H=252kN V=61kN V=1,076kN	H=353kN V=86kN V=1,507kN
	altezza interpiano 4 m	H=46kN V=13kN V=201kN	H=76kN V=22kN V=335kN	H=107kN V=31kN V=470kN	H=92kN V=26kN V=403kN	H=153kN V=44kN V=671kN	H=214kN V=61kN V=939kN	H=138kN V=39kN V=604kN	H=229kN V=66kN V=1,006kN	H=321kN V=92kN V=1,409kN	H=183kN V=53kN V=805kN	H=306kN V=88kN V=1,342kN	H=428kN V=123kN V=1,879kN
	altezza interpiano 5 m	H=54kN V=17kN V=241kN	H=90kN V=29kN V=402kN	H=126kN V=40kN V=563kN	H=108kN V=34kN V=482kN	H=179kN V=57kN V=804kN	H=251kN V=80kN V=1,125kN	H=161kN V=51kN V=723kN	H=269kN V=86kN V=1,206kN	H=377kN V=120kN V=1,688kN	H=215kN V=69kN V=965kN	H=359kN V=114kN V=1,608kN	H=502kN V=160kN V=2,251kN
	altezza interpiano 3 m	H=47kN V=14kN V=209kN	H=79kN V=23kN V=349kN	H=111kN V=33kN V=488kN	H=95kN V=28kN V=419kN	H=158kN V=47kN V=698kN	H=221kN V=65kN V=977kN	H=142kN V=42kN V=628kN	H=237kN V=70kN V=1,046kN	H=332kN V=98kN V=1,465kN	H=190kN V=56kN V=837kN	H=316kN V=93kN V=1,395kN	H=443kN V=130kN V=2,031kN
	altezza interpiano 4 m	H=59kN V=20kN V=265kN	H=98kN V=33kN V=442kN	H=137kN V=46kN V=618kN	H=117kN V=39kN V=530kN	H=195kN V=65kN V=884kN	H=273kN V=91kN V=1,237kN	H=176kN V=59kN V=795kN	H=293kN V=98kN V=1,325kN	H=410kN V=137kN V=1,855kN	H=234kN V=78kN V=1,413kN	H=391kN V=130kN V=1,767kN	H=547kN V=182kN V=2,474kN
	altezza interpiano 5 m	H=70kN V=25kN V=321kN	H=116kN V=42kN V=535kN	H=163kN V=59kN V=749kN	H=140kN V=50kN V=642kN	H=233kN V=84kN V=1,070kN	H=326kN V=117kN V=1,497kN	H=209kN V=75kN V=963kN	H=349kN V=126kN V=1,604kN	H=488kN V=176kN V=2,246kN	H=279kN V=100kN V=1,283kN	H=465kN V=167kN V=2,193kN	H=651kN V=234kN V=2,995kN

**Tabella 6.25** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2       $a/g = 0.25$       Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu = \text{coeff. attr.}$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		MASSA RIALZATA											
distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	H=33kN V=7kN V=38kN	H=54kN V=11kN V=64kN	H=76kN V=15kN V=89kN	H=65kN V=13kN V=70kN	H=109kN V=30kN V=127kN	H=152kN V=30kN V=178kN	H=98kN V=20kN V=114kN	H=163kN V=33kN V=191kN	H=228kN V=46kN V=267kN	H=130kN V=26kN V=153kN	H=217kN V=43kN V=254kN	H=304kN V=61kN V=356kN
	altezza interpiano 4 m	H=39kN V=10kN V=166kN	H=65kN V=16kN V=276kN	H=90kN V=22kN V=387kN	H=78kN V=19kN V=332kN	H=129kN V=32kN V=553kN	H=181kN V=45kN V=774kN	H=116kN V=29kN V=498kN	H=194kN V=48kN V=829kN	H=271kN V=67kN V=1,161kN	H=155kN V=38kN V=215kN	H=258kN V=64kN V=358kN	H=362kN V=90kN V=501kN
	altezza interpiano 5 m	H=45kN V=13kN V=197kN	H=75kN V=21kN V=328kN	H=105kN V=30kN V=459kN	H=90kN V=25kN V=394kN	H=150kN V=42kN V=656kN	H=210kN V=59kN V=919kN	H=135kN V=38kN V=591kN	H=225kN V=64kN V=984kN	H=315kN V=89kN V=1,378kN	H=180kN V=51kN V=787kN	H=300kN V=85kN V=1,312kN	H=420kN V=119kN V=1,641kN
	altezza interpiano 3 m	H=38kN V=9kN V=161kN	H=63kN V=15kN V=269kN	H=88kN V=21kN V=377kN	H=76kN V=18kN V=323kN	H=126kN V=31kN V=538kN	H=177kN V=43kN V=753kN	H=114kN V=28kN V=484kN	H=189kN V=46kN V=807kN	H=265kN V=64kN V=1,130kN	H=151kN V=37kN V=646kN	H=252kN V=61kN V=1,076kN	H=353kN V=86kN V=1,507kN
	altezza interpiano 4 m	H=46kN V=13kN V=201kN	H=76kN V=22kN V=335kN	H=107kN V=31kN V=470kN	H=92kN V=26kN V=403kN	H=153kN V=44kN V=671kN	H=214kN V=61kN V=939kN	H=138kN V=39kN V=604kN	H=229kN V=66kN V=1,006kN	H=321kN V=92kN V=1,409kN	H=183kN V=53kN V=805kN	H=306kN V=88kN V=1,342kN	H=428kN V=123kN V=1,879kN
	altezza interpiano 5 m	H=54kN V=17kN V=241kN	H=90kN V=29kN V=402kN	H=126kN V=40kN V=563kN	H=108kN V=34kN V=482kN	H=179kN V=57kN V=804kN	H=251kN V=80kN V=1,125kN	H=161kN V=51kN V=723kN	H=269kN V=86kN V=1,206kN	H=377kN V=120kN V=1,688kN	H=215kN V=69kN V=965kN	H=359kN V=114kN V=1,608kN	H=502kN V=160kN V=2,251kN
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	H=47kN V=14kN V=209kN	H=79kN V=23kN V=349kN	H=111kN V=33kN V=488kN	H=95kN V=28kN V=419kN	H=158kN V=47kN V=698kN	H=221kN V=65kN V=977kN	H=142kN V=42kN V=628kN	H=237kN V=70kN V=1,046kN	H=332kN V=98kN V=1,465kN	H=190kN V=56kN V=837kN	H=316kN V=93kN V=1,395kN	H=443kN V=130kN V=2,031kN
	altezza interpiano 4 m	H=59kN V=20kN V=265kN	H=98kN V=33kN V=442kN	H=137kN V=46kN V=618kN	H=117kN V=39kN V=530kN	H=195kN V=65kN V=884kN	H=273kN V=91kN V=1,237kN	H=176kN V=59kN V=795kN	H=293kN V=98kN V=1,325kN	H=410kN V=137kN V=1,855kN	H=234kN V=78kN V=1,413kN	H=391kN V=130kN V=1,767kN	H=547kN V=182kN V=2,474kN
	altezza interpiano 5 m	H=70kN V=25kN V=321kN	H=116kN V=42kN V=535kN	H=163kN V=59kN V=749kN	H=140kN V=50kN V=642kN	H=233kN V=84kN V=1,070kN	H=326kN V=117kN V=1,497kN	H=209kN V=75kN V=963kN	H=349kN V=126kN V=1,604kN	H=488kN V=176kN V=2,246kN	H=279kN V=100kN V=1,283kN	H=465kN V=167kN V=2,193kN	H=651kN V=234kN V=2,995kN
	altezza interpiano 3 m	H=33kN V=7kN V=38kN	H=54kN V=11kN V=64kN	H=76kN V=15kN V=89kN	H=65kN V=13kN V=70kN	H=109kN V=30kN V=127kN	H=152kN V=30kN V=178kN	H=98kN V=20kN V=114kN	H=163kN V=33kN V=191kN	H=228kN V=46kN V=267kN	H=130kN V=26kN V=153kN	H=217kN V=43kN V=254kN	H=304kN V=61kN V=356kN
	altezza interpiano 4 m	H=39kN V=10kN V=166kN	H=65kN V=16kN V=276kN	H=90kN V=22kN V=387kN	H=78kN V=19kN V=332kN	H=129kN V=32kN V=553kN	H=181kN V=45kN V=774kN	H=116kN V=29kN V=498kN	H=194kN V=48kN V=829kN	H=271kN V=67kN V=1,161kN	H=155kN V=38kN V=215kN	H=258kN V=64kN V=358kN	H=362kN V=90kN V=501kN
	altezza interpiano 5 m	H=45kN V=13kN V=197kN	H=75kN V=21kN V=328kN	H=105kN V=30kN V=459kN	H=90kN V=25kN V=394kN	H=150kN V=42kN V=656kN	H=210kN V=59kN V=919kN	H=135kN V=38kN V=591kN	H=225kN V=64kN V=984kN	H=315kN V=89kN V=1,378kN	H=180kN V=51kN V=787kN	H=300kN V=85kN V=1,312kN	H=420kN V=119kN V=1,641kN

**Tabella 6.26** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
Coeff. Rid. = 2 a/g = 0.35

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x24	1p 16x21	1p 20x20	1p 20x28
			2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	1p 19x21	1p 20x20	1p 20x28	1p 19x21	1p 21x24	1p 24x24
			2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 21x27	2p 24x29	2p 28x28	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 19x21	1p 20x20	1p 21x24	1p 19x21	1p 20x28	1p 24x24	1p 20x24	1p 24x24	1p 27x27
			2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34	2p 30x30	2p 34x34	2p 35x35	2p 30x35	2p 35x35	2p 35x45
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 12x12	1p 13x16	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 21x24
			2p 16x19	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 20x28	2p 24x24	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30
		altezza interpiano 4 m	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21	1p 16x21	1p 20x20	1p 21x24	1p 19x21	1p 21x24	1p 24x24
			2p 19x21	2p 21x27	2p 24x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34	2p 28x28	2p 30x35	2p 35x35
		altezza interpiano 5 m	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 19x21	1p 20x20	1p 21x24	1p 19x21	1p 20x28	1p 24x27	1p 20x24	1p 24x24	1p 27x27
			2p 21x27	2p 27x27	2p 28x28	2p 27x27	2p 30x35	2p 34x34	2p 30x30	2p 34x34	2p 35x45	2p 34x34	2p 35x40	2p 40x40
distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	1p 16x19	1p 19x21	1p 21x24	
		2p 16x21	2p 19x21	2p 21x24	2p 19x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 21x27	2p 27x27	2p 30x30	2p 24x27	2p 30x30	2p 34x34	
	altezza interpiano 4 m	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x24	1p 19x21	1p 20x24	1p 24x24	1p 19x21	1p 21x27	1p 24x29	
		2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35	2p 28x28	2p 30x35	2p 35x35	2p 30x30	2p 35x35	2p 35x45	
	altezza interpiano 5 m	1p 16x16	1p 16x21	1p 19x21	1p 19x21	1p 20x24	1p 24x24	1p 20x20	1p 24x24	1p 27x27	1p 21x24	1p 24x29	1p 30x30	
		2p 24x27	2p 28x28	2p 30x30	2p 30x30	2p 34x34	2p 35x40	2p 34x34	2p 35x45	2p 40x45	2p 35x35	2p 40x40	2p 40x55	

**Tabella 6.27** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
Coeff. Rid. = 2 a/g = 0.35

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x20	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x24
			2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27
	distanza massa presidiante 4 m	altezza interpiano 4 m	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 19x24	1p 19x21	1p 19x24	1p 21x27
			2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 5 m	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	1p 19x21	1p 19x24	1p 21x27	1p 19x21	1p 21x24	1p 24x27
			2p 19x24	2p 24x24	2p 24x29	2p 24x24	2p 28x28	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x35	2p 34x34	2p 30x30	2p 34x34	2p 34x40
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20
			2p 16x16	2p 16x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x29	2p 21x24	2p 24x27	2p 28x28
		altezza interpiano 4 m	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x24	1p 16x21	1p 20x20	1p 20x28
			2p 19x21	2p 20x24	2p 24x24	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 28x28	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34
		altezza interpiano 5 m	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	1p 19x21	1p 20x24	1p 21x27	1p 19x21	1p 21x27	1p 24x27
			2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34	2p 30x30	2p 34x34	2p 35x35	2p 30x35	2p 35x35	2p 40x40
distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x24	
		2p 16x19	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 20x28	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 28x28	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	
	altezza interpiano 4 m	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x16	1p 16x20	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 21x24	1p 19x21	1p 20x24	1p 24x24	
		2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34	2p 30x30	2p 34x34	2p 35x40	
	altezza interpiano 5 m	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x20	1p 19x21	1p 21x24	1p 19x21	1p 21x24	1p 24x27	1p 20x24	1p 24x24	1p 27x27	
		2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 28x28	2p 34x34	2p 35x35	2p 30x35	2p 34x40	2p 40x40	2p 34x34	2p 40x40	2p 40x50	

**Tabella 6.28** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 2 a/g = 0.35  
 legenda: FR = Ø>30

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante	altezza interpiano	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			4.5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,498mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø27 o 2Ø18 A=1,427mm <sup>2</sup>
3.5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,331mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø27 o 2Ø18 A=1,427mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=1,997mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1Ø30 o 2Ø20	1Ø30 o 2Ø20 A=1,902mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,663mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,189mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,664mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,783mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,496mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø18 A=1,427mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø22 A=2,378mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,329mm <sup>2</sup>		
4.5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,321mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø27 o 2Ø18 A=1,415mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=1,981mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1Ø30 o 2Ø20	1Ø30 o 2Ø20 A=1,887mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,641mm <sup>2</sup>		
3.5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,258mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,761mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø30 o 2Ø20 A=1,887mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,641mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø18 A=1,509mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,516mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,522mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,572mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,201mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø18 A=1,415mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø22 A=2,358mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,302mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,887mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,145mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,402mm <sup>2</sup>		
4.5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,950mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø16 A=1,253mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,089mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=2,924mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,671mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,785mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=3,899mm <sup>2</sup>		
3.5 m	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,300mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø30 o 2Ø20 A=1,857mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,600mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,671mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,785mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=3,899mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,228mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=3,714mm <sup>2</sup>	A=5,199mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,625mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø18 A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,321mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,249mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,089mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,462mm <sup>2</sup>	A=1,219mm <sup>2</sup> A=4,874mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,785mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,642mm <sup>2</sup>	A=1,625mm <sup>2</sup> A=6,499mm <sup>2</sup>		

**Tabella 6.29** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 2 a/g = 0.35  
 legenda: FR = Ø>30

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante	altezza interpiano	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			4.5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,273mm <sup>2</sup>	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,213mm <sup>2</sup>
3.5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,182mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,266mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,773mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,688mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,363mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,515mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,623mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,272mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 A=1,298mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=2,164mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=3,029mm <sup>2</sup>		
4.5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,167mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,250mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø18 A=1,750mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,667mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,333mm <sup>2</sup>		
3.5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,607mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,722mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,410mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø16 A=1,377mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,296mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,214mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,462mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=2,047mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø16 A=1,316mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,193mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,071mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,755mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,924mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,094mm <sup>2</sup>		
4.5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø27	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,277mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,787mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,915mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,681mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø18 A=1,532mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,553mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,574mm <sup>2</sup>		
3.5 m	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,219mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,741mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,437mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø18 A=1,567mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,611mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,656mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=2,089mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,482mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,874mm <sup>2</sup>		
2.5 m	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,543mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø16 A=1,323mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,205mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,087mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,984mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,307mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,630mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,646mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø30 A=4,410mm <sup>2</sup>	A=1,462mm <sup>2</sup> A=6,174mm <sup>2</sup>		



**Tabella 6.32** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2      **a/g = 0.35**      Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=27kN V=18kN	H=46kN V=30kN	H=64kN V=43kN	H=55kN V=36kN	H=91kN V=61kN	H=128kN V=85kN	H=82kN V=55kN	H=137kN V=91kN	H=191kN V=128kN	H=109kN V=73kN	H=182kN V=122kN	H=255kN V=170kN
H=82kN V=91kN	H=137kN V=152kN	H=191kN V=213kN	H=164kN V=182kN	H=273kN V=304kN	H=383kN V=425kN	H=246kN V=273kN	H=410kN V=456kN	H=574kN V=638kN	H=328kN V=365kN	H=547kN V=608kN	H=766kN V=851kN			
H=27kN V=24kN	H=46kN V=41kN	H=64kN V=57kN	H=55kN V=49kN	H=91kN V=81kN	H=128kN V=113kN	H=82kN V=73kN	H=137kN V=122kN	H=191kN V=170kN	H=109kN V=97kN	H=182kN V=162kN	H=255kN V=227kN			
H=82kN V=122kN	H=137kN V=203kN	H=191kN V=284kN	H=164kN V=243kN	H=273kN V=405kN	H=383kN V=567kN	H=246kN V=365kN	H=410kN V=608kN	H=574kN V=851kN	H=328kN V=486kN	H=547kN V=810kN	H=766kN V=1,134kN			
H=27kN V=30kN	H=46kN V=51kN	H=64kN V=71kN	H=55kN V=61kN	H=91kN V=101kN	H=128kN V=142kN	H=82kN V=91kN	H=137kN V=152kN	H=191kN V=213kN	H=109kN V=122kN	H=182kN V=203kN	H=255kN V=284kN			
H=82kN V=152kN	H=137kN V=253kN	H=191kN V=354kN	H=164kN V=304kN	H=273kN V=506kN	H=383kN V=709kN	H=246kN V=456kN	H=410kN V=760kN	H=574kN V=1,063kN	H=328kN V=608kN	H=547kN V=1,013kN	H=766kN V=1,418kN			
H=27kN V=23kN	H=46kN V=39kN	H=64kN V=47kN	H=55kN V=47kN	H=91kN V=76kN	H=128kN V=109kN	H=82kN V=70kN	H=137kN V=117kN	H=191kN V=164kN	H=109kN V=94kN	H=182kN V=156kN	H=255kN V=219kN			
H=82kN V=117kN	H=137kN V=195kN	H=191kN V=273kN	H=164kN V=234kN	H=273kN V=391kN	H=383kN V=547kN	H=246kN V=352kN	H=410kN V=586kN	H=574kN V=820kN	H=328kN V=469kN	H=547kN V=781kN	H=766kN V=1,094kN			
H=27kN V=31kN	H=46kN V=52kN	H=64kN V=73kN	H=55kN V=63kN	H=91kN V=104kN	H=128kN V=146kN	H=82kN V=94kN	H=137kN V=156kN	H=191kN V=219kN	H=109kN V=125kN	H=182kN V=208kN	H=255kN V=292kN			
H=82kN V=156kN	H=137kN V=260kN	H=191kN V=365kN	H=164kN V=313kN	H=273kN V=521kN	H=383kN V=729kN	H=246kN V=469kN	H=410kN V=781kN	H=574kN V=1,094kN	H=328kN V=625kN	H=547kN V=1,042kN	H=766kN V=1,458kN			
H=27kN V=39kN	H=46kN V=65kN	H=64kN V=91kN	H=55kN V=78kN	H=91kN V=130kN	H=128kN V=182kN	H=82kN V=117kN	H=137kN V=195kN	H=191kN V=273kN	H=109kN V=156kN	H=182kN V=260kN	H=255kN V=365kN			
H=82kN V=195kN	H=137kN V=326kN	H=191kN V=456kN	H=164kN V=391kN	H=273kN V=651kN	H=383kN V=911kN	H=246kN V=586kN	H=410kN V=977kN	H=574kN V=1,367kN	H=328kN V=781kN	H=547kN V=1,302kN	H=766kN V=1,823kN			
H=27kN V=33kN	H=46kN V=55kN	H=64kN V=77kN	H=55kN V=66kN	H=91kN V=109kN	H=128kN V=153kN	H=82kN V=98kN	H=137kN V=164kN	H=191kN V=230kN	H=109kN V=131kN	H=182kN V=219kN	H=255kN V=306kN			
H=82kN V=164kN	H=137kN V=273kN	H=191kN V=383kN	H=164kN V=328kN	H=273kN V=547kN	H=383kN V=766kN	H=246kN V=492kN	H=410kN V=820kN	H=574kN V=1,148kN	H=328kN V=656kN	H=547kN V=1,094kN	H=766kN V=1,531kN			
H=27kN V=44kN	H=46kN V=73kN	H=64kN V=102kN	H=55kN V=88kN	H=91kN V=146kN	H=128kN V=204kN	H=82kN V=131kN	H=137kN V=219kN	H=191kN V=306kN	H=109kN V=175kN	H=182kN V=292kN	H=255kN V=408kN			
H=82kN V=219kN	H=137kN V=365kN	H=191kN V=510kN	H=164kN V=438kN	H=273kN V=729kN	H=383kN V=1,021kN	H=246kN V=656kN	H=410kN V=1,094kN	H=574kN V=1,531kN	H=328kN V=875kN	H=547kN V=1,458kN	H=766kN V=2,042kN			
H=27kN V=55kN	H=46kN V=91kN	H=64kN V=128kN	H=55kN V=109kN	H=91kN V=182kN	H=128kN V=255kN	H=82kN V=164kN	H=137kN V=273kN	H=191kN V=383kN	H=109kN V=219kN	H=182kN V=365kN	H=255kN V=510kN			
H=82kN V=273kN	H=137kN V=456kN	H=191kN V=638kN	H=164kN V=547kN	H=273kN V=911kN	H=383kN V=1,276kN	H=246kN V=820kN	H=410kN V=1,367kN	H=574kN V=1,914kN	H=328kN V=1,094kN	H=547kN V=1,823kN	H=766kN V=2,552kN			

**Tabella 6.33** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante

Coeff. Rid. = 2      **a/g = 0.35**      Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=46kN V=9kN	H=76kN V=15kN	H=106kN V=21kN	H=91kN V=18kN	H=152kN V=30kN	H=213kN V=43kN	H=137kN V=27kN	H=228kN V=46kN	H=319kN V=64kN	H=182kN V=36kN	H=304kN V=61kN	H=425kN V=85kN
H=189kN V=53kN	H=315kN V=89kN	H=441kN V=125kN	H=378kN V=107kN	H=629kN V=178kN	H=881kN V=249kN	H=566kN V=160kN	H=944kN V=267kN	H=1,322kN V=374kN	H=755kN V=214kN	H=1,259kN V=356kN	H=1,762kN V=498kN			
H=54kN V=13kN	H=90kN V=22kN	H=127kN V=31kN	H=109kN V=27kN	H=181kN V=45kN	H=253kN V=63kN	H=163kN V=40kN	H=271kN V=67kN	H=380kN V=94kN	H=217kN V=54kN	H=362kN V=90kN	H=506kN V=126kN			
H=232kN V=75kN	H=387kN V=125kN	H=542kN V=175kN	H=464kN V=150kN	H=774kN V=250kN	H=1,084kN V=350kN	H=697kN V=225kN	H=1,161kN V=375kN	H=1,625kN V=526kN	H=929kN V=300kN	H=1,548kN V=501kN	H=2,167kN V=701kN			
H=63kN V=13kN	H=105kN V=30kN	H=147kN V=42kN	H=126kN V=36kN	H=210kN V=59kN	H=294kN V=83kN	H=189kN V=53kN	H=315kN V=89kN	H=441kN V=125kN	H=252kN V=71kN	H=420kN V=119kN	H=587kN V=166kN			
H=276kN V=97kN	H=459kN V=161kN	H=643kN V=226kN	H=551kN V=194kN	H=919kN V=323kN	H=1,286kN V=452kN	H=827kN V=290kN	H=1,378kN V=484kN	H=1,929kN V=678kN	H=1,102kN V=387kN	H=1,837kN V=538kN	H=2,572kN V=903kN			
H=53kN V=13kN	H=88kN V=21kN	H=124kN V=30kN	H=106kN V=26kN	H=177kN V=43kN	H=247kN V=60kN	H=159kN V=39kN	H=265kN V=64kN	H=371kN V=90kN	H=212kN V=51kN	H=353kN V=86kN	H=495kN V=120kN			
H=226kN V=72kN	H=377kN V=120kN	H=527kN V=168kN	H=452kN V=144kN	H=753kN V=240kN	H=1,055kN V=336kN	H=678kN V=216kN	H=1,130kN V=360kN	H=1,582kN V=504kN	H=904kN V=288kN	H=1,507kN V=480kN	H=2,109kN V=672kN			
H=64kN V=18kN	H=107kN V=31kN	H=150kN V=43kN	H=128kN V=37kN	H=214kN V=61kN	H=299kN V=86kN	H=193kN V=55kN	H=321kN V=92kN	H=449kN V=129kN	H=257kN V=74kN	H=428kN V=123kN	H=599kN V=172kN			
H=282kN V=100kN	H=470kN V=166kN	H=658kN V=233kN	H=564kN V=200kN	H=939kN V=333kN	H=1,315kN V=466kN	H=845kN V=300kN	H=1,409kN V=499kN	H=1,973kN V=699kN	H=1,127kN V=400kN	H=1,879kN V=666kN	H=2,630kN V=932kN			
H=75kN V=24kN	H=126kN V=40kN	H=176kN V=56kN	H=151kN V=48kN	H=251kN V=80kN	H=352kN V=112kN	H=226kN V=72kN	H=377kN V=120kN	H=527kN V=168kN	H=301kN V=96kN	H=502kN V=160kN	H=703kN V=224kN			
H=338kN V=128kN	H=563kN V=213kN	H=788kN V=298kN	H=675kN V=256kN	H=1,125kN V=426kN	H=1,576kN V=596kN	H=1,013kN V=383kN	H=1,688kN V=639kN	H=2,363kN V=895kN	H=1,350kN V=511kN	H=2,251kN V=852kN	H=3,151kN V=1,193kN			
H=66kN V=20kN	H=111kN V=33kN	H=155kN V=46kN	H=133kN V=39kN	H=221kN V=65kN	H=310kN V=91kN	H=199kN V=59kN	H=332kN V=98kN	H>465kN V=137kN	H=266kN V=78kN	H>443kN V=130kN	H=620kN V=182kN			
H=293kN V=105kN	H>488kN V=176kN	H>694kN V=246kN	H>586kN V=211kN	H>977kN V=352kN	H>1,367kN V=492kN	H>879kN V=316kN	H>1,465kN V=527kN	H>2,051kN V=738kN	H>1,172kN V=422kN	H>1,953kN V=703kN	H>2,734kN V>984kN			
H=82kN V=27kN	H=137kN V=46kN	H=191kN V=64kN	H=164kN V=55kN	H=273kN V=91kN	H=383kN V=128kN	H=246kN V=82kN	H=410kN V=137kN	H=574kN V=191kN	H=328kN V=109kN	H=547kN V=176kN	H=766kN V=255kN			
H=371kN V=145kN	H=618kN V=241kN	H>866kN V=337kN	H>742kN V=289kN	H>1,237kN V=482kN	H>1,732kN V=674kN	H>1,113kN V>434kN	H>1,855kN V>723kN	H>2,598kN V=1,012kN	H>1,484kN V=578kN	H>2,474kN V=964kN	H>3,464kN V=1,349kN			
H=98kN V=35kN	H=163kN V=59kN	H=228kN V=82kN	H=195kN V=70kN	H=326kN V=117kN	H>456kN V=164kN	H=293kN V=105kN	H>488kN V=176kN	H>684kN V=246kN	H>391kN V=141kN	H>651kN V=234kN	H>911kN V=328kN			
H>449kN V=184kN	H>749kN V=306kN	H>1,048kN V>428kN	H>898kN V=367kN	H>1,497kN V=612kN	H>2,096kN V=857kN	H>1,348kN V=551kN	H>2,246kN V=918kN	H>3,145kN V=1,285kN	H>1,797kN V=734kN	H>2,995kN V=1,224kN	H>4,193kN V=1,714kN			

**Tabella 6.34** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Coef. Rid. = 4      ELEMENTI PUNTELLI      Legname (Abete C24)  
a/g = 0.05

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x9 2p 11x11	1p 9x11 2p 12x12	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x11 2p 12x12	1p 10x12 2p 13x16	1p 9x9 2p 11x13	1p 10x12 2p 13x19	
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8 2p 13x13	1p 8x8 2p 13x13	1p 9x9 2p 13x13	1p 8x8 2p 13x13	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 13x16	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x12 2p 13x19	1p 11x13 2p 16x16	1p 9x11 2p 13x13	1p 11x11 2p 16x16	1p 12x12 2p 16x19
		altezza interpiano 5 m	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 13x13 2p 19x21	1p 10x12 2p 16x16	1p 12x12 2p 16x21	1p 13x16 2p 19x21
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8 2p 10x10	1p 6x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x9 2p 13x13	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 13x16	1p 9x9 2p 11x13	1p 10x10 2p 13x16	1p 10x12 2p 16x16
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 13x19	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x19	1p 9x11 2p 13x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 12x12 2p 19x21
		altezza interpiano 5 m	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x19	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x13 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21	1p 10x12 2p 16x16	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x16 2p 19x24
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8 2p 9x9	1p 6x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 10x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 13x13	1p 8x8 2p 11x13	1p 9x9 2p 13x16	1p 9x11 2p 13x19	1p 9x9 2p 13x13	1p 9x11 2p 13x19	1p 10x12 2p 16x16
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 13x13	1p 8x8 2p 13x13	1p 9x11 2p 13x19	1p 10x10 2p 16x16	1p 9x9 2p 13x16	1p 10x12 2p 16x16	1p 11x13 2p 19x21	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x21	1p 12x12 2p 19x21
		altezza interpiano 5 m	1p 8x8 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 8x12 2p 16x16	1p 10x12 2p 16x19	1p 11x13 2p 19x21	1p 10x12 2p 16x16	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x24	1p 11x11 2p 16x21	1p 13x13 2p 20x20	1p 13x16 2p 20x28

**Tabella 6.35** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Coef. Rid. = 4      ELEMENTI PUNTELLI      Legname (Abete C24)  
a/g = 0.05

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 10x10	1p 9x9 2p 11x11	1p 8x8 2p 10x10	1p 9x9 2p 11x13	1p 9x11 2p 13x13	1p 9x9 2p 10x12	1p 9x11 2p 13x13	1p 10x12 2p 13x16
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 12x12	1p 9x11 2p 13x13	1p 9x9 2p 12x12	1p 9x11 2p 13x13	1p 10x12 2p 13x19	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x12 2p 13x19	1p 11x13 2p 16x16
		altezza interpiano 5 m	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 10x10 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 10x12 2p 16x16	1p 11x13 2p 16x19	1p 9x11 2p 16x16	1p 11x13 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8 2p 9x9	1p 6x8 2p 9x9	1p 8x8 2p 9x11	1p 6x8 2p 9x9	1p 8x8 2p 10x12	1p 9x9 2p 11x13	1p 8x8 2p 10x10	1p 9x9 2p 11x13	1p 9x9 2p 13x13	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 13x16
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x11	1p 9x9 2p 13x13	1p 9x11 2p 13x16	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x11 2p 13x16	1p 10x12 2p 16x16	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x19
		altezza interpiano 5 m	1p 8x8 2p 16x16	1p 8x8 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 8x8 2p 16x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 10x12 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 10x12 2p 16x16	1p 11x13 2p 19x21	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 6x8 2p 9x9	1p 6x8 2p 9x11	1p 8x8 2p 10x10	1p 6x8 2p 10x10	1p 8x8 2p 11x13	1p 8x8 2p 13x13	1p 8x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 13x13	1p 9x9 2p 13x16	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 13x16	1p 9x11 2p 16x16
		altezza interpiano 4 m	1p 6x8 2p 11x11	1p 8x8 2p 11x13	1p 8x8 2p 13x13	1p 8x8 2p 12x12	1p 9x9 2p 13x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 9x9 2p 13x16	1p 9x11 2p 16x16	1p 10x12 2p 16x19	1p 9x9 2p 13x19	1p 10x12 2p 16x19	1p 11x11 2p 19x21
		altezza interpiano 5 m	1p 8x8 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 9x9 2p 16x16	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 19x21	1p 9x11 2p 16x16	1p 11x11 2p 19x21	1p 12x12 2p 20x20	1p 10x12 2p 16x19	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x13 2p 21x24



**Tabella 6.38** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Coeff. Rid. = 4

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO  
a/g = 0.05

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		altezza interpiano 3 m		altezza interpiano 4 m		altezza interpiano 5 m		altezza interpiano 3 m		altezza interpiano 4 m		altezza interpiano 5 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8	
		2tr 8x8		2tr 8x12		2tr 10x12		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 3,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x8	
		2tr 6x12		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 10x12		2tr 8x20		2tr 10x20	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 2,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16	
		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x22	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 4,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16	
		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x24	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
distanza massa presidiante 3,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16		
	2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x24		
	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12		
distanza massa presidiante 2,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16		
	2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x24		
	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12		

**Tabella 6.39** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Coeff. Rid. = 4

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO  
a/g = 0.05

Legname (Abete C24)

Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
		altezza interpiano 3 m		altezza interpiano 4 m		altezza interpiano 5 m		altezza interpiano 3 m		altezza interpiano 4 m		altezza interpiano 5 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x12	
		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 10x12		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 3,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x8	
		2tr 6x12		2tr 10x12		2tr 11x13		2tr 12x16		2tr 10x16		2tr 12x20	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 2,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16	
		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x24	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
	distanza massa presidiante 4,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16	
		2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 11x13		2tr 12x16		2tr 12x20	
		2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12	
distanza massa presidiante 3,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16		
	2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 8x20		2tr 10x20		
	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12		
distanza massa presidiante 2,5 m	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 6x8		2tr 6x12		2tr 8x16		
	2tr 8x12		2tr 8x16		2tr 8x20		2tr 10x20		2tr 12x22		2tr 12x16		
	2tr 6x8		2tr 6x8		2tr 8x8		2tr 8x8		2tr 6x12		2tr 6x12		

**Tabella 6.40** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.05 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu$  = coeff. attr.

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=2kN V=1kN H=6kN V=7kN	H=3kN V=2kN H=10kN V=11kN	H=5kN V=3kN H=14kN V=15kN	H=4kN V=3kN H=12kN V=13kN	H=7kN V=4kN H=20kN V=22kN	H=9kN V=6kN H=27kN V=30kN	H=6kN V=4kN H=18kN V=20kN	H=10kN V=7kN H=29kN V=33kN	H=14kN V=9kN H=41kN V=46kN	H=8kN V=5kN H=23kN V=26kN	H=13kN V=9kN H=39kN V=43kN	H=18kN V=12kN H=55kN V=61kN
H=2kN V=2kN H=6kN V=9kN	H=3kN V=3kN H=10kN V=14kN	H=5kN V=4kN H=14kN V=20kN	H=4kN V=3kN H=12kN V=17kN	H=7kN V=6kN H=20kN V=36kN	H=9kN V=8kN H=27kN V=41kN	H=6kN V=5kN H=18kN V=26kN	H=10kN V=9kN H=29kN V=43kN	H=14kN V=12kN H=41kN V=58kN	H=8kN V=7kN H=23kN V=35kN	H=13kN V=12kN H=39kN V=58kN	H=18kN V=16kN H=55kN V=81kN			
H=2kN V=2kN H=6kN V=11kN	H=3kN V=4kN H=10kN V=19kN	H=5kN V=5kN H=14kN V=26kN	H=4kN V=4kN H=12kN V=22kN	H=7kN V=7kN H=20kN V=37kN	H=9kN V=10kN H=27kN V=52kN	H=6kN V=7kN H=18kN V=33kN	H=10kN V=11kN H=29kN V=56kN	H=14kN V=16kN H=41kN V=78kN	H=8kN V=9kN H=23kN V=45kN	H=13kN V=15kN H=39kN V=74kN	H=18kN V=21kN H=55kN V=104kN			
H=2kN V=3kN H=6kN V=14kN	H=3kN V=5kN H=10kN V=23kN	H=5kN V=7kN H=14kN V=33kN	H=4kN V=6kN H=12kN V=28kN	H=7kN V=9kN H=20kN V=47kN	H=9kN V=13kN H=27kN V=65kN	H=6kN V=8kN H=18kN V=42kN	H=10kN V=14kN H=29kN V=70kN	H=14kN V=20kN H=41kN V=98kN	H=8kN V=11kN H=23kN V=56kN	H=13kN V=19kN H=39kN V=93kN	H=18kN V=26kN H=55kN V=130kN			
H=2kN V=2kN H=6kN V=12kN	H=3kN V=4kN H=10kN V=20kN	H=5kN V=5kN H=14kN V=27kN	H=4kN V=5kN H=12kN V=23kN	H=7kN V=8kN H=20kN V=39kN	H=9kN V=11kN H=27kN V=55kN	H=6kN V=7kN H=18kN V=35kN	H=10kN V=12kN H=29kN V=59kN	H=14kN V=16kN H=41kN V=82kN	H=8kN V=9kN H=23kN V=47kN	H=13kN V=16kN H=39kN V=78kN	H=18kN V=22kN H=55kN V=109kN			
H=2kN V=3kN H=6kN V=16kN	H=3kN V=5kN H=10kN V=26kN	H=5kN V=7kN H=14kN V=36kN	H=4kN V=6kN H=12kN V=31kN	H=7kN V=10kN H=20kN V=52kN	H=9kN V=15kN H=27kN V=73kN	H=6kN V=9kN H=18kN V=47kN	H=10kN V=16kN H=29kN V=78kN	H=14kN V=22kN H=41kN V=109kN	H=8kN V=13kN H=23kN V=63kN	H=13kN V=21kN H=39kN V=104kN	H=18kN V=29kN H=55kN V=146kN			
H=2kN V=4kN H=6kN V=20kN	H=3kN V=7kN H=10kN V=33kN	H=5kN V=9kN H=14kN V=46kN	H=4kN V=8kN H=12kN V=39kN	H=7kN V=13kN H=20kN V=65kN	H=9kN V=18kN H=27kN V=91kN	H=6kN V=12kN H=18kN V=59kN	H=10kN V=20kN H=29kN V=98kN	H=14kN V=27kN H=41kN V=137kN	H=8kN V=16kN H=23kN V=78kN	H=13kN V=26kN H=39kN V=130kN	H=18kN V=36kN H=55kN V=182kN			

**Tabella 6.41** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 4. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.05 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu$  = coeff. attr.

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=3kN V=4kN H=13kN V=4kN	H=5kN V=6kN H=22kN V=6kN	H=8kN V=9kN H=31kN V=9kN	H=7kN V=8kN H=27kN V=8kN	H=11kN V=13kN H=45kN V=18kN	H=15kN V=18kN H=63kN V=18kN	H=10kN V=11kN H=40kN V=11kN	H=16kN V=19kN H=67kN V=19kN	H=23kN V=27kN H=94kN V=27kN	H=13kN V=15kN H=54kN V=15kN	H=22kN V=26kN H=90kN V=26kN	H=30kN V=36kN H=126kN V=36kN
H=4kN V=4kN H=17kN V=5kN	H=6kN V=5kN H=28kN V=9kN	H=9kN V=2kN H=39kN V=13kN	H=8kN V=2kN H=33kN V=11kN	H=13kN V=3kN H=77kN V=25kN	H=18kN V=4kN H=77kN V=25kN	H=12kN V=3kN H=50kN V=16kN	H=19kN V=5kN H=83kN V=27kN	H=27kN V=7kN H=116kN V=38kN	H=16kN V=4kN H=66kN V=21kN	H=26kN V=6kN H=111kN V=36kN	H=36kN V=9kN H=155kN V=50kN			
H=4kN V=1kN H=20kN V=7kN	H=7kN V=2kN H=33kN V=12kN	H=10kN V=3kN H=46kN V=16kN	H=9kN V=2kN H=39kN V=14kN	H=15kN V=4kN H=66kN V=32kN	H=21kN V=6kN H=92kN V=32kN	H=13kN V=4kN H=59kN V=21kN	H=22kN V=6kN H=98kN V=35kN	H=31kN V=9kN H=138kN V=48kN	H=18kN V=5kN H=79kN V=28kN	H=30kN V=9kN H=131kN V=48kN	H=42kN V=12kN H=184kN V=65kN			
H=4kN V=1kN H=16kN V=5kN	H=6kN V=2kN H=27kN V=9kN	H=9kN V=2kN H=38kN V=12kN	H=8kN V=2kN H=32kN V=10kN	H=13kN V=3kN H=54kN V=17kN	H=18kN V=4kN H=75kN V=24kN	H=11kN V=3kN H=48kN V=15kN	H=19kN V=5kN H=81kN V=26kN	H=27kN V=6kN H=113kN V=36kN	H=15kN V=4kN H=65kN V=21kN	H=25kN V=6kN H=108kN V=34kN	H=35kN V=9kN H=151kN V=48kN			
H=5kN V=1kN H=20kN V=7kN	H=8kN V=2kN H=34kN V=12kN	H=11kN V=3kN H=47kN V=17kN	H=9kN V=3kN H=40kN V=14kN	H=15kN V=4kN H=67kN V=33kN	H=21kN V=6kN H=94kN V=33kN	H=14kN V=4kN H=60kN V=21kN	H=23kN V=7kN H=101kN V=36kN	H=32kN V=9kN H=141kN V=50kN	H=18kN V=5kN H=81kN V=29kN	H=31kN V=9kN H=134kN V=48kN	H=43kN V=12kN H=188kN V=67kN			
H=5kN V=2kN H=24kN V=9kN	H=9kN V=3kN H=40kN V=15kN	H=13kN V=4kN H=56kN V=21kN	H=11kN V=3kN H=48kN V=18kN	H=18kN V=6kN H=113kN V=43kN	H=25kN V=8kN H=133kN V=43kN	H=16kN V=5kN H=72kN V=27kN	H=27kN V=9kN H=121kN V=46kN	H=38kN V=12kN H=169kN V=64kN	H=22kN V=7kN H=96kN V=37kN	H=36kN V=11kN H=161kN V=61kN	H=50kN V=16kN H=225kN V=85kN			
H=5kN V=1kN H=21kN V=8kN	H=8kN V=2kN H=35kN V=13kN	H=11kN V=3kN H=49kN V=18kN	H=9kN V=3kN H=42kN V=15kN	H=16kN V=4kN H=70kN V=35kN	H=22kN V=7kN H=98kN V=35kN	H=14kN V=4kN H=63kN V=23kN	H=24kN V=7kN H=105kN V=38kN	H=33kN V=10kN H=146kN V=53kN	H=19kN V=6kN H=84kN V=30kN	H=32kN V=9kN H=140kN V=50kN	H=44kN V=13kN H=195kN V=70kN			
H=6kN V=2kN H=27kN V=10kN	H=10kN V=3kN H=44kN V=17kN	H=14kN V=5kN H=62kN V=24kN	H=12kN V=4kN H=53kN V=21kN	H=20kN V=7kN H=88kN V=34kN	H=27kN V=9kN H=124kN V=48kN	H=18kN V=6kN H=80kN V=31kN	H=29kN V=10kN H=133kN V=52kN	H=41kN V=14kN H=186kN V=72kN	H=23kN V=8kN H=106kN V=41kN	H=39kN V=13kN H=177kN V=69kN	H=55kN V=18kN H=247kN V=96kN			
H=7kN V=3kN H=32kN V=13kN	H=12kN V=4kN H=53kN V=22kN	H=16kN V=5kN H=75kN V=31kN	H=14kN V=4kN H=64kN V=26kN	H=23kN V=12kN H=107kN V=44kN	H=33kN V=12kN H=150kN V=61kN	H=21kN V=8kN H=96kN V=39kN	H=35kN V=13kN H=160kN V=66kN	H=49kN V=16kN H=225kN V=92kN	H=28kN V=10kN H=128kN V=52kN	H=47kN V=17kN H=214kN V=87kN	H=65kN V=23kN H=299kN V=122kN			

**Tabella 6.42** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Coef. Rid. = 4 ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
a/g = 0.15

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16
			2p 11x11	2p 12x12	2p 13x16	2p 13x13	2p 16x16	2p 16x16	2p 13x19	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21
		altezza interpiano 4 m	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
			2p 13x13	2p 13x19	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x20	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27
		altezza interpiano 5 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21
			2p 16x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 10x10	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x16
			2p 11x11	2p 13x13	2p 13x16	2p 13x13	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21
		altezza interpiano 4 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16
			2p 13x13	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24
		altezza interpiano 5 m	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x16	1p 19x21
			2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x29	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 10x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	
		2p 11x13	2p 13x16	2p 13x19	2p 12x20	2p 16x16	2p 16x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x24	
	altezza interpiano 4 m	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	
		2p 13x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27	
	altezza interpiano 5 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	

**Tabella 6.43** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Coef. Rid. = 4 ELEMENTI PUNTELLI Legname (Abete C24)  
a/g = 0.15

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x11	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16
			2p 10x10	2p 11x13	2p 13x13	2p 12x12	2p 13x16	2p 16x16	2p 13x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 13x19	2p 16x19	2p 19x21
		altezza interpiano 4 m	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16
			2p 12x12	2p 13x13	2p 13x19	2p 13x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24
		altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
			2p 16x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x24
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x9	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x10	1p 11x11	1p 12x12	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13
			2p 10x10	2p 11x13	2p 13x13	2p 13x13	2p 13x19	2p 16x16	2p 13x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21
		altezza interpiano 4 m	1p 8x8	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 13x19
			2p 12x12	2p 13x16	2p 16x16	2p 13x19	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24
		altezza interpiano 5 m	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16
			2p 16x16	2p 16x16	2p 19x21	2p 16x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 8x8	1p 9x9	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 9x11	1p 11x11	1p 11x13	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	
		2p 11x11	2p 13x13	2p 13x16	2p 13x13	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	
	altezza interpiano 4 m	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	
		2p 13x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 19x24	2p 21x27	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	
	altezza interpiano 5 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 28x28	



**Tabella 6.46** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24) Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.15 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20
			2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22
			2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x8	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20
			2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 20x32	2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21
			2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	
		2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	
	altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	
		2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x32	2tr 34x40	2tr 40x45	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	
		2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	

**Tabella 6.47** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24) Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.15 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 9x11	2tr 11x13	2tr 12x16
			2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20
			2tr 10x16	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x8	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20
			2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x8	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22
			2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21
			2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 35x40
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x8	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	
		2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 16x20	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	
	altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	
		2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x32	2tr 28x40	2tr 35x45	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	
		2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	

**Tabella 6.48** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.15  
 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpianto 3 m	H=6kN V=4kN	H=10kN V=7kN	H=14kN V=9kN	H=12kN V=8kN	H=20kN V=13kN	H=27kN V=18kN	H=18kN V=12kN	H=29kN V=20kN	H=41kN V=27kN	H=23kN V=16kN	H=39kN V=26kN	H=55kN V=36kN
		altezza interpianto 4 m	H=18kN V=20kN	H=29kN V=33kN	H=41kN V=46kN	H=35kN V=39kN	H=59kN V=65kN	H=82kN V=91kN	H=53kN V=59kN	H=88kN V=98kN	H=123kN V=137kN	H=70kN V=78kN	H=117kN V=130kN	H=164kN V=182kN
		altezza interpianto 5 m	H=6kN V=5kN	H=10kN V=9kN	H=14kN V=12kN	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=24kN	H=18kN V=16kN	H=29kN V=26kN	H=41kN V=36kN	H=23kN V=21kN	H=39kN V=35kN	H=55kN V=49kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpianto 3 m	H=6kN V=5kN	H=10kN V=8kN	H=14kN V=12kN	H=12kN V=10kN	H=20kN V=17kN	H=27kN V=23kN	H=18kN V=15kN	H=29kN V=25kN	H=41kN V=35kN	H=23kN V=20kN	H=39kN V=33kN	H=55kN V=47kN
		altezza interpianto 4 m	H=18kN V=25kN	H=29kN V=42kN	H=41kN V=59kN	H=35kN V=50kN	H=59kN V=84kN	H=82kN V=117kN	H=53kN V=75kN	H=88kN V=126kN	H=123kN V=176kN	H=70kN V=100kN	H=117kN V=167kN	H=164kN V=234kN
		altezza interpianto 5 m	H=6kN V=7kN	H=10kN V=11kN	H=14kN V=16kN	H=12kN V=13kN	H=20kN V=22kN	H=27kN V=31kN	H=18kN V=20kN	H=29kN V=33kN	H=41kN V=47kN	H=23kN V=27kN	H=39kN V=45kN	H=55kN V=63kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpianto 3 m	H=6kN V=7kN	H=10kN V=12kN	H=14kN V=16kN	H=12kN V=14kN	H=20kN V=23kN	H=27kN V=33kN	H=18kN V=21kN	H=29kN V=35kN	H=41kN V=49kN	H=23kN V=28kN	H=39kN V=47kN	H=55kN V=66kN
		altezza interpianto 4 m	H=18kN V=35kN	H=29kN V=59kN	H=41kN V=82kN	H=35kN V=70kN	H=59kN V=117kN	H=82kN V=164kN	H=53kN V=105kN	H=88kN V=176kN	H=123kN V=246kN	H=70kN V=141kN	H=117kN V=234kN	H=164kN V=328kN
		altezza interpianto 5 m	H=6kN V=12kN	H=10kN V=20kN	H=14kN V=27kN	H=12kN V=23kN	H=20kN V=39kN	H=27kN V=55kN	H=18kN V=35kN	H=29kN V=59kN	H=41kN V=82kN	H=23kN V=47kN	H=39kN V=78kN	H=55kN V=109kN

**Tabella 6.49** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 3. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.15  
 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpianto 3 m	H=10kN V=2kN	H=16kN V=3kN	H=23kN V=5kN	H=20kN V=4kN	H=33kN V=7kN	H=46kN V=9kN	H=29kN V=6kN	H=49kN V=10kN	H=68kN V=14kN	H=39kN V=8kN	H=65kN V=13kN	H=91kN V=18kN
		altezza interpianto 4 m	H=40kN V=11kN	H=67kN V=19kN	H=94kN V=27kN	H=81kN V=23kN	H=135kN V=38kN	H=189kN V=53kN	H=121kN V=34kN	H=202kN V=57kN	H=283kN V=80kN	H=162kN V=46kN	H=270kN V=76kN	H=378kN V=107kN
		altezza interpianto 5 m	H=12kN V=3kN	H=19kN V=5kN	H=27kN V=7kN	H=23kN V=6kN	H=39kN V=10kN	H=54kN V=13kN	H=35kN V=9kN	H=58kN V=14kN	H=81kN V=20kN	H=47kN V=12kN	H=78kN V=19kN	H=109kN V=27kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpianto 3 m	H=11kN V=3kN	H=19kN V=5kN	H=27kN V=6kN	H=23kN V=6kN	H=38kN V=9kN	H=53kN V=13kN	H=34kN V=8kN	H=57kN V=14kN	H=80kN V=20kN	H=45kN V=11kN	H=76kN V=18kN	H=106kN V=26kN
		altezza interpianto 4 m	H=48kN V=15kN	H=81kN V=26kN	H=113kN V=36kN	H=97kN V=31kN	H=161kN V=51kN	H=226kN V=72kN	H=145kN V=46kN	H=242kN V=77kN	H=339kN V=108kN	H=194kN V=62kN	H=323kN V=103kN	H=452kN V=144kN
		altezza interpianto 5 m	H=14kN V=4kN	H=23kN V=7kN	H=32kN V=9kN	H=28kN V=8kN	H=46kN V=13kN	H=64kN V=18kN	H=41kN V=12kN	H=69kN V=20kN	H=96kN V=28kN	H=54kN V=16kN	H=92kN V=26kN	H=128kN V=37kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpianto 3 m	H=16kN V=5kN	H=27kN V=9kN	H=38kN V=12kN	H=32kN V=10kN	H=54kN V=17kN	H=75kN V=24kN	H=48kN V=15kN	H=81kN V=26kN	H=113kN V=36kN	H=65kN V=21kN	H=108kN V=34kN	H=151kN V=48kN
		altezza interpianto 4 m	H=72kN V=27kN	H=121kN V=46kN	H=169kN V=64kN	H=145kN V=55kN	H=241kN V=91kN	H=338kN V=128kN	H=217kN V=82kN	H=362kN V=137kN	H=506kN V=192kN	H=289kN V=110kN	H=482kN V=183kN	H=675kN V=256kN
		altezza interpianto 5 m	H=14kN V=4kN	H=24kN V=7kN	H=33kN V=10kN	H=28kN V=8kN	H=47kN V=14kN	H=66kN V=20kN	H=43kN V=13kN	H=71kN V=21kN	H=100kN V=29kN	H=54kN V=17kN	H=95kN V=28kN	H=133kN V=39kN

**Tabella 6.50** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI  
a/g = 0.25  
Legname (Abete C24)  
Coeff. Rid. = 4

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19
			2p 12x12	2p 12x20	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24
		altezza interpiano 4 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21
	2p 13x19		2p 16x19	2p 19x21	2p 16x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 24x29	
	altezza interpiano 5 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x20	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 19x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 10x12	1p 11x11	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16
			2p 13x13	2p 13x19	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x20	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 20x20	2p 20x28
		altezza interpiano 4 m	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 13x19	1p 16x19	1p 19x21
	2p 16x16		2p 16x20	2p 19x21	2p 19x21	2p 19x24	2p 21x27	2p 20x20	2p 21x27	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x24	2p 27x27	
	altezza interpiano 5 m	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x20	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 20x20	
		2p 16x19	2p 19x21	2p 21x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35	
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	
		2p 13x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x20	2p 21x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	
	altezza interpiano 4 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	
2p 16x16		2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 21x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 28x28		
altezza interpiano 5 m	1p 12x12	1p 13x16	1p 16x16	1p 13x19	1p 16x16	1p 16x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21	1p 16x19	1p 19x21	1p 20x24		
	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 21x27	2p 27x27	2p 28x28	2p 24x27	2p 28x28	2p 30x35	2p 27x27	2p 30x35	2p 34x34		

**Tabella 6.51** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI  
a/g = 0.25  
Legname (Abete C24)  
Coeff. Rid. = 4

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 10x10	1p 11x11	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 12x12	1p 13x16	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16
			2p 11x13	2p 13x13	2p 13x19	2p 13x16	2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 16x21	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x20
		altezza interpiano 4 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19
	2p 13x13		2p 16x16	2p 16x19	2p 16x16	2p 19x21	2p 20x20	2p 19x21	2p 19x24	2p 21x27	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	
	altezza interpiano 5 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x24	2p 24x24	2p 27x27	2p 21x27	2p 24x29	2p 28x28	
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9	1p 9x11	1p 10x12	1p 10x10	1p 11x13	1p 13x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 12x12	1p 13x16	1p 13x19
			2p 11x13	2p 13x16	2p 16x16	2p 13x19	2p 16x16	2p 16x21	2p 16x16	2p 19x21	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24
		altezza interpiano 4 m	1p 9x11	1p 10x12	1p 11x13	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x19
	2p 13x16		2p 16x16	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 21x24	2p 24x24	2p 20x20	2p 24x24	2p 24x27	
	altezza interpiano 5 m	1p 10x12	1p 12x12	1p 13x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	
		2p 16x16	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 21x27	2p 24x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1p 8x8	1p 9x11	1p 10x10	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 11x13	1p 13x16	1p 13x19	
		2p 13x13	2p 13x19	2p 16x16	2p 16x16	2p 16x20	2p 19x21	2p 16x19	2p 19x21	2p 20x24	2p 19x21	2p 20x20	2p 20x28	
	altezza interpiano 4 m	1p 9x11	1p 11x11	1p 12x12	1p 11x13	1p 13x13	1p 13x19	1p 13x13	1p 13x19	1p 16x16	1p 13x16	1p 16x16	1p 16x20	
2p 16x16		2p 19x21	2p 19x21	2p 19x21	2p 20x24	2p 24x24	2p 19x24	2p 24x24	2p 24x29	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27		
altezza interpiano 5 m	1p 11x11	1p 13x13	1p 13x16	1p 13x13	1p 16x16	1p 16x19	1p 16x16	1p 16x19	1p 19x21	1p 16x16	1p 19x21	1p 19x21		
	2p 19x21	2p 20x24	2p 21x27	2p 21x24	2p 24x27	2p 27x27	2p 24x24	2p 27x27	2p 30x30	2p 27x27	2p 30x30	2p 34x34		

**Tabella 6.52** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25 legenda: FR = Ø>30

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø12 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø27
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	A=1,179mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø30	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø18 1ØFR o 2Ø27	A=1,326mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,857mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø16 A=1,243mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,741mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,658mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,321mm <sup>2</sup>

**Tabella 6.53** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25 legenda: FR = Ø>30

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø12 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø30	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,462mm <sup>2</sup>
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,277mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	A=1,306mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	A=1,243mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,741mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,181mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,654mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,575mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,205mm <sup>2</sup>

**Tabella 6.54** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x8	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21
			2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x32	2tr 28x40	2tr 35x45
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x29	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 24x36	2tr 35x40	2tr 40x50
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21
			2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 27x27	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	
		2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	
	altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	
		2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	

**Tabella 6.55** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24)  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x8	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x12	2tr 10x16	2tr 10x20	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20
			2tr 12x16	2tr 13x19	2tr 16x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 9x11	2tr 8x16	2tr 10x12	2tr 10x16	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 13x16	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21
			2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40
		altezza interpiano 5 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x16	2tr 13x19	2tr 16x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 19x24
			2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24
			2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 27x27	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 10x20	2tr 16x20	2tr 19x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x12	2tr 11x13	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28
			2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	
		2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50	
	altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 27x27	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 35x40	2tr 40x50	2tr 28x40	2tr 40x50	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	
		2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	

**Tabella 6.56** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25  
 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=10kN V=7kN V=29kN V=33kN	H=16kN V=11kN H=49kN V=54kN	H=23kN V=20kN H=68kN V=76kN	H=20kN V=13kN H=59kN V=65kN	H=33kN V=22kN H=98kN V=109kN	H=46kN V=30kN H=137kN V=152kN	H=29kN V=20kN H=88kN V=98kN	H=49kN V=33kN H=146kN V=163kN	H=68kN V=46kN H=205kN V=228kN	H=39kN V=26kN H=117kN V=130kN	H=65kN V=43kN H=195kN V=217kN	H=91kN V=61kN H=273kN V=304kN

**Tabella 6.57** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 2. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.25  
 Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=16kN V=3kN H=67kN V=19kN	H=27kN V=5kN H=112kN V=32kN	H=38kN V=8kN H=157kN V=44kN	H=33kN V=5kN H=135kN V=38kN	H=54kN V=7kN H=225kN V=64kN	H=76kN V=15kN H=315kN V=89kN	H=49kN V=10kN H=202kN V=57kN	H=81kN V=16kN H=337kN V=95kN	H=114kN V=23kN H=472kN V=133kN	H=65kN V=13kN H=270kN V=76kN	H=109kN V=22kN H=450kN V=127kN	H=152kN V=30kN H=629kN V=178kN

**Tabella 6.58** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35 Legname (Abete C24)

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x12 2p 13x16	1p 12x12 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x13 2p 16x16	1p 13x19 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x20	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x20	1p 16x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 19x21	1p 16x19 2p 21x24	1p 19x21 2p 24x24
		altezza interpiano 4 m	1p 11x13 2p 16x16	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 19x21	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 16x19 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 21x27	1p 19x21 2p 24x29	1p 20x20 2p 28x28
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 3 m	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 19x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x27	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x19 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x30	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x30	1p 21x24 2p 34x34
		altezza interpiano 4 m	1p 10x10 2p 13x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 12x12 2p 16x20	1p 12x12 2p 16x19	1p 13x16 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x20	1p 13x13 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x28	1p 16x16 2p 24x24
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x11 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x16 2p 19x24	1p 13x13 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 24x24	1p 16x16 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x27	1p 19x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30
		altezza interpiano 4 m	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 16x19 2p 24x29	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 30x35	1p 19x21 2p 27x27	1p 20x20 2p 30x35	1p 21x24 2p 34x34
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11 2p 13x19	1p 11x11 2p 16x19	1p 12x12 2p 19x21	1p 11x13 2p 16x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 13x16 2p 19x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x16 2p 27x27
		altezza interpiano 4 m	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x20	1p 13x16 2p 21x24	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x16 2p 24x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 19x24 2p 30x35
		altezza interpiano 5 m	1p 13x13 2p 19x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x16 2p 24x29	1p 16x16 2p 24x27	1p 16x21 2p 28x28	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x35	1p 20x24 2p 34x34	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x24 2p 34x34	1p 24x24 2p 35x40
		altezza interpiano 6 m	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x20	1p 13x16 2p 21x24	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x16 2p 24x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 19x24 2p 30x35

**Tabella 6.59** Determinazione della sezione dei puntelli in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

ELEMENTI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35 Legname (Abete C24)

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x11 2p 13x13	1p 11x11 2p 13x19	1p 12x12 2p 16x16	1p 11x13 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x19 2p 19x21	1p 13x13 2p 16x19	1p 13x19 2p 19x21	1p 16x16 2p 19x24	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x20	1p 16x19 2p 21x24
		altezza interpiano 4 m	1p 10x12 2p 13x19	1p 12x12 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x20	1p 16x16 2p 21x24	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x20 2p 24x24	1p 16x16 2p 20x24	1p 16x19 2p 24x24	1p 19x21 2p 27x27
	distanza massa presidiante 5 m	altezza interpiano 3 m	1p 11x13 2p 16x19	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x24	1p 13x16 2p 19x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 24x29	1p 16x16 2p 21x27	1p 16x20 2p 27x27	1p 19x21 2p 28x28	1p 16x16 2p 24x24	1p 19x21 2p 28x28	1p 20x20 2p 30x30
		altezza interpiano 4 m	1p 9x9 2p 13x13	1p 10x12 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x16	1p 13x13 2p 16x21	1p 13x16 2p 19x21	1p 12x12 2p 16x19	1p 13x16 2p 19x21	1p 16x16 2p 20x24	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x24	1p 16x16 2p 21x27
	distanza massa presidiante 3.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 10x12 2p 16x16	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 19x21	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 13x16 2p 19x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 24x29	1p 13x19 2p 21x24	1p 16x19 2p 24x27	1p 19x21 2p 27x27
		altezza interpiano 4 m	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x24	1p 13x19 2p 21x27	1p 13x16 2p 21x24	1p 16x16 2p 24x27	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x20 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x16 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34
	distanza massa presidiante 2.5 m	altezza interpiano 3 m	1p 9x9 2p 13x16	1p 10x10 2p 16x16	1p 11x11 2p 16x19	1p 10x12 2p 16x19	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x20	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 21x27	1p 13x13 2p 19x21	1p 13x19 2p 20x28	1p 16x19 2p 24x27
		altezza interpiano 4 m	1p 10x12 2p 16x19	1p 12x12 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x24	1p 13x13 2p 20x20	1p 13x19 2p 24x24	1p 16x16 2p 24x27	1p 13x16 2p 21x27	1p 16x16 2p 24x29	1p 16x21 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x20 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30
		altezza interpiano 5 m	1p 12x12 2p 20x20	1p 13x16 2p 21x27	1p 16x16 2p 24x27	1p 13x19 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x16 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34	1p 16x20 2p 28x28	1p 19x21 2p 34x34	1p 21x24 2p 35x35
		altezza interpiano 6 m	1p 11x13 2p 19x21	1p 13x13 2p 20x20	1p 13x16 2p 21x24	1p 13x16 2p 20x24	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 16x16 2p 24x24	1p 16x19 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 16x16 2p 27x27	1p 19x21 2p 30x30	1p 20x20 2p 34x34

**Tabella 6.60** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35  
 legenda: FR = Ø>30

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,331mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø16 A=1,248mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,189mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,664mm <sup>2</sup>
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,321mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,321mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,258mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,761mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,179mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,651mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,572mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,201mm <sup>2</sup>
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,462mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,950mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 4 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø18 A=1,300mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=1,950mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø30 o 2Ø20 A=1,857mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,600mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,625mm <sup>2</sup>	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,741mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø24 A=2,437mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø18 A=1,393mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,321mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,249mm <sup>2</sup>

**Tabella 6.61** Determinazione della sezione dei tiranti in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

ELEMENTI TIRANTI Acciaio Feb44k  
 Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35  
 legenda: FR = Ø>30

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø14 o 2Ø10	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø16	1Ø16 o 2Ø12 1Ø27 o 2Ø20	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,182mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø12	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø30	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø24	1Ø24 o 2Ø18 A=1,515mm <sup>2</sup>
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø16 o 2Ø12	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø10 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø22	1Ø12 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø14 o 2Ø10 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,167mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 4 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,205mm <sup>2</sup>	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,607mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø20 o 2Ø14	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,535mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø18 A=1,462mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø20 A=2,047mm <sup>2</sup>
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	1Ø10 o 2Ø10 1Ø18 o 2Ø14	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø30	1Ø24 o 2Ø16 A=1,340mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,277mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,787mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 4 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø22 o 2Ø16	1Ø14 o 2Ø10 1Ø27 o 2Ø20	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø20 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø22 o 2Ø16 A=1,219mm <sup>2</sup>	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø24 o 2Ø16 A=1,306mm <sup>2</sup>	1Ø27 o 2Ø20 A=1,828mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,741mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,437mm <sup>2</sup>
		altezza interpiano 5 m	1Ø12 o 2Ø10 1Ø24 o 2Ø18	1Ø16 o 2Ø12 1Ø30 o 2Ø22	1Ø18 o 2Ø14 1ØFR o 2Ø27	1Ø16 o 2Ø12 1ØFR o 2Ø24	1Ø22 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø18 A=1,543mm <sup>2</sup>	1Ø20 o 2Ø16 1ØFR o 2Ø30	1Ø27 o 2Ø20 A=1,654mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,315mm <sup>2</sup>	1Ø24 o 2Ø16 A=1,323mm <sup>2</sup>	1Ø30 o 2Ø22 A=2,205mm <sup>2</sup>	1ØFR o 2Ø27 A=3,087mm <sup>2</sup>

**Tabella 6.62** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24)

Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
		MASSA NON RIALZATA												
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 10x12	2tr 8x16	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24
			2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45
		altezza interpiano 4 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28
			2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 40x45	2tr 30x35	2tr 35x45	2tr 40x55
		altezza interpiano 5 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 35x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 8x16	2tr 8x20	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24
			2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 28x40	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 35x45	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55
		altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 8x20	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 21x24	2tr 12x24	2tr 20x24	2tr 20x32
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr x
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32
			2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 10x20	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	
		2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 24x29	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 30x35	2tr 35x45	2tr 40x55	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	
	altezza interpiano 4 m	2tr 8x16	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x20	2tr 19x21	2tr 20x24	2tr 16x21	2tr 21x24	2tr 20x32	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	
		2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 34x40	2tr 40x55	2tr x	2tr 40x45	2tr x	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	
		2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 35x45	2tr x	2tr x	2tr 40x55	2tr x	2tr x	

**Tabella 6.63** Determinazione della sezione delle travi inferiori di ancoraggio in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

ELEMENTI INFERIORI DI ANCORAGGIO Legname (Abete C24)

Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35 Nota: I campi vuoti denotano l'impossibilità di assorbire le sollecitazioni con 1 o 2 elementi.

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
		MASSA RIALZATA												
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 6x12	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 11x13	2tr 10x20	2tr 12x22	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 16x20
			2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40
		altezza interpiano 4 m	2tr 6x12	2tr 8x16	2tr 10x16	2tr 11x13	2tr 10x20	2tr 13x19	2tr 12x16	2tr 12x22	2tr 16x21	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24
			2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 21x24	2tr 24x32	2tr 30x35	2tr 24x29	2tr 28x40	2tr 34x44	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50
		altezza interpiano 5 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x28
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 8x12	2tr 10x12	2tr 11x13	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x24
			2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 35x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45
		altezza interpiano 4 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28
			2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x29	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x50	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60
		altezza interpiano 5 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 12x24	2tr 19x21	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	2tr 16x21	2tr 20x28	2tr 24x29
			2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 24x36	2tr 24x32	2tr 30x40	2tr 35x45	2tr 28x40	2tr 40x45	2tr 40x60	2tr 35x40	2tr 40x55	2tr x
distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	2tr 10x12	2tr 8x20	2tr 12x16	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 16x20	2tr 12x20	2tr 16x21	2tr 19x24	2tr 12x22	2tr 19x24	2tr 20x28	
		2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 20x32	2tr 30x35	2tr 34x40	2tr 30x35	2tr 34x44	2tr 40x50	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	
	altezza interpiano 4 m	2tr 8x16	2tr 12x16	2tr 12x20	2tr 10x20	2tr 16x20	2tr 19x24	2tr 12x24	2tr 19x24	2tr 20x32	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	
		2tr 20x24	2tr 27x27	2tr 30x35	2tr 24x36	2tr 34x40	2tr 40x45	2tr 30x40	2tr 40x50	2tr x	2tr 35x45	2tr x	2tr x	
	altezza interpiano 5 m	2tr 8x20	2tr 12x20	2tr 12x24	2tr 12x22	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 19x21	2tr 20x28	2tr 24x32	2tr 19x24	2tr 24x29	2tr 30x35	
		2tr 20x28	2tr 24x36	2tr 30x40	2tr 30x35	2tr 40x45	2tr 40x55	2tr 34x44	2tr 40x60	2tr x	2tr 40x50	2tr x	2tr x	

**Tabella 6.64** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa non rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=14kN V=9kN V=46kN	H=23kN V=15kN V=76kN	H=32kN V=21kN V=106kN	H=27kN V=18kN V=91kN	H=46kN V=30kN V=152kN	H=64kN V=43kN V=213kN	H=41kN V=27kN V=137kN	H=68kN V=46kN V=228kN	H=96kN V=64kN V=319kN	H=55kN V=36kN V=182kN	H=91kN V=61kN V=304kN	H=128kN V=85kN V=425kN
		altezza interpiano 4 m	H=14kN V=12kN V=46kN	H=23kN V=20kN V=76kN	H=32kN V=26kN V=106kN	H=27kN V=24kN V=91kN	H=46kN V=31kN V=152kN	H=64kN V=41kN V=213kN	H=41kN V=27kN V=137kN	H=68kN V=46kN V=228kN	H=96kN V=61kN V=319kN	H=55kN V=36kN V=182kN	H=91kN V=61kN V=304kN	H=128kN V=85kN V=425kN
		altezza interpiano 5 m	H=14kN V=15kN V=76kN	H=23kN V=25kN V=127kN	H=32kN V=35kN V=177kN	H=27kN V=30kN V=152kN	H=46kN V=51kN V=253kN	H=64kN V=57kN V=354kN	H=41kN V=46kN V=228kN	H=68kN V=76kN V=380kN	H=96kN V=106kN V=532kN	H=55kN V=61kN V=304kN	H=91kN V=101kN V=506kN	H=128kN V=142kN V=709kN
		altezza interpiano 3 m	H=14kN V=12kN V=59kN	H=23kN V=20kN V=98kN	H=32kN V=27kN V=137kN	H=27kN V=23kN V=117kN	H=46kN V=39kN V=195kN	H=64kN V=55kN V=273kN	H=41kN V=35kN V=176kN	H=68kN V=59kN V=293kN	H=96kN V=82kN V=410kN	H=55kN V=47kN V=234kN	H=91kN V=78kN V=391kN	H=128kN V=109kN V=547kN
		altezza interpiano 4 m	H=14kN V=16kN V=78kN	H=23kN V=26kN V=130kN	H=32kN V=36kN V=182kN	H=27kN V=31kN V=156kN	H=46kN V=52kN V=260kN	H=64kN V=73kN V=365kN	H=41kN V=47kN V=234kN	H=68kN V=78kN V=391kN	H=96kN V=109kN V=547kN	H=55kN V=63kN V=313kN	H=91kN V=104kN V=521kN	H=128kN V=146kN V=729kN
		altezza interpiano 5 m	H=14kN V=20kN V=98kN	H=23kN V=33kN V=163kN	H=32kN V=46kN V=228kN	H=27kN V=39kN V=195kN	H=46kN V=65kN V=326kN	H=64kN V=91kN V=456kN	H=41kN V=59kN V=293kN	H=68kN V=98kN V=488kN	H=96kN V=137kN V=684kN	H=55kN V=78kN V=391kN	H=91kN V=130kN V=651kN	H=128kN V=182kN V=911kN
		altezza interpiano 3 m	H=14kN V=16kN V=82kN	H=23kN V=27kN V=137kN	H=32kN V=36kN V=191kN	H=27kN V=33kN V=164kN	H=46kN V=55kN V=273kN	H=64kN V=77kN V=383kN	H=41kN V=49kN V=246kN	H=68kN V=82kN V=410kN	H=96kN V=115kN V=574kN	H=55kN V=66kN V=328kN	H=91kN V=109kN V=547kN	H=128kN V=153kN V=766kN
		altezza interpiano 4 m	H=14kN V=22kN V=109kN	H=23kN V=36kN V=182kN	H=32kN V=41kN V=255kN	H=27kN V=44kN V=219kN	H=46kN V=73kN V=365kN	H=64kN V=102kN V=510kN	H=41kN V=66kN V=328kN	H=68kN V=109kN V=547kN	H=96kN V=153kN V=766kN	H=55kN V=88kN V=438kN	H=91kN V=146kN V=729kN	H=128kN V=204kN V=1,021kN
		altezza interpiano 5 m	H=14kN V=27kN V=137kN	H=23kN V=46kN V=228kN	H=32kN V=64kN V=319kN	H=27kN V=55kN V=273kN	H=46kN V=91kN V=456kN	H=64kN V=128kN V=638kN	H=41kN V=82kN V=410kN	H=68kN V=137kN V=684kN	H=96kN V=191kN V=957kN	H=55kN V=109kN V=547kN	H=91kN V=182kN V=911kN	H=128kN V=255kN V=1,276kN

**Tabella 6.65** Determinazione delle azioni orizzontali (H) e verticali (V) sulla massa presidiante in funzione del livello di carico atteso e della geometria del sistema presidiante, zona sismica 1. (massa rialzata)

Azioni sulla Massa Presidiante  
Coeff. Rid. = 4 a/g = 0.35

Se si ritiene possibile fare affidamento sull'attrito allora  $H_{att} = H - \mu V$  con  $\mu =$  coeff. attr.

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			H=23kN V=9kN V=27kN	H=38kN V=8kN V=44kN	H=53kN V=11kN V=62kN	H=46kN V=15kN V=53kN	H=76kN V=9kN V=89kN	H=106kN V=21kN V=125kN	H=68kN V=14kN V=80kN	H=114kN V=23kN V=133kN	H=160kN V=32kN V=187kN	H=91kN V=18kN V=107kN	H=152kN V=32kN V=178kN	H=213kN V=43kN V=249kN
		altezza interpiano 4 m	H=27kN V=9kN V=38kN	H=45kN V=11kN V=63kN	H=63kN V=16kN V=88kN	H=54kN V=13kN V=75kN	H=90kN V=22kN V=125kN	H=127kN V=31kN V=175kN	H=81kN V=20kN V=113kN	H=136kN V=34kN V=188kN	H=190kN V=47kN V=263kN	H=109kN V=27kN V=150kN	H=181kN V=45kN V=250kN	H=253kN V=63kN V=350kN
		altezza interpiano 5 m	H=31kN V=9kN V=48kN	H=52kN V=15kN V=81kN	H=73kN V=21kN V=113kN	H=63kN V=18kN V=97kN	H=105kN V=30kN V=161kN	H=147kN V=42kN V=226kN	H=94kN V=27kN V=145kN	H=157kN V=44kN V=242kN	H=220kN V=62kN V=339kN	H=126kN V=36kN V=194kN	H=210kN V=59kN V=323kN	H=294kN V=83kN V=452kN
		altezza interpiano 3 m	H=27kN V=8kN V=36kN	H=44kN V=11kN V=60kN	H=62kN V=15kN V=84kN	H=53kN V=13kN V=72kN	H=88kN V=21kN V=120kN	H=124kN V=30kN V=168kN	H=80kN V=19kN V=108kN	H=133kN V=32kN V=180kN	H=186kN V=45kN V=252kN	H=106kN V=26kN V=144kN	H=177kN V=43kN V=240kN	H=247kN V=60kN V=336kN
		altezza interpiano 4 m	H=32kN V=9kN V=50kN	H=53kN V=15kN V=83kN	H=75kN V=21kN V=117kN	H=64kN V=18kN V=100kN	H=107kN V=31kN V=166kN	H=150kN V=43kN V=233kN	H=96kN V=28kN V=150kN	H=160kN V=46kN V=250kN	H=225kN V=64kN V=350kN	H=128kN V=37kN V=200kN	H=214kN V=61kN V=333kN	H=299kN V=86kN V=466kN
		altezza interpiano 5 m	H=38kN V=12kN V=64kN	H=63kN V=20kN V=106kN	H=88kN V=28kN V=149kN	H=75kN V=24kN V=128kN	H=126kN V=40kN V=213kN	H=176kN V=56kN V=298kN	H=113kN V=36kN V=192kN	H=188kN V=60kN V=319kN	H=264kN V=84kN V=447kN	H=151kN V=48kN V=256kN	H=251kN V=105kN V=426kN	H=352kN V=112kN V=596kN
		altezza interpiano 3 m	H=33kN V=10kN V=53kN	H=55kN V=16kN V=88kN	H=77kN V=23kN V=123kN	H=66kN V=20kN V=105kN	H=111kN V=46kN V=246kN	H=155kN V=49kN V=264kN	H=100kN V=29kN V=158kN	H=166kN V=49kN V=264kN	H=232kN V=68kN V=369kN	H=133kN V=39kN V=211kN	H=221kN V=65kN V=352kN	H=310kN V=91kN V=492kN
		altezza interpiano 4 m	H=41kN V=14kN V=72kN	H=68kN V=23kN V=120kN	H=96kN V=32kN V=169kN	H=82kN V=27kN V=145kN	H=137kN V=46kN V=241kN	H=191kN V=64kN V=337kN	H=123kN V=41kN V=217kN	H=205kN V=68kN V=361kN	H=287kN V=96kN V=506kN	H=164kN V=55kN V=289kN	H=273kN V=91kN V=482kN	H=383kN V=128kN V=674kN
		altezza interpiano 5 m	H=49kN V=18kN V=92kN	H=81kN V=29kN V=153kN	H=114kN V=41kN V=214kN	H=98kN V=35kN V=184kN	H=163kN V=59kN V=306kN	H=228kN V=82kN V=428kN	H=146kN V=53kN V=275kN	H=244kN V=88kN V=459kN	H=342kN V=123kN V=643kN	H=195kN V=70kN V=367kN	H=326kN V=117kN V=612kN	H=456kN V=164kN V=857kN

**Tabella 6.66** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 4. (massa non rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,05$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
		MASSA NON RIALZATA												
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=5,72kN T2=22,87kN	T1=9,53kN T2=38,11kN	T1=13,34kN T2=53,35kN	T1=11,43kN T2=45,73kN	T1=19,05kN T2=76,22kN	T1=26,68kN T2=106,71kN	T1=17,15kN T2=68,60kN	T1=28,58kN T2=114,33kN	T1=40,02kN T2=160,06kN	T1=22,87kN T2=91,46kN	T1=38,11kN T2=152,44kN	T1=53,35kN T2=213,41kN
		altezza interpiano 4 m	T1=7,62kN T2=30,49kN	T1=12,70kN T2=50,81kN	T1=17,78kN T2=71,14kN	T1=15,24kN T2=60,98kN	T1=25,41kN T2=101,63kN	T1=35,57kN T2=142,28kN	T1=22,87kN T2=91,46kN	T1=38,11kN T2=152,44kN	T1=53,35kN T2=213,41kN	T1=30,49kN T2=121,95kN	T1=50,81kN T2=203,25kN	T1=71,14kN T2=284,55kN
		altezza interpiano 5 m	T1=9,53kN T2=38,11kN	T1=15,88kN T2=63,52kN	T1=22,23kN T2=88,92kN	T1=19,05kN T2=76,22kN	T1=31,76kN T2=127,03kN	T1=44,46kN T2=177,85kN	T1=28,58kN T2=114,33kN	T1=47,64kN T2=190,55kN	T1=66,69kN T2=266,77kN	T1=38,11kN T2=152,44kN	T1=63,52kN T2=254,07kN	T1=88,92kN T2=355,69kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=7,56kN T2=30,24kN	T1=12,60kN T2=50,40kN	T1=17,64kN T2=70,56kN	T1=15,12kN T2=60,48kN	T1=25,20kN T2=100,81kN	T1=35,28kN T2=141,13kN	T1=22,68kN T2=90,73kN	T1=37,80kN T2=151,21kN	T1=52,92kN T2=211,69kN	T1=30,24kN T2=120,97kN	T1=50,40kN T2=201,61kN	T1=70,56kN T2=282,26kN
		altezza interpiano 4 m	T1=10,08kN T2=40,32kN	T1=16,80kN T2=67,20kN	T1=23,52kN T2=94,09kN	T1=20,16kN T2=80,65kN	T1=33,60kN T2=134,41kN	T1=47,04kN T2=188,17kN	T1=30,24kN T2=120,97kN	T1=50,40kN T2=201,61kN	T1=70,56kN T2=282,26kN	T1=40,32kN T2=161,29kN	T1=67,20kN T2=268,82kN	T1=94,09kN T2=376,34kN
		altezza interpiano 5 m	T1=12,60kN T2=50,40kN	T1=21,00kN T2=84,01kN	T1=29,40kN T2=117,61kN	T1=25,20kN T2=100,81kN	T1=42,00kN T2=168,01kN	T1=58,80kN T2=235,22kN	T1=37,80kN T2=151,21kN	T1=63,00kN T2=252,02kN	T1=88,21kN T2=352,82kN	T1=50,40kN T2=201,61kN	T1=84,01kN T2=336,02kN	T1=117,61kN T2=470,43kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=11,16kN T2=44,64kN	T1=18,60kN T2=74,40kN	T1=26,04kN T2=104,17kN	T1=22,32kN T2=89,29kN	T1=37,20kN T2=148,81kN	T1=52,08kN T2=208,33kN	T1=33,48kN T2=133,93kN	T1=55,80kN T2=223,21kN	T1=78,13kN T2=312,50kN	T1=44,64kN T2=178,57kN	T1=74,40kN T2=297,62kN	T1=104,17kN T2=416,67kN
		altezza interpiano 4 m	T1=14,88kN T2=59,52kN	T1=24,80kN T2=99,21kN	T1=34,72kN T2=138,89kN	T1=29,76kN T2=119,05kN	T1=49,60kN T2=198,41kN	T1=69,44kN T2=277,78kN	T1=44,64kN T2=178,57kN	T1=74,40kN T2=297,62kN	T1=104,17kN T2=416,67kN	T1=59,52kN T2=238,10kN	T1=99,21kN T2=396,83kN	T1=138,89kN T2=555,56kN
		altezza interpiano 5 m	T1=18,60kN T2=74,40kN	T1=31,00kN T2=124,01kN	T1=43,40kN T2=173,61kN	T1=37,20kN T2=148,81kN	T1=62,00kN T2=248,02kN	T1=86,81kN T2=347,22kN	T1=55,80kN T2=223,21kN	T1=93,01kN T2=372,02kN	T1=130,21kN T2=520,83kN	T1=74,40kN T2=297,62kN	T1=124,01kN T2=496,03kN	T1=173,61kN T2=694,44kN

**Tabella 6.67** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 4. (massa rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,05$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
		MASSA RIALZATA												
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=4,00kN T2=19,44kN	T1=6,67kN T2=32,39kN	T1=9,34kN T2=45,35kN	T1=8,00kN T2=38,87kN	T1=13,34kN T2=64,79kN	T1=18,67kN T2=90,70kN	T1=12,00kN T2=58,31kN	T1=20,01kN T2=97,18kN	T1=28,01kN T2=136,05kN	T1=16,01kN T2=77,74kN	T1=26,68kN T2=129,57kN	T1=37,35kN T2=181,40kN
		altezza interpiano 4 m	T1=5,91kN T2=27,06kN	T1=9,85kN T2=45,10kN	T1=13,78kN T2=63,14kN	T1=11,81kN T2=54,12kN	T1=19,69kN T2=90,19kN	T1=27,57kN T2=126,27kN	T1=17,72kN T2=81,17kN	T1=29,54kN T2=135,29kN	T1=41,35kN T2=189,41kN	T1=23,63kN T2=108,23kN	T1=39,38kN T2=180,39kN	T1=55,13kN T2=252,54kN
		altezza interpiano 5 m	T1=7,81kN T2=34,68kN	T1=13,02kN T2=57,80kN	T1=18,23kN T2=80,92kN	T1=15,63kN T2=69,36kN	T1=26,04kN T2=115,60kN	T1=36,46kN T2=161,84kN	T1=23,44kN T2=104,04kN	T1=39,06kN T2=173,40kN	T1=54,69kN T2=242,76kN	T1=31,25kN T2=138,72kN	T1=52,08kN T2=231,20kN	T1=72,92kN T2=323,68kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=5,80kN T2=26,71kN	T1=9,66kN T2=44,52kN	T1=13,52kN T2=62,33kN	T1=11,59kN T2=53,43kN	T1=19,32kN T2=89,05kN	T1=27,05kN T2=124,66kN	T1=17,39kN T2=80,14kN	T1=28,98kN T2=133,57kN	T1=40,57kN T2=187,00kN	T1=23,19kN T2=106,85kN	T1=38,64kN T2=178,09kN	T1=54,10kN T2=249,33kN
		altezza interpiano 4 m	T1=8,32kN T2=36,79kN	T1=13,86kN T2=61,32kN	T1=19,41kN T2=85,85kN	T1=16,63kN T2=73,59kN	T1=27,72kN T2=122,65kN	T1=38,81kN T2=171,71kN	T1=24,95kN T2=110,38kN	T1=41,58kN T2=183,97kN	T1=58,22kN T2=257,56kN	T1=33,27kN T2=147,18kN	T1=55,44kN T2=245,30kN	T1=77,62kN T2=343,41kN
		altezza interpiano 5 m	T1=10,84kN T2=46,88kN	T1=18,06kN T2=78,13kN	T1=25,29kN T2=109,38kN	T1=21,67kN T2=93,75kN	T1=36,12kN T2=156,25kN	T1=50,57kN T2=218,75kN	T1=32,51kN T2=140,63kN	T1=54,18kN T2=234,38kN	T1=75,86kN T2=328,13kN	T1=43,35kN T2=187,50kN	T1=72,24kN T2=312,50kN	T1=101,14kN T2=437,50kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=9,30kN T2=40,92kN	T1=15,50kN T2=68,20kN	T1=21,70kN T2=95,49kN	T1=18,60kN T2=81,85kN	T1=31,00kN T2=136,41kN	T1=43,40kN T2=190,97kN	T1=27,90kN T2=122,77kN	T1=46,50kN T2=204,61kN	T1=65,10kN T2=286,46kN	T1=37,20kN T2=163,69kN	T1=62,00kN T2=272,82kN	T1=86,81kN T2=381,94kN
		altezza interpiano 4 m	T1=13,02kN T2=55,80kN	T1=21,70kN T2=93,01kN	T1=30,38kN T2=130,21kN	T1=26,04kN T2=111,61kN	T1=43,40kN T2=186,01kN	T1=60,76kN T2=260,42kN	T1=39,06kN T2=167,41kN	T1=65,10kN T2=279,02kN	T1=91,15kN T2=390,63kN	T1=52,08kN T2=223,21kN	T1=86,81kN T2=372,02kN	T1=121,53kN T2=520,83kN
		altezza interpiano 5 m	T1=16,74kN T2=70,68kN	T1=27,90kN T2=117,81kN	T1=39,06kN T2=164,93kN	T1=33,48kN T2=141,37kN	T1=55,80kN T2=235,62kN	T1=78,13kN T2=329,86kN	T1=50,22kN T2=212,05kN	T1=83,71kN T2=353,42kN	T1=117,19kN T2=494,79kN	T1=66,96kN T2=282,74kN	T1=111,61kN T2=471,23kN	T1=156,25kN T2=659,72kN

**Tabella 6.68** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 3. (massa non rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
 Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,15$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=17,15kN T2=68,60kN	T1=28,58kN T2=114,33kN	T1=40,02kN T2=160,06kN	T1=34,30kN T2=137,20kN	T1=57,16kN T2=228,66kN	T1=80,03kN T2=320,12kN	T1=51,45kN T2=205,79kN	T1=85,75kN T2=342,99kN	T1=120,05kN T2=480,18kN	T1=68,60kN T2=274,39kN	T1=114,33kN T2=457,32kN	T1=160,06kN T2=640,24kN
		altezza interpiano 4 m	T1=22,87kN T2=91,46kN	T1=38,11kN T2=152,44kN	T1=53,35kN T2=213,41kN	T1=45,73kN T2=182,93kN	T1=76,22kN T2=304,88kN	T1=106,71kN T2=426,83kN	T1=68,60kN T2=274,39kN	T1=114,33kN T2=457,32kN	T1=160,06kN T2=640,24kN	T1=91,46kN T2=365,85kN	T1=152,44kN T2=609,76kN	T1=213,41kN T2=853,66kN
		altezza interpiano 5 m	T1=28,58kN T2=114,33kN	T1=47,64kN T2=190,55kN	T1=66,69kN T2=266,77kN	T1=57,16kN T2=228,66kN	T1=95,27kN T2=381,10kN	T1=133,38kN T2=533,54kN	T1=85,75kN T2=342,99kN	T1=142,91kN T2=571,65kN	T1=200,08kN T2=800,30kN	T1=114,33kN T2=457,32kN	T1=190,55kN T2=762,20kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=22,68kN T2=90,73kN	T1=37,80kN T2=151,21kN	T1=52,92kN T2=211,69kN	T1=45,36kN T2=181,45kN	T1=75,60kN T2=302,42kN	T1=105,85kN T2=423,39kN	T1=68,04kN T2=272,18kN	T1=113,41kN T2=453,63kN	T1=158,77kN T2=635,08kN	T1=90,73kN T2=362,90kN	T1=151,21kN T2=604,84kN	T1=211,69kN T2=846,77kN
		altezza interpiano 4 m	T1=30,24kN T2=120,97kN	T1=50,40kN T2=201,61kN	T1=70,56kN T2=282,26kN	T1=60,48kN T2=241,94kN	T1=100,81kN T2=403,23kN	T1=141,13kN T2=564,52kN	T1=90,73kN T2=362,90kN	T1=151,21kN T2=604,84kN	T1=211,69kN T2=846,77kN	T1=120,97kN T2=483,87kN	T1=201,61kN T2=806,45kN	T1=282,26kN T2=1.129,03kN
		altezza interpiano 5 m	T1=37,80kN T2=151,21kN	T1=63,00kN T2=252,02kN	T1=88,21kN T2=352,82kN	T1=75,60kN T2=302,42kN	T1=126,01kN T2=504,03kN	T1=176,41kN T2=705,65kN	T1=113,41kN T2=453,63kN	T1=189,01kN T2=756,05kN	T1=264,62kN T2=1.058,47kN	T1=151,21kN T2=604,84kN	T1=252,02kN T2=1.008,06kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=33,48kN T2=133,93kN	T1=55,80kN T2=223,21kN	T1=78,13kN T2=312,50kN	T1=66,96kN T2=267,86kN	T1=111,61kN T2=446,43kN	T1=156,25kN T2=625,00kN	T1=100,45kN T2=401,79kN	T1=167,41kN T2=669,64kN	T1=234,38kN T2=937,50kN	T1=133,93kN T2=535,71kN	T1=223,21kN T2=892,86kN	T1=312,50kN T2=1.250,00kN
		altezza interpiano 4 m	T1=44,64kN T2=178,57kN	T1=74,40kN T2=297,62kN	T1=104,17kN T2=416,67kN	T1=89,29kN T2=357,14kN	T1=148,81kN T2=595,24kN	T1=208,33kN T2=833,33kN	T1=133,93kN T2=535,71kN	T1=223,21kN T2=892,86kN	T1=312,50kN T2=1.250,00kN	T1=178,57kN T2=714,29kN	T1=297,62kN T2=1.190,48kN	T1=416,67kN T2=1.666,67kN
		altezza interpiano 5 m	T1=55,80kN T2=223,21kN	T1=93,01kN T2=372,02kN	T1=130,21kN T2=520,83kN	T1=111,61kN T2=446,43kN	T1=186,01kN T2=744,05kN	T1=260,42kN T2=1.041,67kN	T1=167,41kN T2=669,64kN	T1=279,02kN T2=1.116,07kN	T1=390,63kN T2=1.562,50kN	T1=223,21kN T2=892,86kN	T1=372,02kN T2=1.488,10kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN

**Tabella 6.69** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 3. (massa rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
 Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,15$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=12,00kN T2=58,31kN	T1=20,01kN T2=97,18kN	T1=28,01kN T2=136,05kN	T1=24,01kN T2=116,62kN	T1=40,02kN T2=194,36kN	T1=56,02kN T2=272,10kN	T1=36,01kN T2=174,92kN	T1=60,02kN T2=291,54kN	T1=84,03kN T2=408,16kN	T1=48,02kN T2=233,23kN	T1=80,03kN T2=388,72kN	T1=112,04kN T2=544,21kN
		altezza interpiano 4 m	T1=17,72kN T2=81,17kN	T1=29,54kN T2=135,29kN	T1=41,35kN T2=189,41kN	T1=35,44kN T2=162,35kN	T1=59,07kN T2=270,58kN	T1=82,70kN T2=378,81kN	T1=53,16kN T2=243,52kN	T1=88,61kN T2=405,87kN	T1=124,05kN T2=568,22kN	T1=70,88kN T2=324,70kN	T1=118,14kN T2=541,16kN	T1=165,40kN T2=757,62kN
		altezza interpiano 5 m	T1=23,44kN T2=104,04kN	T1=39,06kN T2=173,40kN	T1=54,69kN T2=242,76kN	T1=46,88kN T2=208,08kN	T1=78,13kN T2=346,80kN	T1=109,38kN T2=485,52kN	T1=70,31kN T2=312,12kN	T1=117,19kN T2=520,20kN	T1=164,06kN T2=728,28kN	T1=93,75kN T2=416,16kN	T1=156,25kN T2=693,60kN	T1=218,75kN T2=971,04kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=17,39kN T2=80,14kN	T1=28,98kN T2=133,57kN	T1=40,57kN T2=187,00kN	T1=34,78kN T2=160,28kN	T1=57,96kN T2=267,14kN	T1=81,15kN T2=373,99kN	T1=52,17kN T2=240,42kN	T1=86,95kN T2=400,71kN	T1=121,72kN T2=560,99kN	T1=69,56kN T2=320,56kN	T1=115,93kN T2=534,27kN	T1=162,30kN T2=747,98kN
		altezza interpiano 4 m	T1=24,95kN T2=110,38kN	T1=41,58kN T2=183,97kN	T1=58,22kN T2=257,56kN	T1=49,90kN T2=220,77kN	T1=83,17kN T2=367,94kN	T1=116,43kN T2=515,12kN	T1=74,85kN T2=331,15kN	T1=124,75kN T2=551,92kN	T1=174,65kN T2=772,68kN	T1=99,80kN T2=441,53kN	T1=166,33kN T2=735,89kN	T1=232,86kN T2=1.030,24kN
		altezza interpiano 5 m	T1=32,51kN T2=140,63kN	T1=54,18kN T2=234,38kN	T1=75,86kN T2=328,13kN	T1=65,02kN T2=281,25kN	T1=108,37kN T2=468,75kN	T1=151,71kN T2=656,25kN	T1=97,53kN T2=421,88kN	T1=162,55kN T2=703,13kN	T1=227,57kN T2=984,38kN	T1=130,04kN T2=562,50kN	T1=216,73kN T2=937,50kN	T1=303,43kN T2=1.312,50kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=27,90kN T2=122,77kN	T1=46,50kN T2=204,61kN	T1=65,10kN T2=286,46kN	T1=55,80kN T2=245,54kN	T1=93,01kN T2=409,23kN	T1=130,21kN T2=572,92kN	T1=83,71kN T2=368,30kN	T1=139,51kN T2=613,84kN	T1=195,31kN T2=859,38kN	T1=111,61kN T2=491,07kN	T1=186,01kN T2=818,45kN	T1=260,42kN T2=1.145,83kN
		altezza interpiano 4 m	T1=39,06kN T2=167,41kN	T1=65,10kN T2=279,02kN	T1=91,15kN T2=390,63kN	T1=78,13kN T2=334,82kN	T1=130,21kN T2=558,04kN	T1=182,29kN T2=781,25kN	T1=117,19kN T2=502,23kN	T1=195,31kN T2=837,05kN	T1=273,44kN T2=1.171,88kN	T1=156,25kN T2=669,64kN	T1=260,42kN T2=1.116,07kN	T1=364,58kN T2=1.562,50kN
		altezza interpiano 5 m	T1=50,22kN T2=212,05kN	T1=83,71kN T2=353,42kN	T1=117,19kN T2=494,79kN	T1=100,45kN T2=424,11kN	T1=167,41kN T2=706,85kN	T1=234,38kN T2=989,58kN	T1=150,67kN T2=636,16kN	T1=251,12kN T2=1.060,27kN	T1=351,56kN T2=1.484,38kN	T1=200,89kN T2=848,21kN	T1=334,82kN T2=1.413,69kN	T1=468,75kN T2=1.979,17kN

**Tabella 6.70** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 2. (massa non rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
 Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,25$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=28,58kN T2=114,33kN	T1=47,64kN T2=190,55kN	T1=66,69kN T2=266,77kN	T1=57,16kN T2=228,66kN	T1=95,27kN T2=381,10kN	T1=133,38kN T2=533,54kN	T1=85,75kN T2=342,99kN	T1=142,91kN T2=571,65kN	T1=200,08kN T2=800,30kN	T1=114,33kN T2=457,32kN	T1=190,55kN T2=762,20kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN
		altezza interpiano 4 m	T1=38,11kN T2=152,44kN	T1=63,52kN T2=254,07kN	T1=88,92kN T2=355,69kN	T1=76,22kN T2=304,88kN	T1=127,03kN T2=508,13kN	T1=177,85kN T2=711,38kN	T1=114,33kN T2=457,32kN	T1=190,55kN T2=762,20kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN	T1=152,44kN T2=609,76kN	T1=254,07kN T2=1.016,26kN	T1=355,69kN T2=1.422,76kN
		altezza interpiano 5 m	T1=47,64kN T2=190,55kN	T1=79,40kN T2=317,58kN	T1=111,15kN T2=444,61kN	T1=95,27kN T2=381,10kN	T1=158,79kN T2=635,16kN	T1=222,31kN T2=889,23kN	T1=142,91kN T2=571,65kN	T1=238,19kN T2=952,74kN	T1=333,46kN T2=1.333,84kN	T1=190,55kN T2=762,20kN	T1=317,58kN T2=1.270,33kN	T1=444,61kN T2=1.778,46kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=37,80kN T2=151,21kN	T1=63,00kN T2=252,02kN	T1=88,21kN T2=352,82kN	T1=75,60kN T2=302,42kN	T1=126,01kN T2=504,03kN	T1=176,41kN T2=705,65kN	T1=113,41kN T2=453,63kN	T1=189,01kN T2=756,05kN	T1=264,62kN T2=1.058,47kN	T1=151,21kN T2=604,84kN	T1=252,02kN T2=1.008,06kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN
		altezza interpiano 4 m	T1=50,40kN T2=201,61kN	T1=84,01kN T2=336,02kN	T1=117,61kN T2=470,43kN	T1=100,81kN T2=403,23kN	T1=168,01kN T2=672,04kN	T1=235,22kN T2=940,86kN	T1=151,21kN T2=604,84kN	T1=252,02kN T2=1.008,06kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN	T1=201,61kN T2=806,45kN	T1=336,02kN T2=1.344,09kN	T1=470,43kN T2=1.881,72kN
		altezza interpiano 5 m	T1=63,00kN T2=252,02kN	T1=105,01kN T2=420,03kN	T1=147,01kN T2=588,04kN	T1=126,01kN T2=504,03kN	T1=210,01kN T2=840,05kN	T1=294,02kN T2=1.176,08kN	T1=189,01kN T2=756,05kN	T1=315,02kN T2=1.260,08kN	T1=441,03kN T2=1.764,11kN	T1=252,02kN T2=1.008,06kN	T1=420,03kN T2=1.680,11kN	T1=588,04kN T2=2.352,15kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=55,80kN T2=223,21kN	T1=93,01kN T2=372,02kN	T1=130,21kN T2=520,83kN	T1=111,61kN T2=446,43kN	T1=186,01kN T2=744,05kN	T1=260,42kN T2=1.041,67kN	T1=167,41kN T2=669,64kN	T1=279,02kN T2=1.116,07kN	T1=390,63kN T2=1.562,50kN	T1=223,21kN T2=892,86kN	T1=372,02kN T2=1.488,10kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN
		altezza interpiano 4 m	T1=74,40kN T2=297,62kN	T1=124,01kN T2=496,03kN	T1=173,61kN T2=694,44kN	T1=148,81kN T2=595,24kN	T1=248,02kN T2=992,06kN	T1=347,22kN T2=1.388,89kN	T1=223,21kN T2=892,86kN	T1=372,02kN T2=1.488,10kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=297,62kN T2=1.190,48kN	T1=496,03kN T2=1.984,13kN	T1=694,44kN T2=2.777,78kN
		altezza interpiano 5 m	T1=93,01kN T2=372,02kN	T1=155,01kN T2=620,04kN	T1=217,01kN T2=868,06kN	T1=186,01kN T2=744,05kN	T1=310,02kN T2=1.240,08kN	T1=434,03kN T2=1.736,11kN	T1=279,02kN T2=1.116,07kN	T1=465,03kN T2=1.860,12kN	T1=651,04kN T2=2.604,17kN	T1=372,02kN T2=1.488,10kN	T1=620,04kN T2=2.480,16kN	T1=868,06kN T2=3.472,22kN

**Tabella 6.71** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 2. (massa rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
 Coeff. Rid. = 1  $a/g = 0,25$

		Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D			
		puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	
MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante 4,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=20,01kN T2=97,18kN	T1=33,35kN T2=161,97kN	T1=46,68kN T2=226,75kN	T1=40,02kN T2=194,36kN	T1=66,69kN T2=323,93kN	T1=93,37kN T2=453,51kN	T1=60,02kN T2=291,54kN	T1=100,04kN T2=485,90kN	T1=140,05kN T2=680,26kN	T1=80,03kN T2=388,72kN	T1=133,38kN T2=647,87kN	T1=186,74kN T2=907,01kN
		altezza interpiano 4 m	T1=29,54kN T2=135,29kN	T1=49,23kN T2=225,48kN	T1=68,92kN T2=315,68kN	T1=59,07kN T2=270,58kN	T1=98,45kN T2=450,97kN	T1=137,83kN T2=631,35kN	T1=88,61kN T2=405,87kN	T1=147,68kN T2=676,45kN	T1=206,75kN T2=947,03kN	T1=118,14kN T2=541,16kN	T1=196,90kN T2=901,93kN	T1=275,66kN T2=1.262,70kN
		altezza interpiano 5 m	T1=39,06kN T2=173,40kN	T1=65,10kN T2=289,00kN	T1=91,15kN T2=404,60kN	T1=78,13kN T2=346,80kN	T1=130,21kN T2=578,00kN	T1=182,29kN T2=809,20kN	T1=117,19kN T2=520,20kN	T1=195,31kN T2=867,00kN	T1=273,44kN T2=1.213,80kN	T1=156,25kN T2=693,60kN	T1=260,42kN T2=1.156,00kN	T1=364,58kN T2=1.618,39kN
	distanza massa presidiante 3,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=28,98kN T2=133,57kN	T1=48,30kN T2=222,61kN	T1=67,62kN T2=311,66kN	T1=57,96kN T2=267,14kN	T1=96,61kN T2=445,23kN	T1=135,25kN T2=623,32kN	T1=86,95kN T2=400,71kN	T1=144,91kN T2=667,84kN	T1=202,87kN T2=934,98kN	T1=115,93kN T2=534,27kN	T1=193,21kN T2=890,46kN	T1=270,50kN T2=1.246,64kN
		altezza interpiano 4 m	T1=41,58kN T2=183,97kN	T1=69,30kN T2=306,62kN	T1=97,03kN T2=429,27kN	T1=83,17kN T2=367,94kN	T1=138,61kN T2=613,24kN	T1=194,05kN T2=858,53kN	T1=124,75kN T2=551,92kN	T1=207,91kN T2=919,86kN	T1=291,08kN T2=1.287,80kN	T1=166,33kN T2=735,89kN	T1=277,22kN T2=1.226,48kN	T1=388,10kN T2=1.717,07kN
		altezza interpiano 5 m	T1=54,18kN T2=234,38kN	T1=90,31kN T2=390,63kN	T1=126,43kN T2=546,88kN	T1=108,37kN T2=468,75kN	T1=180,61kN T2=781,25kN	T1=252,86kN T2=1.093,75kN	T1=162,55kN T2=703,13kN	T1=270,92kN T2=1.171,88kN	T1=379,28kN T2=1.640,63kN	T1=216,73kN T2=937,50kN	T1=361,22kN T2=1.562,50kN	T1=505,71kN T2=2.187,50kN
	distanza massa presidiante 2,5 m	altezza interpiano 3 m	T1=46,50kN T2=204,61kN	T1=77,50kN T2=341,02kN	T1=108,51kN T2=477,43kN	T1=93,01kN T2=409,23kN	T1=155,01kN T2=682,04kN	T1=217,01kN T2=954,86kN	T1=139,51kN T2=613,84kN	T1=232,51kN T2=1.023,07kN	T1=325,52kN T2=1.432,29kN	T1=186,01kN T2=818,45kN	T1=310,02kN T2=1.364,09kN	T1=434,03kN T2=1.909,72kN
		altezza interpiano 4 m	T1=65,10kN T2=279,02kN	T1=108,51kN T2=465,03kN	T1=151,91kN T2=651,04kN	T1=130,21kN T2=558,04kN	T1=217,01kN T2=930,06kN	T1=303,82kN T2=1.302,08kN	T1=195,31kN T2=837,05kN	T1=325,52kN T2=1.395,09kN	T1=455,73kN T2=1.953,13kN	T1=260,42kN T2=1.116,07kN	T1=434,03kN T2=1.860,12kN	T1=607,64kN T2=2.604,17kN
		altezza interpiano 5 m	T1=83,71kN T2=353,42kN	T1=139,51kN T2=589,04kN	T1=195,31kN T2=824,65kN	T1=167,41kN T2=706,85kN	T1=279,02kN T2=1.178,08kN	T1=390,63kN T2=1.649,31kN	T1=251,12kN T2=1.060,27kN	T1=418,53kN T2=1.767,11kN	T1=585,94kN T2=2.473,96kN	T1=334,82kN T2=1.413,69kN	T1=558,04kN T2=2.356,15kN	T1=781,25kN T2=3.298,61kN

**Tabella 6.72** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 1. (massa non rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 1 a/g = 0,35

MASSA NON RIALZATA	distanza massa presidiante	altezza interpiano	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			T1=40,02kN T2=160,06kN	T1=66,69kN T2=266,77kN	T1=93,37kN T2=373,48kN	T1=80,03kN T2=320,12kN	T1=133,38kN T2=533,54kN	T1=186,74kN T2=746,95kN	T1=120,05kN T2=480,18kN	T1=200,08kN T2=800,30kN	T1=280,11kN T2=1.120,43kN	T1=160,06kN T2=640,24kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN	T1=373,48kN T2=1.493,90kN
T1=53,35kN T2=213,41kN	T1=88,92kN T2=355,69kN	T1=124,49kN T2=497,97kN	T1=106,71kN T2=426,83kN	T1=177,85kN T2=711,38kN	T1=248,98kN T2=995,93kN	T1=160,06kN T2=640,24kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN	T1=373,48kN T2=1.493,90kN	T1=213,41kN T2=853,66kN	T1=355,69kN T2=1.422,76kN	T1=497,97kN T2=1.991,87kN	T1=213,41kN T2=853,66kN	T1=355,69kN T2=1.422,76kN	T1=497,97kN T2=1.991,87kN
T1=66,69kN T2=266,77kN	T1=111,15kN T2=444,61kN	T1=155,61kN T2=622,46kN	T1=133,38kN T2=533,54kN	T1=222,31kN T2=889,23kN	T1=311,23kN T2=1.244,92kN	T1=200,08kN T2=800,30kN	T1=333,46kN T2=1.333,84kN	T1=466,84kN T2=1.867,38kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN	T1=444,61kN T2=1.778,46kN	T1=622,46kN T2=2.489,84kN	T1=266,77kN T2=1.067,07kN	T1=444,61kN T2=1.778,46kN	T1=622,46kN T2=2.489,84kN
T1=52,92kN T2=211,69kN	T1=88,21kN T2=352,82kN	T1=123,49kN T2=493,95kN	T1=105,85kN T2=423,39kN	T1=176,41kN T2=705,65kN	T1=246,98kN T2=987,90kN	T1=158,77kN T2=635,08kN	T1=264,62kN T2=1.058,47kN	T1=370,46kN T2=1.481,85kN	T1=211,69kN T2=846,77kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN	T1=493,95kN T2=1.975,81kN	T1=282,26kN T2=1.129,03kN	T1=470,43kN T2=1.881,72kN	T1=658,60kN T2=2.634,41kN
T1=70,56kN T2=282,26kN	T1=117,61kN T2=470,43kN	T1=164,65kN T2=658,60kN	T1=141,13kN T2=564,52kN	T1=235,22kN T2=940,86kN	T1=329,30kN T2=1.317,20kN	T1=211,69kN T2=846,77kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN	T1=493,95kN T2=1.975,81kN	T1=282,26kN T2=1.129,03kN	T1=470,43kN T2=1.881,72kN	T1=658,60kN T2=2.634,41kN	T1=282,26kN T2=1.129,03kN	T1=470,43kN T2=1.881,72kN	T1=658,60kN T2=2.634,41kN
T1=88,21kN T2=352,82kN	T1=147,01kN T2=588,04kN	T1=205,81kN T2=823,25kN	T1=176,41kN T2=705,65kN	T1=294,02kN T2=1.176,08kN	T1=411,63kN T2=1.646,51kN	T1=264,62kN T2=1.058,47kN	T1=441,03kN T2=1.764,11kN	T1=617,44kN T2=2.469,76kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN	T1=588,04kN T2=2.352,15kN	T1=823,25kN T2=3.293,01kN	T1=352,82kN T2=1.411,29kN	T1=588,04kN T2=2.352,15kN	T1=823,25kN T2=3.293,01kN
T1=78,13kN T2=312,50kN	T1=130,21kN T2=520,83kN	T1=182,29kN T2=729,17kN	T1=156,25kN T2=625,00kN	T1=260,42kN T2=1.041,67kN	T1=364,58kN T2=1.458,33kN	T1=234,38kN T2=937,50kN	T1=390,63kN T2=1.562,50kN	T1=546,88kN T2=2.187,50kN	T1=312,50kN T2=1.250,00kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=729,17kN T2=2.916,67kN	T1=312,50kN T2=1.250,00kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=729,17kN T2=2.916,67kN
T1=104,17kN T2=416,67kN	T1=173,61kN T2=694,44kN	T1=243,06kN T2=972,22kN	T1=208,33kN T2=833,33kN	T1=347,22kN T2=1.388,89kN	T1=486,11kN T2=1.944,44kN	T1=312,50kN T2=1.250,00kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=729,17kN T2=2.916,67kN	T1=416,67kN T2=1.666,67kN	T1=694,44kN T2=2.777,78kN	T1=972,22kN T2=3.888,89kN	T1=416,67kN T2=1.666,67kN	T1=694,44kN T2=2.777,78kN	T1=972,22kN T2=3.888,89kN
T1=130,21kN T2=520,83kN	T1=217,01kN T2=868,06kN	T1=303,82kN T2=1.215,28kN	T1=260,42kN T2=1.041,67kN	T1=434,03kN T2=1.736,11kN	T1=607,64kN T2=2.430,56kN	T1=390,63kN T2=1.562,50kN	T1=651,04kN T2=2.604,17kN	T1=911,46kN T2=3.645,83kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=868,06kN T2=3.472,22kN	T1=1.215,28kN T2=4.861,11kN	T1=520,83kN T2=2.083,33kN	T1=868,06kN T2=3.472,22kN	T1=1.215,28kN T2=4.861,11kN

**Tabella 6.73** Tiro necessario per evitare lo scorrimento della testa dei puntelli, zona sismica 1. (massa rialzata)

TIRO VERTICALE ALLA TESTA DEI PUNTELLI  
Coeff. Rid. = 1 a/g = 0,35

MASSA RIALZATA	distanza massa presidiante	altezza interpiano	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
			puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m	puntelli a 3 m	puntelli a 5 m	puntelli a 7 m
			T1=28,01kN T2=136,05kN	T1=46,68kN T2=226,75kN	T1=65,36kN T2=317,45kN	T1=56,02kN T2=272,10kN	T1=93,37kN T2=453,51kN	T1=130,72kN T2=634,91kN	T1=84,03kN T2=408,16kN	T1=140,05kN T2=680,26kN	T1=196,07kN T2=952,36kN	T1=112,04kN T2=544,21kN	T1=186,74kN T2=907,01kN	T1=261,43kN T2=1.269,82kN
T1=41,35kN T2=189,41kN	T1=68,92kN T2=315,68kN	T1=96,48kN T2=441,95kN	T1=82,70kN T2=378,81kN	T1=137,83kN T2=631,35kN	T1=192,96kN T2=883,89kN	T1=124,05kN T2=568,22kN	T1=206,75kN T2=947,03kN	T1=289,44kN T2=1.325,84kN	T1=165,40kN T2=757,62kN	T1=275,66kN T2=1.262,70kN	T1=385,92kN T2=1.767,78kN	T1=165,40kN T2=757,62kN	T1=275,66kN T2=1.262,70kN	T1=385,92kN T2=1.767,78kN
T1=54,69kN T2=242,76kN	T1=91,15kN T2=404,60kN	T1=127,60kN T2=566,44kN	T1=109,38kN T2=485,52kN	T1=182,29kN T2=809,20kN	T1=255,21kN T2=1.132,88kN	T1=164,06kN T2=728,28kN	T1=273,44kN T2=1.213,80kN	T1=382,81kN T2=1.699,31kN	T1=218,75kN T2=971,04kN	T1=364,58kN T2=1.618,39kN	T1=510,42kN T2=2.265,75kN	T1=218,75kN T2=971,04kN	T1=364,58kN T2=1.618,39kN	T1=510,42kN T2=2.265,75kN
T1=40,57kN T2=187,00kN	T1=67,62kN T2=311,66kN	T1=94,67kN T2=436,32kN	T1=81,15kN T2=373,99kN	T1=135,25kN T2=623,32kN	T1=189,35kN T2=872,65kN	T1=121,72kN T2=560,99kN	T1=202,87kN T2=934,98kN	T1=284,02kN T2=1.308,97kN	T1=162,30kN T2=747,98kN	T1=270,50kN T2=1.246,64kN	T1=378,70kN T2=1.745,30kN	T1=162,30kN T2=747,98kN	T1=270,50kN T2=1.246,64kN	T1=378,70kN T2=1.745,30kN
T1=58,22kN T2=257,56kN	T1=97,03kN T2=429,27kN	T1=135,84kN T2=600,97kN	T1=116,43kN T2=515,12kN	T1=194,05kN T2=858,53kN	T1=271,67kN T2=1.201,95kN	T1=174,65kN T2=772,68kN	T1=291,08kN T2=1.287,80kN	T1=407,51kN T2=1.802,92kN	T1=232,86kN T2=1.030,24kN	T1=388,10kN T2=1.717,07kN	T1=543,35kN T2=2.403,90kN	T1=232,86kN T2=1.030,24kN	T1=388,10kN T2=1.717,07kN	T1=543,35kN T2=2.403,90kN
T1=75,86kN T2=328,13kN	T1=126,43kN T2=546,88kN	T1=177,00kN T2=765,63kN	T1=151,71kN T2=656,25kN	T1=252,86kN T2=1.093,75kN	T1=354,00kN T2=1.531,25kN	T1=227,57kN T2=984,38kN	T1=379,28kN T2=1.640,63kN	T1=531,00kN T2=2.296,88kN	T1=303,43kN T2=1.312,50kN	T1=505,71kN T2=2.187,50kN	T1=708,00kN T2=3.062,50kN	T1=303,43kN T2=1.312,50kN	T1=505,71kN T2=2.187,50kN	T1=708,00kN T2=3.062,50kN
T1=65,10kN T2=286,46kN	T1=108,51kN T2=477,43kN	T1=151,91kN T2=668,40kN	T1=130,21kN T2=572,92kN	T1=217,01kN T2=954,86kN	T1=303,82kN T2=1.336,81kN	T1=195,31kN T2=859,38kN	T1=325,52kN T2=1.432,29kN	T1=455,73kN T2=2.005,21kN	T1=260,42kN T2=1.145,83kN	T1=434,03kN T2=1.909,72kN	T1=607,64kN T2=2.673,61kN	T1=260,42kN T2=1.145,83kN	T1=434,03kN T2=1.909,72kN	T1=607,64kN T2=2.673,61kN
T1=91,15kN T2=390,63kN	T1=151,91kN T2=651,04kN	T1=212,67kN T2=911,46kN	T1=182,29kN T2=781,25kN	T1=303,82kN T2=1.302,08kN	T1=425,35kN T2=1.822,92kN	T1=273,44kN T2=1.171,88kN	T1=455,73kN T2=1.953,13kN	T1=638,02kN T2=2.734,38kN	T1=364,58kN T2=1.562,50kN	T1=607,64kN T2=2.604,17kN	T1=850,69kN T2=3.645,83kN	T1=364,58kN T2=1.562,50kN	T1=607,64kN T2=2.604,17kN	T1=850,69kN T2=3.645,83kN
T1=117,19kN T2=494,79kN	T1=195,31kN T2=824,65kN	T1=273,44kN T2=1.154,51kN	T1=234,38kN T2=989,58kN	T1=390,63kN T2=1.649,31kN	T1=546,88kN T2=2.309,03kN	T1=351,56kN T2=1.484,38kN	T1=585,94kN T2=2.473,96kN	T1=820,31kN T2=3.463,54kN	T1=468,75kN T2=1.979,17kN	T1=781,25kN T2=3.298,61kN	T1=1.093,75kN T2=4.618,06kN	T1=468,75kN T2=1.979,17kN	T1=781,25kN T2=3.298,61kN	T1=1.093,75kN T2=4.618,06kN

## 6.9 Riferimenti Bibliografici

- ABRUZZESE D., COMO M., LANNI G.** *On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections.* Earthquake Engineering, tenth world conference, Balkema-Rotterdam 1992.
- BALLIO G., MAZZOLANI F. M.** *Strutture in acciaio.* Hoepli, Milano 1987.
- BARRUCHELLO L., ASSENZA G.** *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni.* DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.
- CIGNI G.** *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.
- DE TOMMASI G.** *Metodi e tipologie delle opere provvisionali.* PACT 18 – II.1.
- DI STEFANO R.** *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico.* Ed. Scientifiche Italiane.
- Dolce M., Liberatore D., Perillo G., Spera G.** *Sistemi di puntellamento a presidio di strutture murarie. analisi numeriche.* Atti del XI Convegno Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova 2004.
- DOMENICI G.** *Le tecniche per il recupero edilizio.* NIS, 1985.
- GIORDANO G.** *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli.
- GIUFFRÉ A.** *Lettura sulla meccanica delle murature storiche.* 1991.
- Liberatore D., Spera G.** *Response of blocks subjected to seismic motion of the base. experimental results and first numerical analysis.* Atti dello STRUMAS V, Roma 2001.
- Liberatore D., Spera G.** *Risposta sismica di un palazzo ottocentesco nel Comune di Catania.* Manutenzione e Recupero nella città storica, Roma 1999.
- MASTRODICASA S.** *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1994.
- MINNUCCI G.** *Elementi costruttivi nell’edilizia.* Ed. Ateneo, Roma.
- ORMEA G. B., REVERBERI U.** *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate.* Hoepli, Milano 1982.
- PASTA A.** *Restauro antisismico.* Dario Flavio Editore, II edizione 1996.
- ROCCHI P.** *Progettare il consolidamento.* Ed. Kappa.
- SAPIENZA V.** *Geometria delle volte.* Documenti, 12. D.A.U. Università degli Studi di Catania, 1995.
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 (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.* G.U. n.105, 2003.

**Normativa Tecnica CNR UNI 10011.** *Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.* CNR UNI 10011, Edizione 5, 01-06-1988.

## 7 CENTINE PER ARCHI E VOLTE

### 7.1 Presupposti e scopi

Gli archi e le volte sono strutture nate per ovviare alla scarsa resistenza a trazione del materiale lapideo e murario in genere, e quindi sono progettate per lavorare a compressione. Le condizioni per cui un arco o una volta si dicono stabili sono:

- a) la curva delle pressioni deve ricadere nel nocciolo centrale d'inerzia per ogni sezione componente l'arco o la volta;
- b) sui piedritti, la risultante della spinta e dei carichi verticali agenti non deve far nascere trazione in ogni sezione fino al piano di fondazione.

Archi e volte sono strutture in generale molto vulnerabili al terremoto essendo ottimizzate, nello sfruttamento delle proprietà di materiali non resistenti a trazione, rispetto ad una precisa condizione di carico statico verticale. Pertanto le componenti orizzontali dell'azione sismica, e le forze d'inerzia che ne conseguono, determinano sicuramente situazioni che non rispettano le condizioni di stabilità a) e b) sopra citate, per il netto scostamento dalle condizioni di carico (carico verticale distribuito) ottimali. La componente verticale, invece, e le forze d'inerzia verticali che ne conseguono, producono incrementi del carico ottimale e della spinta sui piedritti. Se tali incrementi sono eccessivi, possono anch'essi produrre il non rispetto delle condizioni a) e b). Peraltro, il carattere dinamico dell'azione sismica, e quindi la continua variabilità delle forze d'inerzia e la brevità della persistenza della condizione d'instabilità possono evitare il collasso e limitare il danno a sconnessioni dell'apparecchio murario nella struttura stessa dell'arco e nella muratura portata, e a fuoripiombo nei piedritti.

Si ritiene opportuno una puntuale descrizione dei dissesti delle strutture voltate, per meglio individuarne il tipo ed l'entità, cosa necessaria per la progettazione dell'opera presidiaria appropriata. Spesso gli effetti del terremoto si sovrappongono a dissesti di tipo statico, che si possono manifestare sia nei piedritti che negli archi e nelle volte, e sono dovuti a:

1. Variazioni di forma o assetto delle ossature voltate e/o dei piedritti.
2. Aumento dei carichi sugli archi e volte e/o sui piedritti.
3. Diminuzione della resistenza intrinseca alla compressione del materiale murario.

In particolare i dissesti che nascono nei sostegni delle strutture voltate sono dovute a:

- Spostamento del piedritto a causa della sua inadeguatezza a resistere alla spinta.
- Schiacciamento del piedritto a causa della fuoriuscita dal terzo medio della risultante dei carichi verticali e della spinta, con un aumento delle tensioni massime al lembo compresso, che risultano essere  $\sigma = 2 \frac{N}{3us}$ , essendo  $u$  distanza di  $N$  dal lembo compresso, ed  $s$  spessore del piedritto.
- Cedimento di fondazione, con conseguente rotazione o traslazione verticale del piedritto.

Al dissesto del piedritto, segue quello dell'arco o della volta, e delle eventuali murature portate.

I dissesti che nascono nelle volte ed archi con piedritti stabili, sono dovuti a:

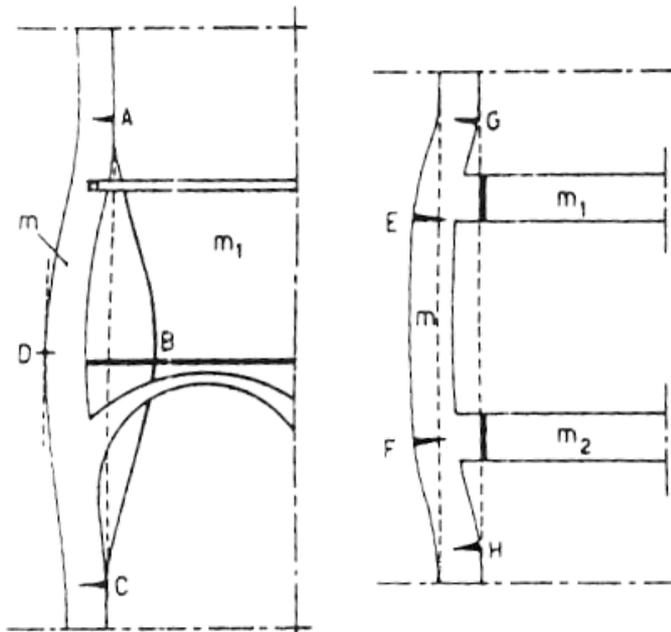
- Fuoriuscita della curva delle pressioni dal nocciolo centrale d'inerzia delle sezioni degli archi e delle volte.
- Cattiva esecuzione o faticenza del materiale murario, con perdita del potere coesivo delle malte conseguente all'invecchiamento, rigonfiamento e perdita del potere

coesivo delle malte di gesso, in seguito all'idratazione, sgretolamento di mattoni di non buona qualità (poco cotti).

Si analizza, ora, come si manifestano praticamente i vari tipi di dissesto che interessano gli archi e le strutture voltate, così da risalire alle cause che li determinano.

Spinte eccessive causano inflessioni nei muri di piedritto, che si manifestano con estesi rigonfiamenti presso la linea d'imposta in senso orizzontale, e con una deformata sinusoidale in senso verticale, con punto di massima inflessione ad una quota più alta del centro di spinta (**Figura 7.1**). Tale deformazione sarà più estesa quanto meno marcata è l'azione di vincolo dei solai. Lo scarso ammorsamento dei solai implica un vincolo debole e quindi una fessurazione interna propagantesi lungo la verticale AC. Solai ben ammorsati rappresentano un forte vincolo e la fessurazione si manifesta lungo la curva omologa alla deformata ABC.

**Figura 7.1** Appanciamento del muro di piedritto in seguito alla spinta della volta. (**CIGNI G. 1973**).



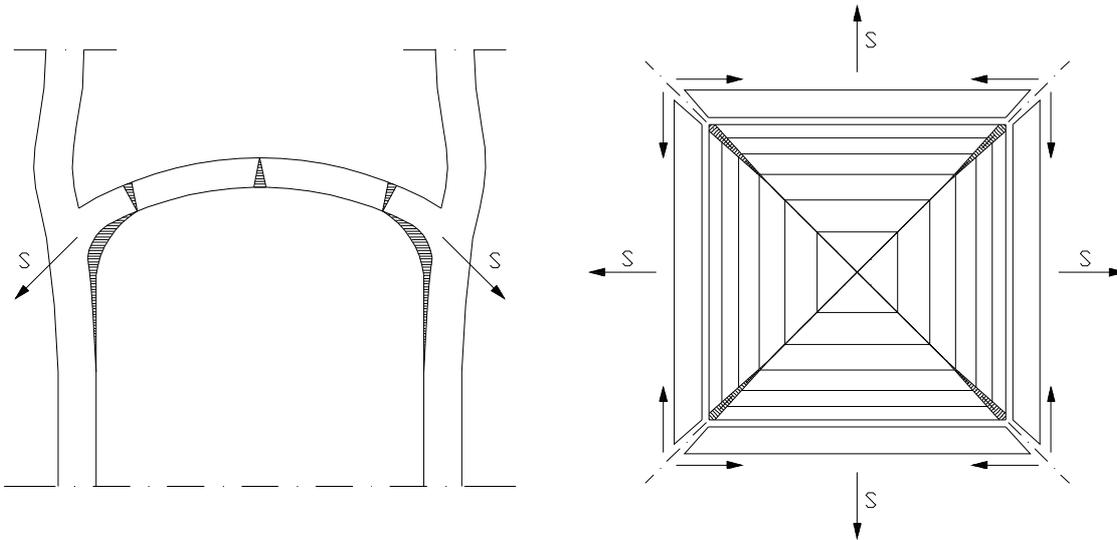
**Figura 7.2** Depressione in chiave di una volta ribassata.

All'allontanamento dei sostegni segue un abbassamento in chiave con apertura di fessure all'intradosso, in chiave, ed all'estradosso, alle reni (**Figura 7.2** - **Figura 7.3**). Nel caso di una volta a botte tali fessure seguono le linee generatrici. Per una volta a crociera le fessure si manifestano, con le modalità menzionate, in chiave ed alle reni dei costoloni, per poi propagarsi sulle unghie (**Figura 7.4**). L'allontanamento dei muri di piedritto di una volta a padiglione, provoca l'insorgere di fratture all'incrocio di tali muri oltre che in chiave e nella zona delle reni lungo le generatrici (**Figura 7.5**).

**Figura 7.3** Depressione in chiave di volta a tutto sesto.

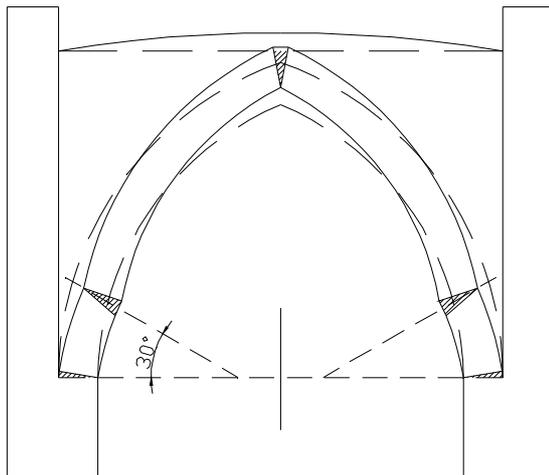
**Figura 7.4** Frattura in chiave ed alle reni delle nervature diagonali (costoloni) di una volta a crociera.

**Figura 7.5** Fratture all'incrocio dei muri, nella zona di chiave ed alle reni lungo le generatrici di una volta a padiglione, in seguito al divaricamento dei piedritti.



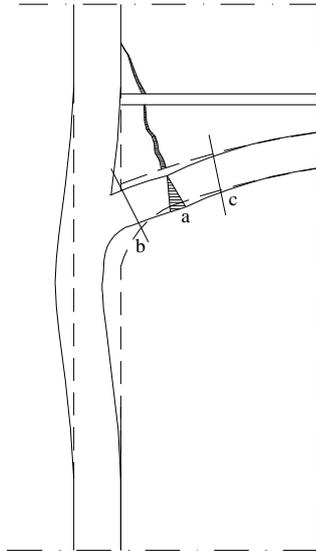
Negli archi e volte a sesto acuto, a causa della mole del riempimento, il carico sulle reni è tale da provocarne la depressione e la fessurazione all'intradosso, accompagnata da un sollevamento in chiave con fessurazione all'estradosso (**Figura 7.6**).

**Figura 7.6** Depressioni alle reni ed innalzamento in chiave di una volta a sesto acuto, dovuto all'eccessivo carico alle reni.



La rotazione della fondazione di un piedritto o l'ingobbamento di una parete di piedritto causato dalla pressoflessione (**Figura 7.7**), comporta un allontanamento del piedritto con trascinamento locale dell'arco o della volta e l'apertura di fessure all'intradosso nella zona delle reni (a), fessure accompagnate dalla espulsione di materiale (frammenti di tinteggiatura, di intonaco o di materiale murario) nelle zone limitrofe (b,c), in seguito alla eccessiva compressione. L'estensione della zona interessata dalla fessurazione dipende dall'entità dello spostamento della parete di piedritto.

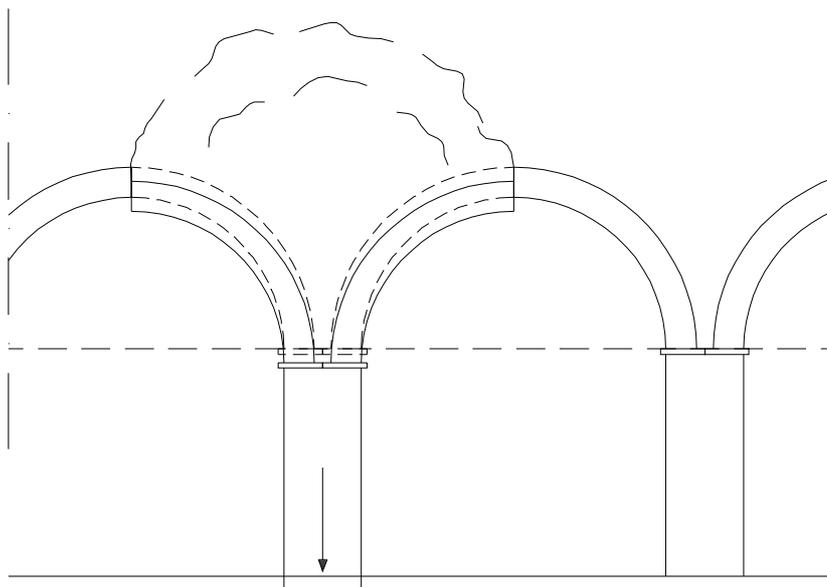
**Figura 7.7** Pressoflessione della parete e trascinamento locale dell'imposta con depressione delle reni ed inversione della curvatura.



Alla traslazione verticale di un piedritto, dovuta a schiacciamento o a cedimento differenziale di fondazione di due o più piedritti, segue la tipica fessurazione parallela alle direttrici, che a seconda dell'entità del dissesto si può propagare fino in chiave (**Figura 7.8**).

La fuoriuscita della curva delle pressioni dal nocciolo centrale d'inerzia delle sezioni componenti l'arco, comporta la nascita di tensioni di trazione sul materiale murario, che facilmente superano il limite di resistenza a trazione molto basso di tale materiale, e di conseguenza la comparsa di fessure, estradossali nella zona delle reni, intradossali nella zona di chiave.

**Figura 7.8** Cedimento verticale di un piedritto di archi o volte simmetrici con frattura in chiave.



Lo stato faticenza della struttura si manifesta con caduta ed espulsione di materiale conseguente alla disgregazione, e con lo scivolamento dei conci per mancanza di attrito, non più fornito dalla malta.

Se il dissesto si manifesta per incrementi di spinta sui piedritti, l'opera provvisoria ha, in generale, il compito di assorbire la spinta, totalmente od in parte, oppure di ridurla, anche nel caso di ulteriori eventi sismici successivi a quello che ha determinato il dissesto. Lo scopo fondamentale delle centine è di assumere i carichi portati dall'arco o dalla volta, scaricandoli direttamente a terra, o indirettamente, riportandoli sui piedritti. Chiaramente, al di là dell'intervento provvisorio, il primo strumento di immediata riduzione della spinta è la diminuzione effettiva dei carichi verticali, che, ove possibile, va attuata come ulteriore provvedimento di messa in sicurezza.

I materiali che si utilizzano più frequentemente sono il legno o la muratura. In situazioni di maggior importanza si adotta anche l'acciaio, con il vantaggio di avere ingombri minori e lo svantaggio di richiedere lavorazioni più complesse fuori opera (calandratura di profili).

## 7.2 Vantaggi e Svantaggi

Per le centine in legno:

<ul style="list-style-type: none"> <li>• La messa in opera è agevole e relativamente rapida, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili.</li> <li>• E' possibile optare per diverse geometrie dei sistemi con la possibilità di conservare la transitabilità attraverso i vani.</li> <li>• Se realizzate in ambienti interni, il materiale non è soggetto all'azione degli agenti atmosferici, e presenta caratteristiche di buona durabilità.</li> <li>• Hanno massa contenuta.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Il loro contributo alle azioni orizzontali è nullo o trascurabile.</li> <li>• Il materiale è difficilmente riciclabile, al contrario dei tubi in acciaio.</li> <li>• Se realizzate in ambienti esterni, presentano una ridotta durabilità per l'esposizione agli agenti atmosferici.</li> <li>• Necessitano di controlli periodici per valutarne l'efficienza.</li> <li>• Richiedono l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza delle maestranze per tutta la durata dell'intervento.</li> </ul>
---	--

Per le centine in muratura:

<ul style="list-style-type: none"> <li>• La messa in opera è agevole e relativamente rapida, non richiedendo manodopera specializzata ed essendo i materiali utilizzati facilmente reperibili.</li> <li>• Possono dare, se realizzate come tamponamento completo o con piccole aperture, un contributo significativo alla resistenza alle azioni orizzontali.</li> <li>• Presentano ottime caratteristiche di durabilità.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• E' generalmente ingombrante, impedendo, in caso di completo tamponamento, la transitabilità attraverso i vani.</li> <li>• Il materiale è difficilmente riciclabile, al contrario dei tubi in acciaio.</li> <li>• Richiedono l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza delle maestranze per tutta la durata dell'intervento.</li> </ul>
--	---

Per le centine in acciaio:

<ul style="list-style-type: none"> <li>• La messa in opera è agevole e relativamente rapida.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Necessita di adeguate condizioni di vincolo alla base ed al piede dei</li> </ul>
---	---

<ul style="list-style-type: none"> <li>• E' possibile optare per diverse geometrie dei sistemi con la possibilità di conservare la transitabilità attraverso i vani.</li> <li>• Il materiale presenta caratteristiche di buona durabilità, se preventivamente trattato.</li> <li>• Hanno massa contenuta.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Richiede un'accurata preparazione degli elementi base e l'esecuzione di saldature in opera.</li> <li>• Il suo contributo alle azioni orizzontali è nullo o trascurabile.</li> <li>• Richiedono l'accessibilità all'interno della struttura da presidiare e la permanenza delle maestranze per tutta la durata dell'intervento.</li> </ul>
--	--

### 7.3 Stato dell'arte

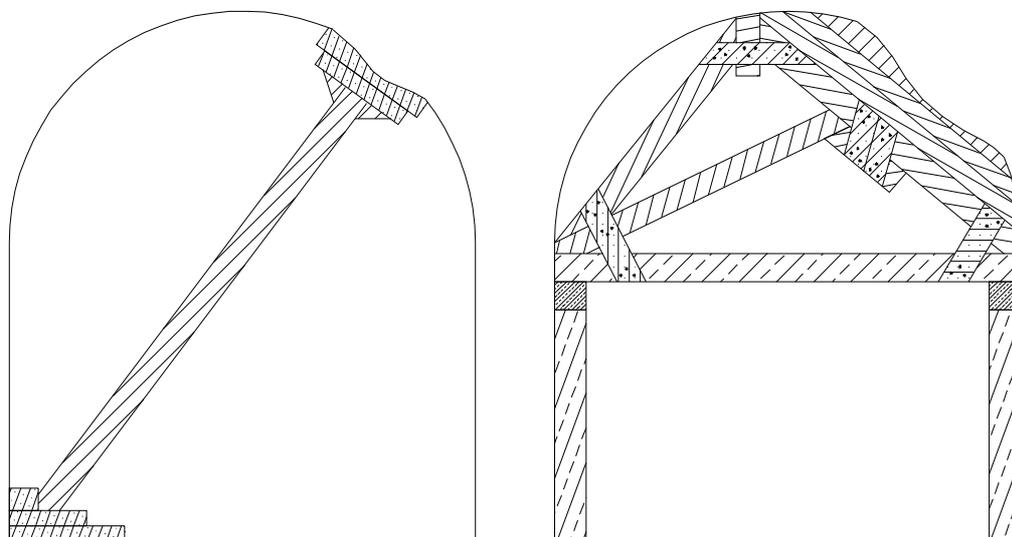
L'opera presidiaria deve opporsi alla deformazione ulteriore delle pareti di piedritto, ma non rientra nei suoi compiti, ed è anzi sconsigliabile, l'annullamento degli spostamenti e delle deformazioni nel tentativo di recuperare la configurazione iniziale della struttura.

L'assorbimento dei carichi verticali, agenti su archi e volte, si può ottenere mediante la centinatura generalizzata in legno su tutto l'arco o la volta, o mediante nuclei murari. Nelle volte, possono attuarsi degli interventi localizzati, che fanno fronte a delle situazioni di deformazione circoscritta a zone limitate della volta, oppure generalizzati, che presiedono la volta nella loro interezza.

#### 7.3.1 Presidio localizzato

Bisogna studiare attentamente la possibilità di optare per interventi localizzati, valutando se il dissesto è effettivamente circoscritto e non interessa la struttura della volta nella sua interezza, e quello che potrebbe essere l'effetto di ulteriori azioni successive all'intervento. Un esempio di intervento localizzato è quello eseguito con un puntello in legno normale alla zona muraria presidiata, con la disposizione di dormienti alla testa e alla base; in alternativa si può intervenire con la disposizione di una centina con puntello verticale doppio (Figura 7.9).

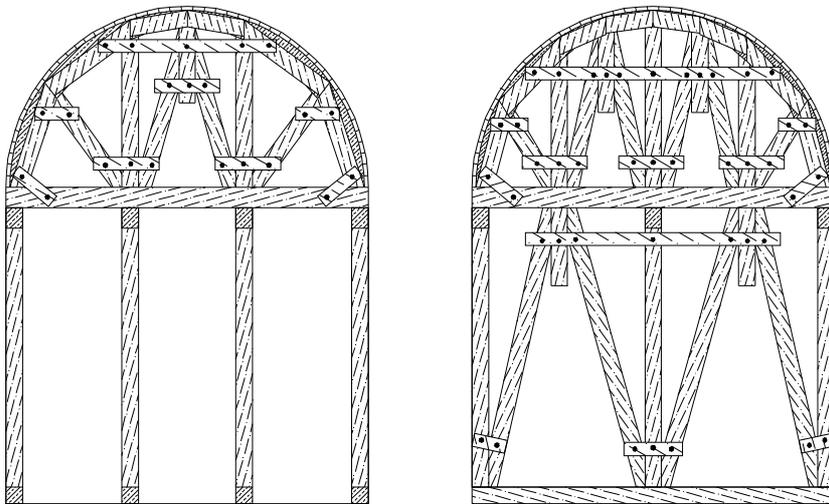
**Figura 7.9** Esempi di interventi "localizzati" per archi o volte.



### 7.3.2 Presidio generalizzato in legno

Si predispone una centinatura della volta con una struttura reticolare le cui aste di parete sono prevalentemente dei puntoni, e quindi sollecitati a compressione, e gli elementi del profilo superiore, a contatto col manto, sono sollecitati anche a flessione (**Figura 7.10**). Nella parte inferiore della centinatura ci dispone un traverso, che funge da corrente inferiore della struttura reticolare, su cui convergono, in punti detti nodi, le aste di parete. Dai nodi partono i sostegni verticali (*ritti*) oppure obliqui (*saettoni*) che scaricano sulle basi. Fra sostegni e traversi si inseriscono dei longheroni per collegare le varie armature ed irrigidire così l'intero sistema presidiario. Tutti gli elementi componenti la struttura di consolidamento sono sottoposti a sollecitazione assiale, tranne quelli del profilo superiore a contatto col manto, peraltro molto corti. E' fondamentale la convergenza delle aste nei nodi al fine di realizzare la struttura reticolare, inoltre occorre bloccare le estremità degli elementi convergenti, in modo da renderli solidali, con tavole chiodate, fascette metalliche o grapponi da impalcatura. La parte superiore della centinatura deve essere imbottita con delle tavole, in maniera da poter essere un'adeguata base di appoggio per il manto. Un intervento di questo tipo, opportunamente dimensionato, è attuabile anche per il presidio di archi.

**Figura 7.10** Centine tipiche.



**Foto 7.1** Centine di archi (Rivello - PZ, 1999).



**Foto 7.2** Particolare della centina (Rivello - PZ, 1999).



**Foto 7.3** Presidio di arco, Muro Lucano - PZ, 1982 Convento dei cappuccini.

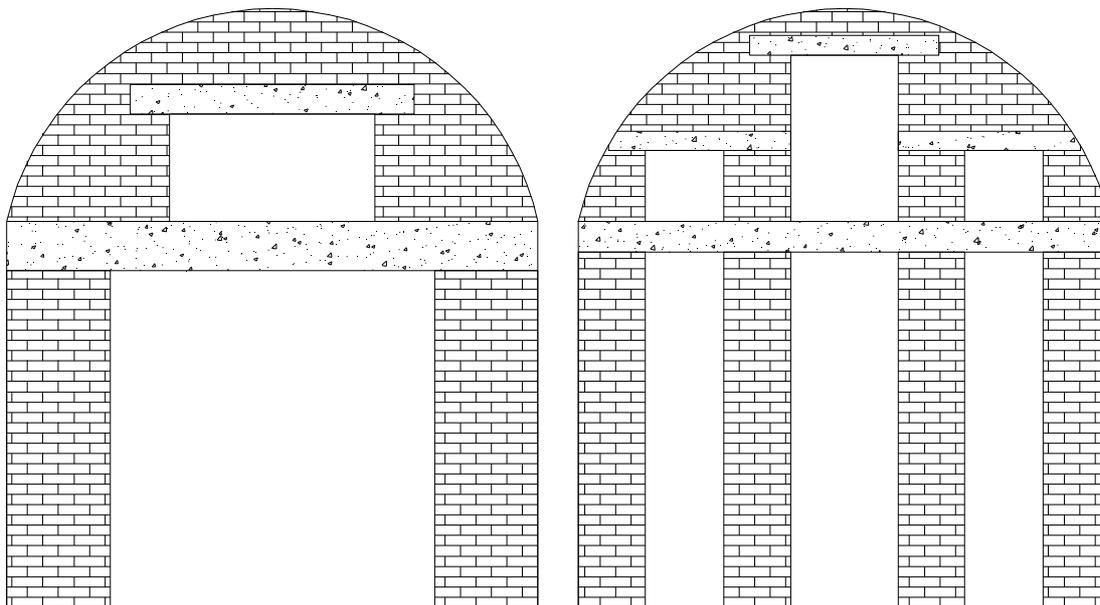


#### 7.3.2.1 Nuclei murari

Sono costituiti da muratura di mattoni pieni e malta (**Figura 7.11**). Vengono utilizzati per il presidio degli archi e delle volte al pianterreno, dove è possibile realizzare un buon piano

di posa. Un intervento di questo tipo è utilizzabile anche per il presidio di archi ai piani superiori se la muratura sottostante ha le caratteristiche necessarie per fungere da massa presidiante. Si compongono di ritti in muratura sui quali poggia un traversone preferibilmente in legno o in travi a doppio T in acciaio, per i quali non occorre aspettare il tempo di presa ed indurimento come per il cls. Sul traversone scarica la centina in muratura, che può essere a parete piena o a giorno. Nel caso di centina a giorno, i pieni devono essere coassiali ai ritti, ed inoltre su essi va disposta un'architrave del tipo del traversone.

**Figura 7.11** Presidio di archi o volte mediante nuclei murari a parete piena e a giorno.



## 7.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

### 7.4.1 Centinatura in legno

Le opere provvisorie generali per le volte sono costituite dai seguenti elementi strutturali:  
**Manto:** costituito da un assito continuo o discontinuo, disposto lungo le generatrici rettilinee dell'arco o della volta, esso involupa la superficie intradossale della volta ed è a stretto contatto con la *centina*, trasmettendole così il carico.

**Centina:** è l'elemento strutturale reticolare che raccoglie il carico della volta e lo indirizza sui sostegni, deve avere il profilo superiore che si avvicini il più possibile a quello dell'intradosso, in modo da poter raccogliere nella maniera più efficace possibile il carico trasmesso tramite il *manto*. Le aste di parete della centina sono dei puntoni, mentre i corti elementi costituenti il profilo superiore sono sollecitati a flessione e taglio.

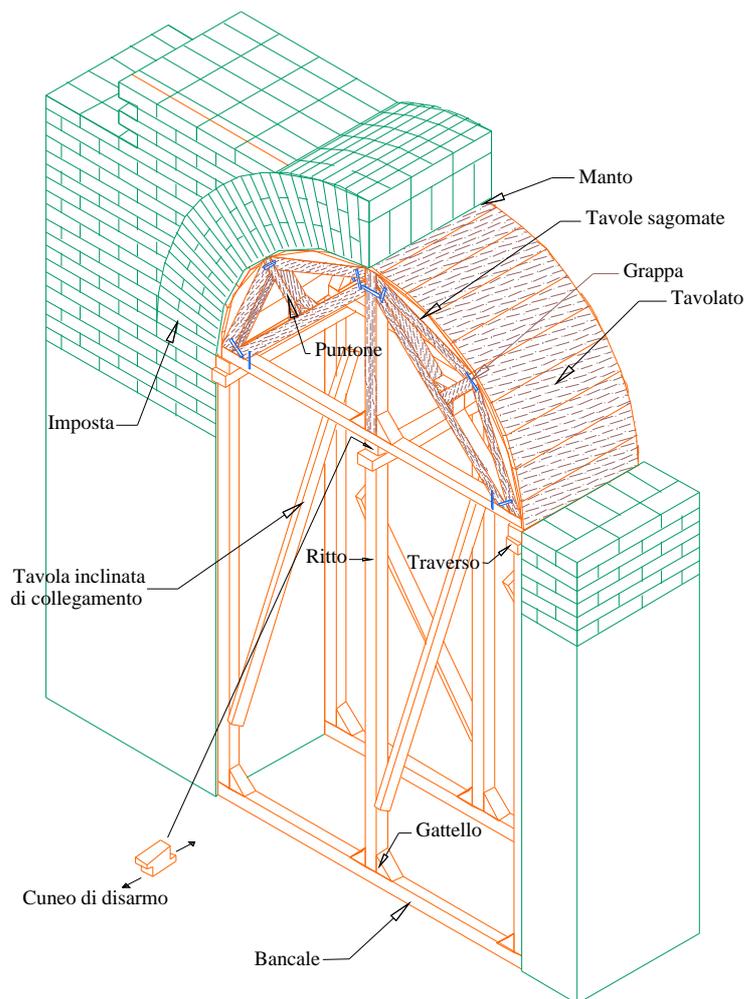
**Traverse:** costituiscono il corrente inferiore della centina, sul quale si ha la formazione dei nodi nei punti nei quali convergono le aste di parete della centina ed i *ritti* e *saettoni*.

**Sostegni:** costituiti da *ritti (verticali)*, *saettoni (obliqui)* e *cavalletti*, che raccolgono il carico trasmesso dalla centina con l'ausilio di *traverse* e *longheroni* e lo scaricano sui plinti, sui dormienti o sulle murature d'ambito.

**Base:** costituita da *plinti diretti* o da *travi dormienti* sul suolo, nel caso la volta sia al piano terreno, da *sedi a strappo* ricavate nella muratura d'ambito, dove vengono incassati i ritti e i saettoni, ai piani superiori.

*Longheroni*: sono elementi che, disposti in corrispondenza dei nodi, collegano le diverse centine in modo da irrigidire e solidarizzare il complesso strutturale.

**Figura 7.12** Elementi particolari costituenti la centina.



## 7.4.2 Nuclei murari

Sono costituiti in muratura di mattoni pieni e malta di cemento.

Quando non sono a parete piena, necessitano della presenza di architravi (travi orizzontali che sormontano le aperture), che possono essere in legno o in acciaio (**Figura 7.11**).

## 7.4.3 Specifiche tecniche

Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento sono le seguenti:

### 7.4.3.1 Centinatura in legno

1. **Controllo della stagionatura del materiale.** Il legname deve essere ben stagionato in modo da ridurre al minimo il ritiro, che potrebbe causare perdita di contatto fra volta e centina andandone ad inficiare il buon funzionamento.
2. **Preparazione della base.** Questa fase viene eseguita solo nel caso ci si trova al piano terra ed il tipo di terreno cedevole e l'entità del carico siano tali da richiederlo. Si può realizzare un vero e proprio plinto in legname, con la disposizione di traversi e di correnti su due o più strati sovrapposti, tutti gli elementi devono essere solidarizzati fra loro con fasce metalliche e/o chiodature. Si scava nel suolo l'alloggiamento della base

e ve la si cala. Si può realizzare altresì un plinto in cemento armato, possibilità da prendere in considerazione solo se necessario, data la maggiore onerosità di tale intervento sia in fase di realizzazione che in fase di dismissione.

3. **Messa in posa dei dormienti.** Se ci si trova al piano terra i dormienti vengono disposti direttamente al suolo o sulle basi e successivamente bloccati con chiodature. Ai piani superiori, dove la massa presidiante è la muratura stessa, è su questa che i dormienti vanno posizionati e bloccati con chiodature, in modo che poggino sulla muratura in maniera continua, allo scopo si possono usare tavole o biette.
4. **Messa in posa dei ritti e dei saettoni.** Tali elementi di sostegno vanno disposti in modo da rispettare la progettata geometria della centina e dunque in modo da convergere in quelli che saranno i nodi, mentre l'altra estremità viene bloccata, mediante chiodatura e l'utilizzo di gattelli e tavole, sui dormienti ed eventualmente sulle basi. Per facilitare sia la messa in carico che per il disarmo, si utilizzano dei particolari dispositivi costituiti da bietta e controbietta, oppure da sacchetti di sabbia, o da speciali viti utilizzate soprattutto per le grandissime volte. Questi dispositivi possono essere posizionati alle estremità di base dei sostegni oppure alle loro teste.
5. **Messa in opera dei longheroni.** Sono gli elementi orizzontali di collegamento delle teste dei ritti con compito di collegamento delle varie armature allo scopo di irrigidire l'intera struttura presidiaria, utilizzati specialmente per le volte a botte.
6. **Messa in opera del traversone.** Viene posizionato questo elemento orizzontale in maniera da collegare le teste di tutti i sostegni e bloccato a questi mediante chiodatura e l'utilizzo di gattelli e tavole.
7. **Messa in opera del manto.** Un assito continuo o discontinuo viene bloccato all'intradosso della volta lungo le generatrici rettilinee, mediante chiodatura; è importante il completo contatto di tali elementi con la muratura ai fini di una efficace trasmissione del carico.
8. **Messa in opera della centina.** Infine si realizza la centina, il cui profilo superiore è costituito da corti elementi posti a contatto col manto, in modo da seguire il profilo intradossale della struttura voltata; le aste di parete si dispongono convergenti nei nodi sul traversone e nei quali trovano i sostegni a raccogliere i carichi. In effetti, le aste di parete collegano le gli elementi del profilo superiore della centina con i sostegni della centina. I collegamenti degli elementi della centina vengono realizzati mediante chiodatura o grapponi e l'utilizzo eventuale di tavolette e di gattelli. Da sottolineare che la geometria della centina non è casuale ma viene fuori da una fase progettuale e di calcolo, in cui vengono valutati i carichi in gioco e le sollecitazioni che si generano; per tale motivo le configurazioni delle centine possono essere tra le più varie pur restando sempre validi i criteri generali precedentemente illustrati.
9. **Messa in carico del sistema.** Agendo sui dispositivi sopra menzionati, si mette in carico la centina.
10. **Messa in opera delle tavole di irrigidimento.** E' opportuno irrigidire la varie armature, specie se non si sono utilizzati i longheroni, con delle tavole collegate ai vari sostegni tramite chiodature e disposte anche diagonalmente.
11. **Messa in opera del tavolato di contenimento.** Si può vagliare l'opportunità della predisposizione di un tavolato continuo poggiante sui traversoni. L'utilità di un piano così realizzato risiede nella capacità di questo di raccogliere il materiale che eventualmente si distacca dall'intradosso quando il manto non è continuo, utile quando si vuole conservare l'accessibilità ai locali.

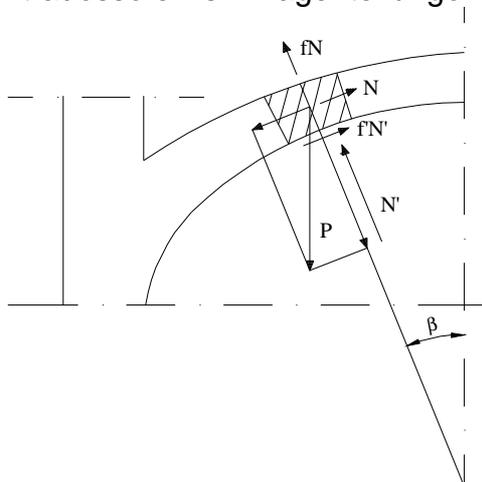
### 7.4.3.2 Nuclei in muratura

1. **Preparazione del piano di posa.** Se ci si trova al piano terra, si procede al getto di uno strato di qualche centimetro di calcestruzzo nella zona di posa della muratura. Nei casi in cui la cedibilità del suolo e l'entità del carico lo consiglino, si procede con lo scavo del terreno e poi col getto di uno strato di circa 5 cm di calcestruzzo, su cui si procederà alla posa della muratura. Ai piani superiori questo tipo di intervento viene utilizzato in genere per il presidio di vani sormontati da archi, per cui il piano di posa è la stessa muratura sottostante, se necessario può essere eventualmente ripulita in superficie dalla pavimentazione e consolidata localmente.
2. **Costruzione del nucleo.** Si dispongono i mattoni sugli strati di malta e si procede ad una attenta battitura in modo da rendere minimi gli strati di malta e quindi la deformabilità assiale del nucleo murario. Se il nucleo murario non è a parete piena, ci si ferma all'altezza del piano d'imposta della volta o dell'arco.
3. **Disposizione del traversone.** Si dispone sui nuclei murari costruiti, un traversone in legno o in acciaio che sormonta la luce libera.
4. **Ripresa della costruzione del nucleo murario.** Si riprende la costruzione del nucleo con la disposizione di mattoni e malta di cemento, sospendendola per la disposizione di altri eventuali architrave a presidio delle luci libere. Si procede in questo modo fino al raggiungimento della superficie intradossale dell'arco o della volta.
5. **Stagionatura.** Prima della messa in forza, è opportuno attendere qualche giorno affinché il nucleo murario raggiunga una certa rigidità.
6. **Messa in forza del sistema.** Si dispongono biette e controbiette di mattone con malta di cemento fra muratura esistente e presidiante, al fine di ottenere la compressione del nucleo murario e quindi l'assorbimento dell'onere statico da parte di quest'ultimo

## 7.5 Procedura di dimensionamento

### 7.5.1 Centine in legno

Consideriamo un arco o una volta sostenuto da una centina. Oltre ad i carichi verticali, entrano in gioco l'attrito che nasce fra i conci e l'attrito che si sviluppa all'intradosso con il manto (*Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.*). Detti  $f$  ed  $f'$  i rispettivi coefficienti, le forze che nascono sono dunque  $f \cdot N$  e  $f' \cdot N'$ . Considerando il peso complessivo  $P$  gravante su di un concio, questo si può decomporre nelle forze  $P \cos$  agente lungo la normale all'intradosso e  $P \sin$  agente lungo la tangente all'intradosso.



**Figura 7.13** Carico verticale ed attrito.

Sia:

$$f = \tan \varphi \cong 0.5 \quad \rightarrow \quad \varphi \cong 26^\circ$$

$$f' = \tan \varphi' \cong 1 \quad \rightarrow \quad \varphi' = 45^\circ$$

Per  $45^\circ \dots 64^\circ$  l'equilibrio è dato dal sistema:

$$\begin{cases} P \cos \beta = N' + fN \\ P \sin \beta = N + f'N' \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} N = \frac{P \sin \beta}{1 - ff'} (1 - f' \cot \beta) \\ N' = \frac{P \cos \beta}{1 - ff'} (1 - f \tan \beta) \end{cases}$$

Per  $0^\circ \dots 45^\circ$  la componente tangenziale dei carichi è assorbita interamente dall'attrito, per cui  $N=0$  e l'equilibrio è dato dal sistema:

$$\begin{cases} P \cos \beta = N' \\ P \sin \beta = f'N' \end{cases}$$

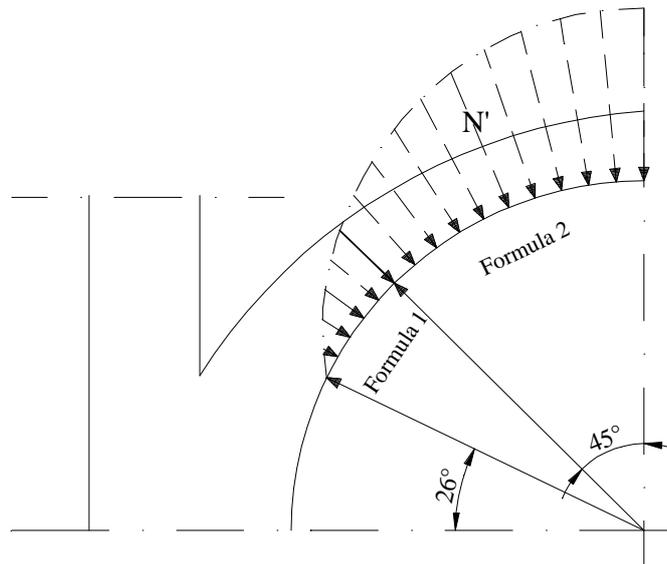
Per  $\beta > 64^\circ$  non si ha scorrimento tra i conci, per cui  $N'=0$  e l'equilibrio è dato dal sistema:

$$\begin{cases} P \cos \beta = fN \\ P \sin \beta = N \end{cases}$$

Si può quindi determinare la pressione media  $p_m = \frac{N'}{ab}$  agente sulla zona d'intradosso di dimensioni  $a \times b$  rispetto alla quale sono stati valutati i carichi verticali  $P$ .

Ricapitolando si ottiene che la centina deve assorbire le seguenti sollecitazioni:

- |                              |   |               |                       |           |
|------------------------------|---|---------------|-----------------------|-----------|
| 1) $45^\circ \dots 64^\circ$ | $N' = \frac{P \cos \beta}{1 - ff'} (1 - f' \tan \beta)$ | $\rightarrow$ | $p_m = \frac{N'}{ab}$ | $[F/L^2]$ |
| 2) $0^\circ \dots 45^\circ$  | $N' = P \cos \beta$                                     | $\rightarrow$ | $p_m = \frac{N'}{ab}$ | $[F/L^2]$ |
| 3) $\beta > 64^\circ$        | $N' = 0$  | $\rightarrow$ | $p_m = 0$             |           |



**Figura 7.14** Andamento delle forze normali all'intradosso e campi di validità delle formule.

### 7.5.1.1 Dimensionamento dei dossali

Sui dossali agisce il carico lineare  $q_d = p_m d$  essendo  $d$  il loro interasse (**Figura 7.15**).

Vanno dimensionati a flessione per

$$M_{\max} = \frac{q_d l_d^2}{8}$$

ed a taglio per

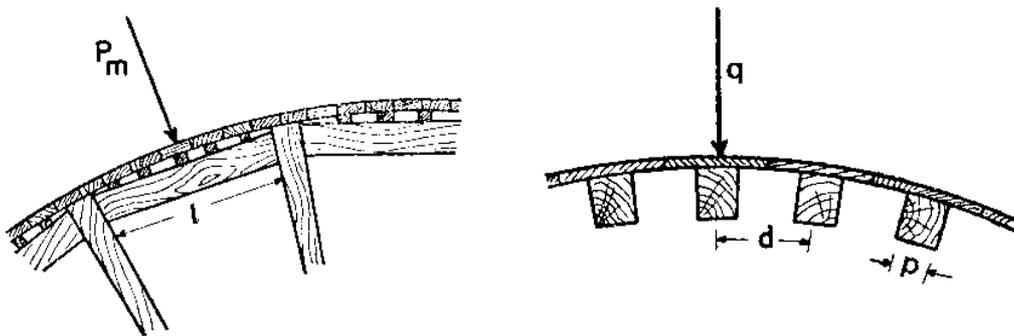
$$T_{\max} = \frac{q_d l_d}{2}$$

con  $l_d =$  luce dossali = interasse centine.

### 7.5.1.2 Dimensionamento delle travi di perimetro (del profilo superiore)

Il carico concentrato trasmesso da un dossale per influenza è pari a  $q_d l_d = p_m d \cdot l_d$  e se  $n$  è il numero dei dossali che insistono sulla trave perimetrale, il carico lineare medio

trasmesso su quest'ultima è  $q_p = n \frac{p_m d \cdot l_d}{l_p}$ , con  $l_p =$  luce della trave (**Figura 7.15**).



**Figura 7.15** Dossali e travi del profilo superiore della centina. ([ORMEA G. B.](#), [REVERBERI U., 1982](#)).

Le travi perimetrali vanno quindi dimensionate a flessione per

$$M_{\max} = \frac{q_p l_p^2}{8} = n \frac{p_m d \cdot l_d}{8} l_p$$

ed a taglio per

$$T_{\max} = \frac{q_p l_p}{2} = n \frac{p_m d \cdot l_d}{2}$$

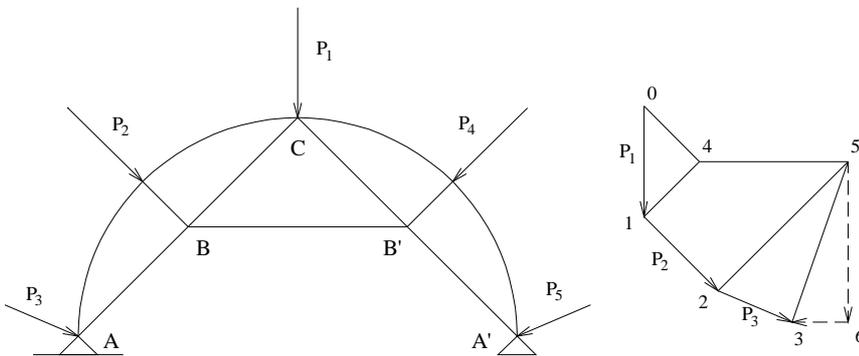
### 7.5.1.3 Calcolo di una intelaiatura di centina.

Supponiamo le travi di perimetro semplicemente appoggiate e quindi non facenti parte della struttura reticolare della centina (**Figura 7.16**).

#### METODO ANALITICO

La struttura reticolare si risolve con banali impostazioni di equilibrio nei nodi.

**Figura 7.16** Schema di una centina.



### METODO GRAFICO

1. **Punto C:** decomponiamo  $P_1$  (0-1) secondo i puntoni CB' (4-0) e CB (1-4).
2. **Punto B:** conosco 4-1 e  $P_2$  (1-2), traccio le parallele a AB (2-5) e BB' (5-4).
3. **Punto A:** compongo  $P_3$  con 5-2 ed ottengo 5-3 che è la forza agente sui sostegni. Posso scomporre 5-3 nelle componenti verticale 5-6 ed orizzontale 6-3.

### 7.5.2 Esempio numerico

Si considera l'intervento di centinatura dell'arco nella foto seguente e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Si assume un coefficiente di sicurezza parziale sui carichi permanenti pari a 1.5.

Tenuto presente il compito statico e la temporaneità delle opere provvisorie, tale coefficiente di sicurezza parziale dei carichi non ha la stessa valenza di quelli per il calcolo degli edifici nuovi; l'incertezza sui valori del carico deve essere valutata all'occasione e dunque il progettista, a seconda della confidenza con il problema e del grado di conoscenza delle condizioni statiche, assume dei coefficienti di sicurezza parziale che possono essere diversi da quelli adottati dal D.M. 96.

**Foto 7.4** Rivello – Arco con centina.



I conci siano alti  $h=30$  cm e profondi  $b=40$  cm, il loro peso sia  $\gamma_{\text{conci}} = 24$  kN/m<sup>3</sup>.

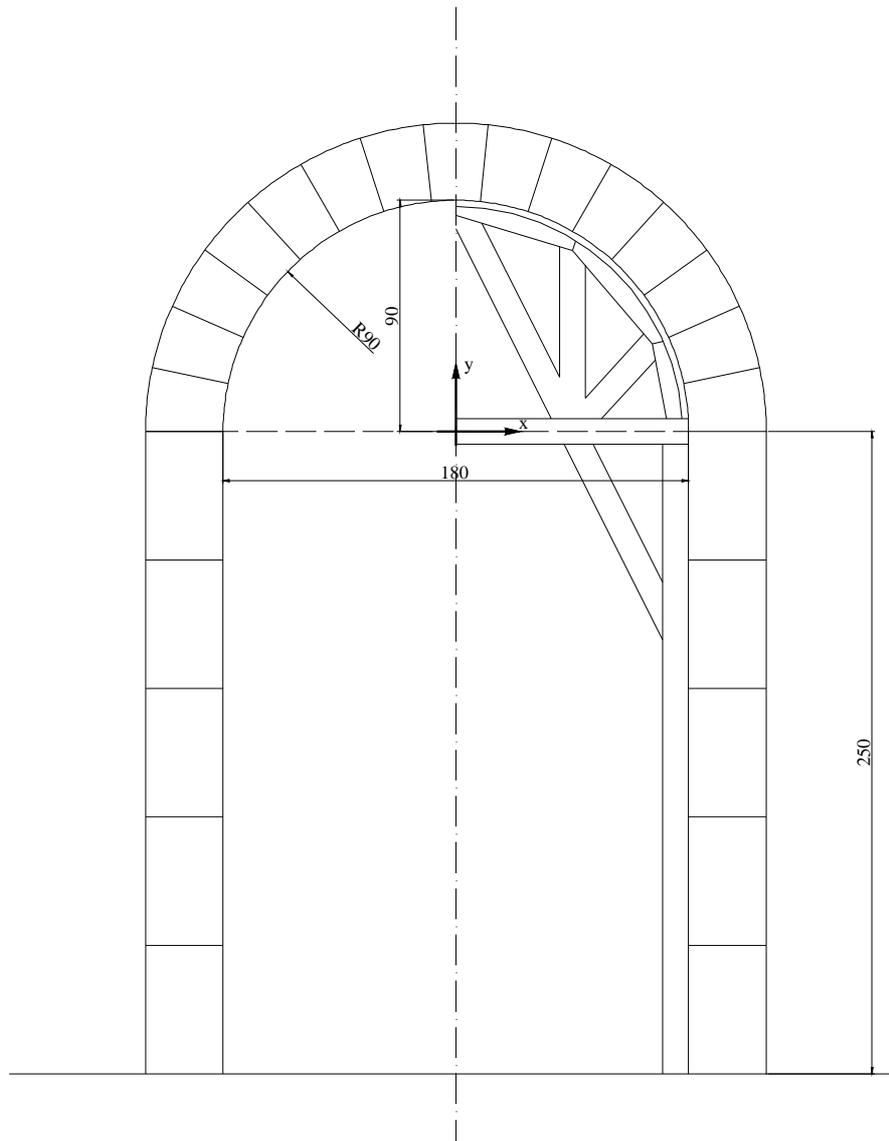
La muratura soprastante l'arco di freccia  $f=1.2$  m abbia un'altezza su questa pari a  $H=1,53$  m ed uno spessore di  $s=40$  cm, il suo peso sia  $\gamma_{\text{muro}} = 20$  kN/m<sup>3</sup>.

L'attrito tra i conci e tra legname e conci si assume rispettivamente

$$f = \tan \varphi \cong 0.5 \quad \rightarrow \quad \varphi \cong 26^\circ$$

$$f' = \tan \varphi' \cong 1 \quad \rightarrow \quad \varphi' = 45^\circ$$

**Figura 7.17** Arco presidiato con centine.



Data la sua banalità, si trascura il dimensionamento dei dossali e delle travi di perimetro e si passa direttamente al dimensionamento della centina vera e propria.

La muratura che insiste sull'arco si compone di un rettangolo di altezza  $H$  e, semplificando a vantaggio di sicurezza, di un triangolo avente altezza pari a  $f+h$  e base pari a  $R+h$ , per cui il carico verticale distribuito si esprime come:

$$p(x) = \gamma \cdot \left[ \gamma_{\text{conci}} \cdot (h \cdot b) + \gamma_{\text{muratura}} \cdot s \cdot \left( H + \frac{f+h}{R+h} x \right) \right]$$

$$p(x) = 1.5 \cdot \left[ 24 \cdot (0.3 \cdot 0.4) + (20 \cdot 0.4) \cdot \left( 1.53 + \frac{1.2}{1.2} x \right) \right] = 22.68 + 12.00x$$

ed essendo  $x = R \sin \beta = 0.9 \cdot \sin \beta$  sostituendo si ottiene il carico distribuito in funzione dell'angolo  $\beta$ :

$$p(\beta) = 22.68 + 12.00 \cdot 0.9 \cdot \sin \beta = 22.68 + 10.80 \cdot \sin \beta = A + B \sin \beta .$$

Applicando le formule di cui sopra si ottiene

$$\begin{cases} n(\beta) = p(\beta) \cdot \cos \beta = A \cos \beta + B \sin \beta \cos \beta & 0 \leq \beta \leq 45^\circ \\ n(\beta) = \frac{p(\beta) \cdot \cos \beta}{1 - f \cdot \tan \beta} (1 - f \cdot \tan \beta) = 2 p(\beta) \cdot \cos \beta - p(\beta) \cdot \sin \beta & 45^\circ \leq \beta \leq 64^\circ \end{cases}$$

$$\int_{\beta_1}^{\beta_2} p(\beta) \cdot \cos(\beta) d\beta = \int_{\beta_1}^{\beta_2} [A \cos(\beta) + B \sin \beta \cos \beta] d\beta = \left[ A \sin \beta + \frac{B}{2} \sin^2 \beta \right]_{\beta_1}^{\beta_2}$$

$$\int_{\beta_1}^{\beta_2} p(\beta) \cdot \sin(\beta) d\beta = \int_{\beta_1}^{\beta_2} [A \sin(\beta) + B \sin^2 \beta] d\beta = \left[ -A \cos \beta + \frac{B}{2} \left( \beta - \frac{\sin 2\beta}{2} \right) \right]_{\beta_1}^{\beta_2}$$

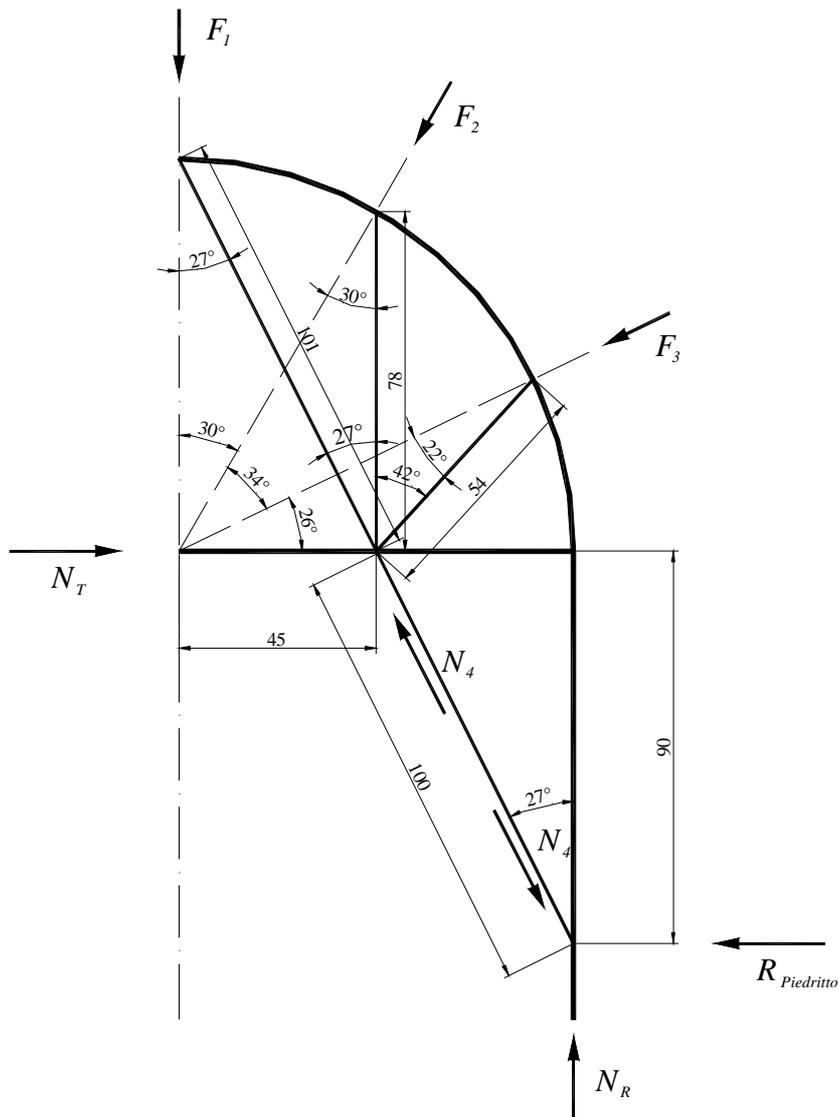
ricordando che  $A=22.68$  e  $B=10.8$  si ottiene:

$$F_1 = \int_0^{\pi/12} n(\beta) d\beta = \left[ A \sin \beta + \frac{B}{2} \sin^2 \beta \right]_0^{\pi/12} = 22.68 \sin \frac{\pi}{12} + \frac{10.8}{2} \sin^2 \frac{\pi}{12} = 6.24 \text{ kN}$$

$$F_2 = \int_{\pi/12}^{\pi/4} n(\beta) d\beta = \left[ A \sin \beta + \frac{B}{2} \sin^2 \beta \right]_{\pi/12}^{\pi/4} = 22.68 \cdot \left( \sin \frac{\pi}{4} - \sin \frac{\pi}{12} \right) + \frac{10.8}{2} \cdot \left( \sin^2 \frac{\pi}{4} - \sin^2 \frac{\pi}{12} \right) = 12.51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_3 &= \int_{\pi/4}^{16\pi/45} n(\beta) d\beta = 2 \cdot \left[ A \sin \beta + \frac{B}{2} \sin^2 \beta \right]_{\pi/4}^{16\pi/45} - \left[ -22.68 \cos \beta + \frac{10.8}{2} \left( \beta - \frac{\sin 2\beta}{2} \right) \right]_{\pi/4}^{16\pi/45} = \\ &= 45.36 \cdot \left( \sin \frac{16\pi}{45} - \sin \frac{\pi}{4} \right) + 10.8 \cdot \left( \sin^2 \frac{16\pi}{45} - \sin^2 \frac{\pi}{4} \right) + 22.68 \cdot \left( \cos \frac{16\pi}{45} - \cos \frac{\pi}{4} \right) + \\ &\quad - \frac{10.8}{2} \cdot \left( \frac{16\pi}{45} - \frac{\pi}{4} \right) + \frac{10.8}{4} \cdot \left( \sin \frac{32\pi}{45} - \sin \frac{\pi}{2} \right) = 3.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Figura 7.18** Geometria della centina.



Data la geometria della centina, gli sforzi di compressione sulle aste di parete sono

$$N_1 = \frac{F_1}{\cos 27^\circ} = \frac{6.24}{\cos 27^\circ} = 7.0 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{F_2}{\cos 30^\circ} = \frac{12.51}{\cos 30^\circ} = 14.45 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{F_3}{\cos 22^\circ} = \frac{3.57}{\cos 22^\circ} = 3.85 \text{ kN}.$$

Dall'equilibrio nei nodi si ricavano gli sforzi di compressione nel puntone obliquo, nel traverso e nel ritto

$$N_4 = \frac{N_1 \cos 27^\circ + N_2 + N_3 \cos 42^\circ}{\cos 27^\circ} = \frac{7 \cos 27^\circ + 14.45 + 3.85 \cos 42^\circ}{\cos 27^\circ} = 26.43 \text{ kN}$$

$$N_T = N_3 \sin 42^\circ = 3.85 \sin 42^\circ = 2.58 \text{ kN}$$

$$N_R = N_4 \cos 27^\circ = 26.43 \cos 27^\circ = 23.55 \text{ kN}.$$

Il piedritto deve essere in grado di fornire nel nodo ritto-puntone una reazione

$$R_{\text{piedritto}} = N_4 \sin 27^\circ = 26.43 \sin 27^\circ = 12 \text{ kN} .$$

Il materiale utilizzato sia legname appartenente alla classe di resistenza C16 (EN 338 - Marzo1997), classe di servizio 3, classe del carico di lunga durata, secondo le prescrizioni riportate nel capitolo **Materiali**.

Si determina la resistenza di progetto a compressione parallela alle fibre assumendo

$$k_{\text{mod}} = 0.55 ;$$

$$\gamma_M = 1.3 \quad \rightarrow \quad f_{c,od} = 0.55 \frac{17}{1.3} = 7.19 \text{ MPa}$$

Per le aste di parete si sceglie la sezione più piccola in commercio avente dimensione 6x8

cm, con  $\rho_{\text{min}} = \frac{6}{\sqrt{12}} = 1.732 \text{ cm}$  e area  $S = 48 \text{ cm}^2$ . La condizione più onerosa si ha per l'asta

2, per la quale si ottiene

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\text{min}}} = \frac{l}{\rho_{\text{min}}} = \frac{78}{1.732} = 45 \quad \rightarrow \quad \omega = 1.34$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{7.19 \cdot 4800}{1.34} \cdot 10^{-3} = 25.75 > 14.45 \text{ kN} .$$

Per l'elemento puntone 4 si sceglie la sezione 8x8 cm, con  $\rho_{\text{min}} = \frac{8}{\sqrt{12}} = 2.309 \text{ cm}$  e area

$S = 64 \text{ cm}^2$ , ottenendo uno sforzo normale resistente di compressione

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\text{min}}} = \frac{l}{\rho_{\text{min}}} = \frac{100}{2.309} = 44 \quad \rightarrow \quad \omega = 1.32$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{7.19 \cdot 6400}{1.32} \cdot 10^{-3} = 34.86 > 26.43 \text{ kN} .$$

Infine, per il ritto può utilizzarsi la stessa sezione 8x8 cm, ottenendo

$$\lambda = \frac{l_o}{\rho_{\text{min}}} = \frac{250 - 90}{2.309} = 70 \quad \rightarrow \quad \omega = 1.88$$

$$N_d = \frac{f_{c,od} \cdot S}{\omega} = \frac{7.19 \cdot 6400}{1.88} \cdot 10^{-3} = 24.47 > 23.55 \text{ kN} .$$

## 7.6 Controlli

### 7.6.1 Centinatura in legno

Va controllato che gli elementi dell'opera siano concorrenti nei nodi come da progetto.

Con una livella si deve verificare la verticalità dei ritti, al fine di salvaguardarne la stabilità.

Il manto e gli elementi del profilo superiore della centina devono essere ben a contatto tra loro e con la muratura.

E' opportuno verificare la bontà dei vari collegamenti, controllo questo da ripetere periodicamente per monitorare gli effetti della stagionatura e del ritiro.

Controllare l'effettiva messa in carico dell'opera presidiaria, per garantirne l'immediata efficacia e valutarne l'efficienza, anche questo controllo va ripetuto periodicamente.

## 7.6.2 Nuclei in muratura

Controllare l'effettiva messa in carico dell'opera presidiaria, per garantirne l'immediata efficacia e valutarne l'efficienza, controllo da ripetere periodicamente.

## 7.7 Riferimenti Bibliografici

**BARRUCHELLO L., ASSENZA G.**. *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni*. DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.

**CIGNI G.**. *Il consolidamento murario*. Ed. Kappa, Roma 1978.

**DE TOMMASI G.**. *Metodi e tipologie delle opere provvisorie*. PACT 18 – II.1.

**DI STEFANO R.**. *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico*. Ed. Scientifiche Italiane.

**DOMENICI G.**. *Le tecniche per il recupero edilizio*. NIS, 1985.

**GIORDANO G.**. *Tecnica delle costruzioni in legno*. Hoepli.

**GIUFFRÉ A.**. *Lettura sulla meccanica delle murature storiche*. 1991.

**MASTRODICASA S.**. *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Hoepli, Milano 1994.

**MINNUCCI G.**. *Elementi costruttivi nell'edilizia*. Ed. Ateneo, Roma.

**ORMEA G. B., REVERBERI U.**. *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate*. Hoepli, Milano 1982.

**ROCCHI P.**. *Progettare il consolidamento*. Ed. Kappa.

**SAPIENZA V.**. *Geometria delle volte*. Documenti, 12. D.A.U. Università degli Studi di Catania, 1995.

## 8 TIRANTI METALLICI O CATENE

### 8.1 Presupposti e scopi

I tiranti, o catene, sono degli efficaci strumenti di consolidamento provvisorio, oltre che definitivo. Sono realizzati con elementi monodimensionali in acciaio, messi in leggero stato di trazione, che applicano sulle masse murarie un'azione di contenimento localizzata, per il tramite di elementi di ancoraggio, costituiti da piastre o barre, tradizionalmente denominati capichiave.

La messa in tiro del tirante richiede la presenza di un elemento di contrasto ad esso parallelo che funga da puntone, in modo che non sia direttamente la parete muraria che costituisce la massa presidiata a dover assorbire con sollecitazioni flettenti il tiro in condizioni statiche. Tale elemento può essere costituito da un muro trasversale o dal solaio. Per questa ragione i tiranti metallici si applicano preferibilmente a livello di solaio, in corrispondenza e parallelamente alle pareti trasversali, ortogonali a quella da presidiare. È possibile allontanarsi dalle pareti trasversali se il solaio ha caratteristiche tali da garantire da solo l'assorbimento del tiro delle catene, così come si possono applicare tiranti in adiacenza alle pareti trasversali anche in posizioni intermedie nell'interpiano. Per i tiranti disposti in adiacenza alle pareti trasversali, è in generale richiesta la rettilineità di queste ultime. Per superare piccole irregolarità i tiranti possono anche essere incassati localmente nella muratura, per andamenti a spezzata, è indispensabile predisporre tiranti binati, ossia disposti su entrambe le facce della parete, collegandoli trasversalmente alla parete stessa in corrispondenza dei cambi di direzione della parete.

Per l'applicazione dei tiranti è necessario che la muratura in corrispondenza dell'ancoraggio abbia buone caratteristiche meccaniche e comunque che l'elemento di ancoraggio (capochiave) sia opportunamente dimensionato per trasferire la massima forza del tirante alla muratura senza creare stati tensionali insostenibili. In caso di caratteristiche molto scarse o faticenza della muratura, sarà necessario ricorrere a interventi localizzati di rafforzamento.

Un'eccessiva lunghezza del tirante determina la sua eccessiva deformabilità, e quindi, una ridotta efficacia della sua azione di contenimento sotto l'effetto delle azioni sismiche. È quindi opportuno che i tiranti abbiano lunghezze inferiori ai 20 m.

### 8.2 Vantaggi e Svantaggi

<ul style="list-style-type: none"><li>• Ha un ingombro quasi nullo e, pertanto, non determina ostacoli né alla transitabilità delle strade adiacenti alla massa da presidiare né alla fruibilità all'interno.</li><li>• Non incrementa la massa dell'edificio, e non interagisce negativamente con la struttura in oscillazione durante il sisma.</li><li>• In caso di terremoto, svolge un ruolo attivo, migliorando sensibilmente il comportamento d'insieme della struttura, non limitando l'efficacia della sua azione al contenimento della massa presidiata, ma estendendola anche a quello della massa presidiante (generalmente la parete</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Necessita dell'accessibilità all'interno dell'edificio, anche se la permanenza all'interno può essere limitata al tempo di posizionamento del tirante.</li><li>• L'azione è localizzata e richiede che la muratura sia in buone condizioni in prossimità degli elementi di ancoraggio, così da assorbirne il tiro.</li><li>• La messa in opera può essere impegnativa, se sono richiesti interventi di consolidamento preliminari in corrispondenza degli ancoraggi.</li></ul>
---	--

<p>perimetrale opposta).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• E' durevole.</li> <li>• Consente, generalmente, una ripresa del tiro, se necessario, in tempi successivi.</li> <li>• Può essere inglobato in un intervento definitivo di consolidamento o miglioramento/adequamento sismico</li> </ul>	
--	--

### 8.3 Stato dell'arte

La tecnica della tirantatura orizzontale si realizza con l'applicazione di barre post-tese in acciaio ordinario o ad alto limite elastico a ridosso di pareti murarie e vincolate alle estremità sulle pareti ad esse ortogonali per mezzo di appositi elementi.

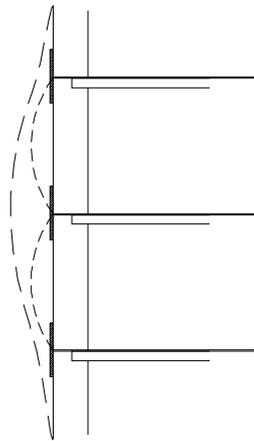
Nel caso che la presenza del tirante sia richiesta in zone lontane dai muri normali, si utilizza il solaio come elemento resistente di contrasto. Per limitare al minimo l'ingombro, si può utilizzare un tirante piatto, a sezione rettangolare. Un'altra possibilità è quella di utilizzare come puntoni degli elementi in legno o in acciaio (tubi innocenti). Per massimizzare l'estensione dell'area su cui direttamente agisce il tirante, per contare su una maggior forza reattiva, quando la disgregazione muraria è tale da non garantire l'assorbimento degli sforzi localizzati ed infine quando manca il muro parallelo, si adottano dei capichiave a piastra.

L'applicazione di tiranti metallici a livello di solaio trova efficace impiego nella messa in sicurezza di strutture danneggiate dal terremoto, nelle quali si rende necessario un'opera di ritegno alternativa ai puntelli inclinati. In generale, danneggiamenti che richiedono la messa in opera di tiranti sono legati a situazioni patologiche in origine, essenzialmente dovute all'assenza o carenza di collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e solai, già potenzialmente pericolose in situazioni statiche, che hanno determinato l'insorgere di meccanismi di collasso con ribaltamento o sganciamento di pareti murarie. Tale intervento è, pertanto, utilizzabile :

- nel caso di carenza di ammorsamento tra parete e parete e tra parete e solaio, capace di determinare, per effetto dell'azione sismica, rotazioni di porzioni o di intere pareti;
- in presenza di deformazioni di presso-flessione, con l'innescare di fenomeni di instabilità legate a sollecitazioni nel piano ortogonale al piano medio delle pareti, se l'inflessione si estende per più di un piano (**Figura 8.1**);
- in presenza di solai non capaci di assicurare un adeguato vincolo alle pareti perché collegati in maniera poco efficace o perché semplicemente poggiati su di esse;
- per contrastare la spinta esercitata da orizzontamenti spingenti;
- in presenza di cedimenti fondali.

All'occorrenza si procede preventivamente al consolidamento della zona muraria circostante i capichiave, ed interessata direttamente dall'azione del tirante, mediante colli o iniezioni a bassa pressione di malta di cemento e cuciture (barre di acciaio ad aderenza migliorata).

n **Figura 8.1** Riduzione dell'onda di inflessione di una parete verticale mediante catene.

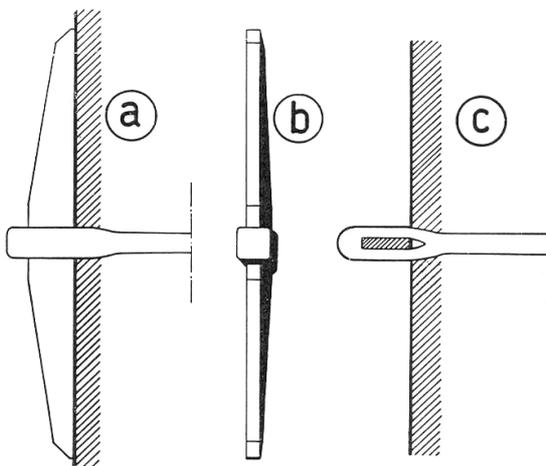


## 8.4 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

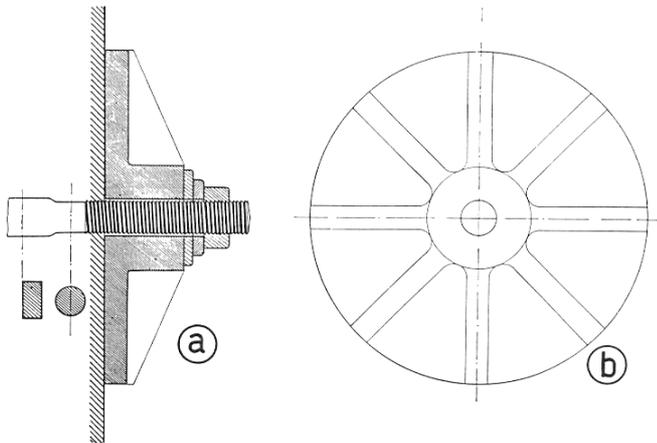
Elenchiamo di seguito i possibili componenti in un intervento di incatenamento secondo le tecniche tradizionali, adottate nel passato anche come intervento di consolidamento definitivo.

- *Tirante*: può essere a sezione *circolare*, da preferire, o *rettangolare*, quest'ultima viene adottata quando è necessario ridurre al minimo l'ingombro. Dimensionato a trazione. Nel "metodo Morandi" è costituito da trefoli di acciaio armonico, ma tale metodo è da ritenersi un intervento di consolidamento murario definitivo.
- *Capichiave*: sono gli organi di ritegno e possono essere del tipo a *paletto* (**Figura 8.2**) (con lunghezza di 80÷120 cm), a *piastra nervata* (**Figura 8.3**) (con lato o diametro di 30÷50 cm o con area equivalente, se di forma diversa dal quadrato o dal cerchio), le nervature sono saldate sulla piastra, a *imbracatura di traversi e paletti* (**Figura 8.4**). Dimensionati a flessione. Nella pratica corrente, quando non si pensa ai tiranti come intervento definitivo, come capichiave si utilizzano i profilati in acciaio, più economici e reperibili.
- *Giunti di tensione terminali*, vengono applicati sui capichiave a piastra e sono a vite e dado (**Figura 8.3**) con la filettatura ottenuta previa ricalcatura a caldo, in modo da non ridurre la sezione resistente a trazione. Il nucleo della vite va dimensionato a trazione, la filettatura a taglio.

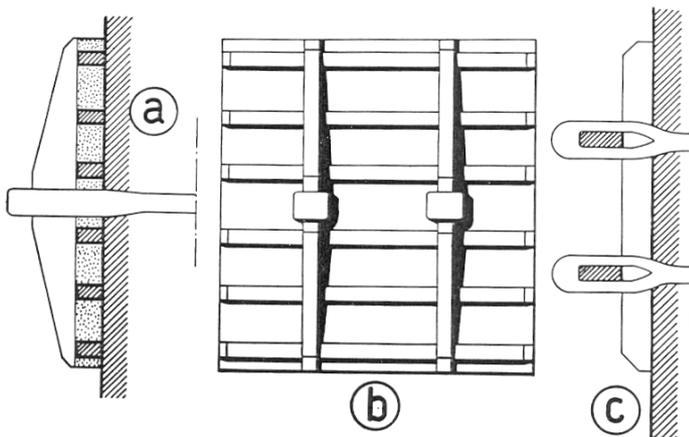
n **Figura 8.2** Capochiave a paletto. (**MASTRODICASA S., 1994**).



n **Figura 8.3** Capochiave a piastra nervata. (MASTRODICASA S., 1994).

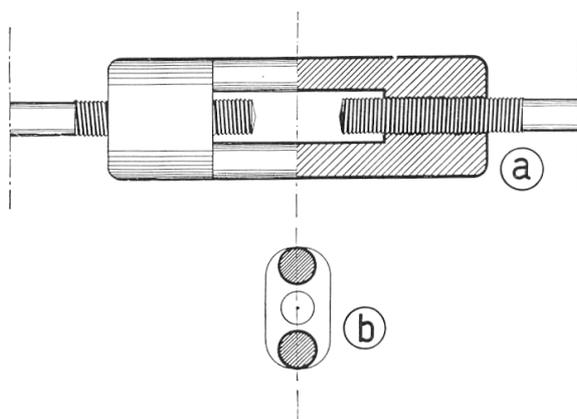


n **Figura 8.4** Capochiave ad imbracatura di traversi e paletti. (MASTRODICASA S., 1994).

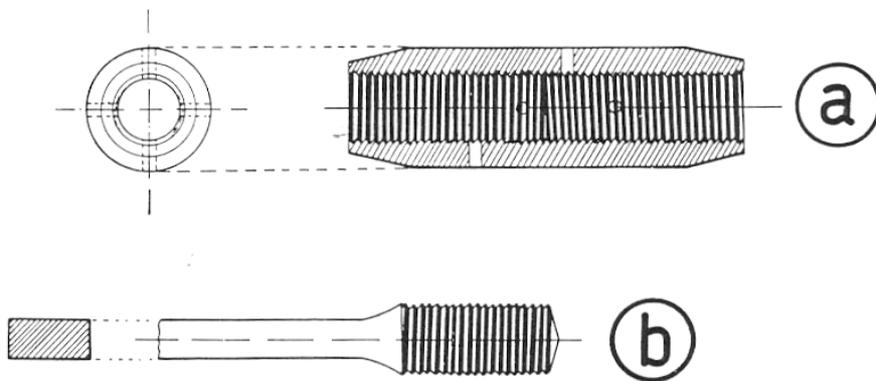


Giunti di tensione intermedi, possono essere a vite e gabbia (Figura 8.5) o a vite e manicotto (Figura 8.6) con la filettatura ottenuta previa ricalcatura a caldo. Il nucleo della vite va dimensionato a trazione, la filettatura a taglio.

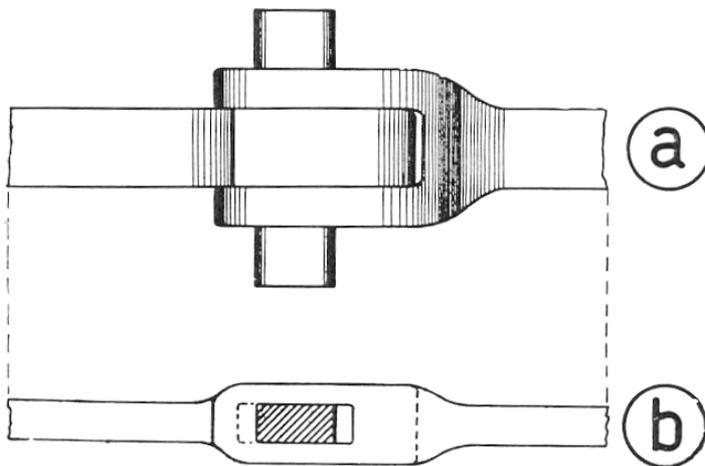
n **Figura 8.5** Giunto di tensione intermedio a vite e gabbia. (MASTRODICASA S., 1994).



n **Figura 8.6** Giunto di tensione intermedio a vite e manicotto. (**MASTRODICASA S. 1994**).



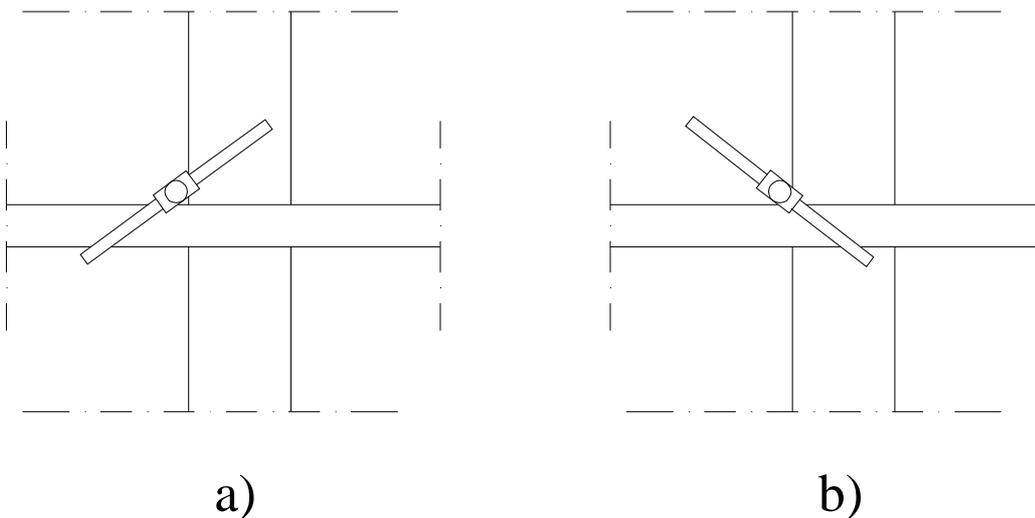
n **Figura 8.7** Unione intermedia a forchetta. (**MASTRODICASA S. 1994**).



*Unioni intermedie, realizzate con un giunto a forchetta e bietta (Figura 8.7) in modo da mantenere in asse la sollecitazione di trazione ed evitare così momenti parassiti. È un tipo di giunzione che non si presta agli interventi provvisori attuali, ma essendo stata molto utilizzata nel passato negli interventi definitivi, se ne ritiene opportuna la descrizione. È opportuno che la bietta, foggata a profilo rettilineo leggermente inclinato, vada in completo contatto con gli occhielli della forchetta e del maschio, per cui il profilo degli occhielli deve corrispondere a quello della bietta, questo per ridurre al minimo il pericolo di rifollamento dovuto alle tensioni concentrate. Gli occhielli vanno dimensionati a trazione, taglio e rifollamento, la bietta a flessione e taglio.*

I paletti non vanno disposti orizzontalmente né verticalmente, ma inclinati di circa 45° sull'orizzontale in modo da scaricare il tiro sugli elementi deputati al contrasto, ossia i muri trasversali ed i solai. È vitale inclinare il paletto nel verso giusto, onde non andare a caricare la parete che si intende sostenere (Figura 8.8). Quando la muratura non è in grado di assorbire la reazione di un paletto singolo, si opta per l'uso di capichave a piastra nervata, rettangolare o circolare.

n **Figura 8.8** Disposizione di un capochiave a paletto: a) corretta; b) scorretta.



#### 8.4.1 Catena in acciaio post-tesa

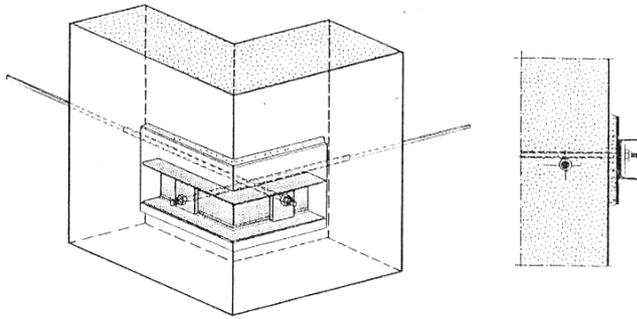
Perché la tecnica delle catene sia efficace, è necessario ricorrere alle seguenti fasi:

1. **Scrostatura dell'intonaco.** In corrispondenza delle zone di foratura, destinate successivamente all'ancoraggio delle catene, è preliminarmente necessario effettuare la scrostatura dell'intonaco, al fine di poter creare un'area di appoggio della piastra adeguata alle sollecitazioni su essa gravanti dopo la messa in tensione. In tale fase si ricorrerà ad un'attrezzatura che non provochi vibrazioni e colpi.
2. **Eventuali interventi sulla muratura.** Se la muratura presenta cavità e lesioni evidenti, è necessario effettuare preliminarmente un suo risanamento con tecniche diverse, quali le iniezioni di malta e la sostruzione muraria.
3. **Segnatura dei livelli e degli assi dei tiranti.**
4. **Foratura delle pareti.** I fori passanti vanno eseguiti a livello di ogni solaio, nel caso di edifici multipiano, ad intervalli di altezza non superiore ai 4-5 m, nel caso di strutture alte. In generale, i fori dovrebbero essere disposti a formare maglie rettangolari di dimensioni massime di 5 m in larghezza per 4 m in altezza. Essi possono interessare soltanto le pareti ortogonali alle catene, in modo che queste ultime siano posizionate in adiacenza alla parete trasversale, o, più raramente, svilupparsi all'interno della parete trasversale (tiranti trivellati costituiti da acciaio armonico). Nell'operazione di foratura si utilizzano trapani o sonde a rotazione munite di tagliatore carotiere con corona diamantata o di acciaio extra-duro; strumenti che producono scuotimenti e vibrazioni sulla muratura potrebbero, infatti, innescare fenomeni fessurativi su una zona nevralgica per l'efficacia dell'intervento quale quella di ancoraggio. I fori realizzati sulle pareti ortogonali, onde permettere il passaggio dei tiranti, hanno diametro compreso tra i 25 ed i 30 mm; tali fori vengono eseguiti in corrispondenza dei solai, subito sotto i pavimenti, per ridurre la lunghezza libera di inflessione degli elementi strutturali verticali. Quando si ritiene che la muratura non sia in grado di sopportare gli sforzi concentrati dovuti ai tiranti, è opportuno applicare due tiranti a ridosso delle pareti trasversale su entrambe le facce e per tutta la loro lunghezza, in modo da evitare danni localizzati in corrispondenza degli ancoraggi. Per le catene in aderenza, nel caso di opere che debbono diventare definitive, si procede, infine, all'esecuzione di scanalature sulle pareti parallele ai tiranti della profondità di 3-4 cm, destinate ad accoglierle lungo tutto il loro sviluppo. In presenza di muri a spessore variabile o con sporgenze e rientri, è necessario garantire il contatto fra parete e catene con legature

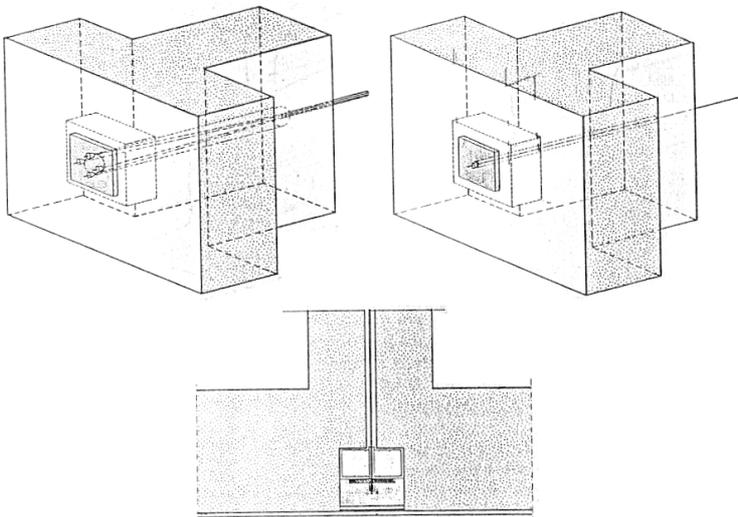
trasversali; è opportuno realizzare tali legature anche se la parete in adiacenza ai tiranti è intersecata da elementi murari trasversali a interesse maggiore di 7 m.

5. **Eventuale scasso della muratura (da effettuare solo in caso di intervento definitivo).** Le piastre di ripartizione devono essere posizionate a diretto contatto con la muratura privata soltanto dell'intonaco. L'incassamento delle piastre nel muro comporterebbe il danneggiamento dello strato paramentale esterno che, con quello interno, rappresenta la parte resistente della parete, soprattutto nel caso di muratura povera quale quella a sacco. Esigenze architettoniche di occultamento delle piastre di ancoraggio possono condurre a effettuare nella zona di muratura interessata un incasso, soltanto se lo spessore murario e le caratteristiche meccaniche della muratura, siano tali da garantire comunque una buona risposta.
6. **Eventuale consolidamento dell'area interessata dall'ancoraggio.** Se le caratteristiche meccaniche della muratura sono tali da far insorgere dubbi circa la sua capacità di assorbire le sollecitazioni trasmesse dai capichiave, si rende necessario adottare modalità ed elementi di ancoraggio tali da ridurre sensibilmente le tensioni di contatto e di punzonamento o intervenire localmente sulle zone di appoggio di piastre o paletti, consolidandole mediante iniezioni a bassa pressione e/o l'inserimento di cuciture metalliche.
7. **Preparazione e inserimento dei tiranti.** Prima della messa in opera, i tondini di acciaio da utilizzare vanno tagliati e dotati, per almeno 10 cm agli estremi, di filettatura necessaria per l'ancoraggio con dadi. Tale operazione va eseguita mediante "ricalcatura a caldo", che consente di filettare nel maggiore spessore e garantire una sezione resistente, al netto della filettatura, pari a quella del tirante; se così non fosse, occorrerà tenere presente, nel dimensionamento, che la zona filettata è la zona di minore resistenza, su cui effettuare il dimensionamento del tirante.
8. **Posizionamento dell'organo di ritegno.** Alle estremità delle catene vanno collocati gli elementi di ripartizione previsti, previa localizzazione di un valido piano di allettamento con malta di elevate proprietà meccaniche e anti-ritiro. Nella maggior parte dei casi l'organo di ritegno è rappresentato da piastre nervate dello spessore di 1-2 cm, o non nervate di spessore superiore, con dimensione caratteristica (lato per le piastre quadrate e diametro per quelle circolari) dell'ordine dei 30-50 cm. Le piastre possono essere anche a croce e ad *angolo* (Figura 8.9). I paletti, invece, devono avere una lunghezza superiore agli 80 cm, per evitare tensioni di compressione eccessive sulla muratura, ma inferiore ai 130 cm, in maniera da contenere la loro inflessione con conseguente perdita di carico nei tiranti. In funzione della lunghezza del paletto e proprio per garantire una accettabile sua deformazione flessionale, va progettato opportunamente lo spessore di tale organo di ritegno. I paletti vanno disposti a 45° rispetto all'orizzontale in maniera da avere come due elementi di contrasto la parete trasversale, nella parte superiore, e il solaio o il rinfiacco della volta, nella parte inferiore; in tal modo si evita che le tensioni di contatto possano gravare sui letti di malta orizzontali o verticali. Nel caso di tiranti doppi, si può ricorrere a piastre di dimensioni maggiori con due fori e irrigidimenti adeguati o ad una imbracatura di paletti e traversi. Se il tirante è costituito da trefoli di acciaio armonico, l'ancoraggio è effettuato con i consueti dispositivi impiegati nella precompressione, singoli o multicavo, basati su piastre e cunei di bloccaggio (Figura 8.10).

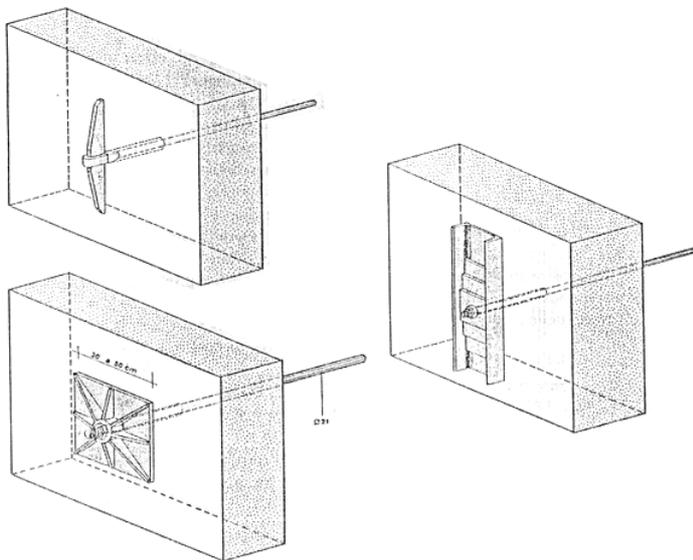
n **Figura 8.9** Organo di ritegno ad angolo. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).



n **Figura 8.10** Ancoraggio dei trefoli. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).



n **Figura 8.11** Ancoraggio delle barre d'acciaio. (**DI STEFANO R., Ed. Scientifiche Italiane**).



9. **Messa in tensione dei tiranti.** Questa fase può essere eseguita soltanto dopo che il letto di malta interposto tra muratura e piastra è perfettamente indurito. Lo stato tensionale previsto nei tiranti va imposto agendo sui dadi di estremità con chiavi dinamometriche nel caso di tondini, con martinetti idraulici nel caso di trefoli. Gli ordini di grandezza dei carichi di sicurezza a trazione per la muratura possono essere indicati in funzione del tipo di legante

- a) per malte a base di cemento e sabbia       $\sigma_o = 0.4 \text{ MPa}$ ;
- b) per malte a base di calce e pozzolana       $\sigma_o = 0.1 \text{ MPa}$ ;
- c) per malte a base di calce e sabbia       $\sigma_o = 0.03 \text{ MPa}$ .

Va, comunque, sottolineato che tali valori sono soltanto indicativi e dovranno essere opportunamente ridotti nel caso di murature fatiscenti a seconda dello stato di degrado, per le quali, comunque, è sempre consigliabile procedere al consolidamento locale prima della disposizione delle catene.

Per un calcolo più preciso dello sforzo di trazione compatibile con la muratura in esame, può utilizzarsi cautelativamente il valore più basso tra:

- i) quello che produce lo scorrimento di un tronco di cono di muratura avente come base minore la piastra e lati inclinati di  $45^\circ$  e trattenuto dalla sola coesione;
- ii) quello che produce lo scorrimento del tronco di cono detto, ma trattenuto dall'attrito dipendente dalla massa muraria soprastante.

10. **Protezione dei dispositivi di ritegno dagli agenti atmosferici.**

11. **Sigillatura dei fori e delle scanalature.** Gli incavi di alloggiamento delle catene e i fori passanti nello spessore murario vanno riempiti con boiaccia di cemento additivata con sostanze anti-ritiro o con malta a base di resine.

## 8.5 Procedura di dimensionamento

Il tirante metallico va dimensionato a trazione.

Il muro su cui agisce il capochiave va dimensionato a taglio, infatti, essendo i capichiave posizionati a ridosso dei solai e dei muri trasversali, gli sforzi flessionali sono trascurabili rispetto a quelli taglianti.

### 8.5.1 Verifica della catena

Si possono presentare due casi:

a) Noto lo sforzo di trazione  $N$  del tirante sopportabile dalla muratura, fissata la tensione di sicurezza  $\sigma_f$  per l'acciaio ed il suo modulo elastico  $E$ , posta  $L$  la distanza fra i muri di contrasto, si deve calcolare l'area resistente  $\omega$  necessaria per la catena e l'allungamento  $\Delta L$  di quest'ultima. Molto facilmente si ottiene:

$$\Delta L = \varepsilon_f \cdot L = \frac{\sigma_f}{E} L$$

$$\omega = \frac{N}{\sigma_f}$$

b) Noto lo sforzo di trazione  $N$  del tirante sopportabile dalla muratura, fissata la sezione  $\omega$  della catena ed il modulo elastico dell'acciaio  $E$ , posta  $L$  la distanza fra i muri di contrasto, si deve calcolare la tensione  $\sigma$  e l'allungamento  $\Delta L$  della catena. Segue la soluzione:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L = \frac{N}{\omega \cdot E} L$$

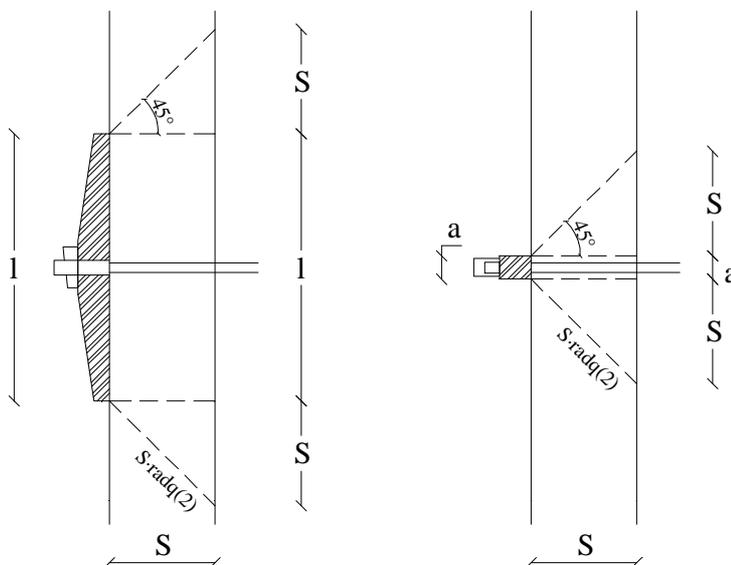
$$\sigma = \frac{N}{\omega} \leq \sigma_f$$

Nelle risoluzioni precedenti si è fatta l'ipotesi, non veritiera, di muri assolutamente rigidi. Per ottenere valori più aderenti alla realtà, è opportuno maggiorare  $\omega \cdot L$  di un coefficiente variabile da 1.5 a 2, a seconda se i capichiave sono posizionati a ridosso di muri trasversali e solai di buona rigidezza oppure no.

### 8.5.2 Verifica del muro

A seguito dell'azione del tirante, si sviluppano nello spessore murario tensioni di trazione inclinate di  $45^\circ$ , con l'apertura di fessure a  $45^\circ$  rispetto al paletto ( $90^\circ$  rispetto alle tensioni di trazione) (Figura 8.12). Il massimo sforzo di trazione  $N$  che può esercitare la catena è pari alla tensione di trazione  $\sigma_o$  sopportabile dalla muratura moltiplicata per la superficie laterale del solido di distacco diviso  $\sqrt{2}$  (Figura 8.13).

n **Figura 8.12** Singolo paletto: diffusione della tensione nello spessore del muro.

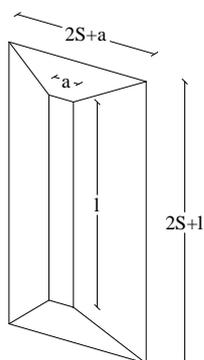


La superficie laterale si compone di trapezi nel caso di paletti, per cui:

$$N = \sigma_o \cdot (4S + 2L + 2a) \cdot S$$

Una formula analoga vale nel caso di piastre rettangolari.

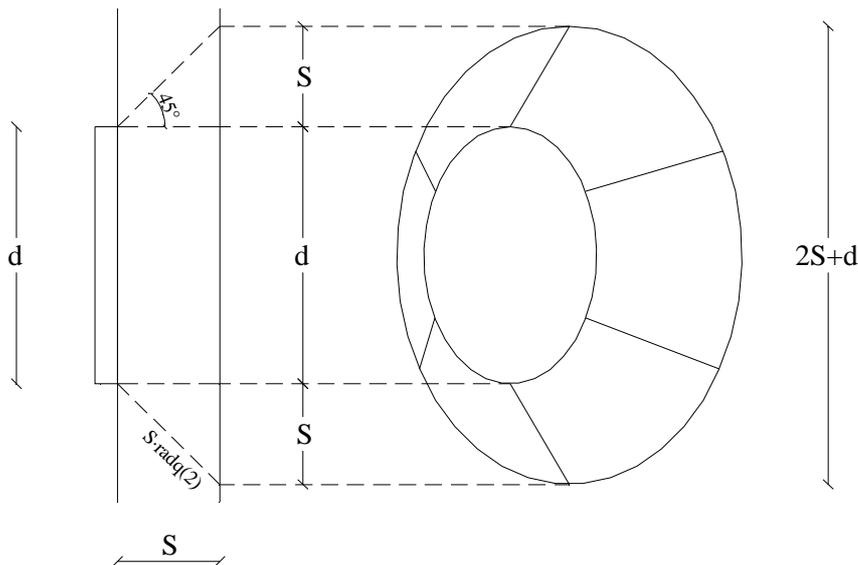
n **Figura 8.13** Singolo paletto: solido di distacco.



Per una piastra circolare il solido di distacco è un tronco di cono (**Figura 8.14**), in questo caso lo sforzo massimo che il muro può assorbire è:

$$N = \sigma_o \cdot \pi(2S + 2d) \cdot S$$

n **Figura 8.14** Piastra circolare: solido di distacco.



### 8.5.3 Tesatura delle catene

L'allungamento  $\bullet L$  per la messa in tensione delle catene si può eseguire "a caldo" o "a freddo".

#### 8.5.3.1 Allungamento a caldo

Posta in opera la catena, si forzano leggermente le biette contro i capichave, dopodiché si riscalda la catena nel tratto centrale fino a che le biette di allentano e si raggiunge l'allungamento voluto. Infine si forzano nuovamente le biette, ed in seguito alla contrazione dovuto al raffreddamento il tirante raggiungerà lo stato tensionale di progetto. La misura dell'allungamento del tirante, rapportato alla sua lunghezza e moltiplicato per il modulo elastico dell'acciaio fornisce una stima per eccesso dello stato tensionale che si sviluppa nel tirante a raffreddamento avvenuto. Le deformazioni elastiche o anelastiche della muratura o il parziale recupero del cedimento possono ridurre sensibilmente l'effettiva tensione presente, fino anche ad annullarla.

#### 8.5.3.2 Allungamento a freddo

Si esegue con catene munite di dispositivo di serraggio di estremità o intermedi. L'allungamento si ottiene avvitando progressivamente il dado terminale delle catene, che contrasta sul capochave, oppure il manicotto intermedio. Mediante un calibro di precisione si valuta l'entità. L'uso di una chiave dinamometrica permette di calibrare e conoscere in maniera sufficientemente precisa l'effettiva tensione presente nel tirante al termine dell'operazione.

Per facilitare l'avvitamento dei bulloni e dei manicotti, anche per tiranti munite di dispositivi di serraggio a freddo, si potrebbe comunque riscaldare la catena in un tratto centrale, provocandone così l'allungamento.

### 8.5.3.3 Sbalzi termici

Sia  $L_o$  la lunghezza iniziale, "a temperatura ambiente"  $t_o$ , del tirante e sia  $\alpha_f$  il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio. Avendo calcolato in fase di progettazione la deformazione  $\epsilon_f$  e quindi l'allungamento  $\Delta L$  necessario, è facile dedurre il valore della temperatura  $t$  da raggiungere utilizzando le seguenti relazioni:

$$\Delta L = L - L_o = L_o \alpha_f (t - t_o)$$

$$\epsilon_f = \alpha_f (t - t_o)$$

Il problema diventa più complicato volendo portare in conto l'influenza degli sbalzi termici stagionali sullo stato tensionale della catena. Il coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio è  $\alpha_f = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ , mentre quello della comune muratura di mattoni si può assumere pari a  $\alpha_m = 6 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ , dal confronto scaturisce che  $\alpha_f = 2 \alpha_m$  risultando chiara una maggiore sensibilità dell'acciaio rispetto alla muratura alle variazioni di temperatura dell'ambiente esterno.

Sia  $t_s$  la temperatura ambiente in un qualsiasi momento dell'anno, questo comporta una variazione di deformazione e di tensione rispetto alle condizioni di posa in opera dell'elemento:

$$\Delta L_f^s = L_o \alpha_f (t_s - t_o) \quad \epsilon_f^s = \alpha_f (t_s - t_o)$$

$$\Delta L_m^s = L_o \alpha_m (t_s - t_o) \quad \epsilon_m^s = \alpha_m (t_s - t_o)$$

La variazione di deformazione che si trasforma in variazione di tensione per la catena è:

$$\Delta L_s = \Delta L_f^s - \Delta L_m^s \quad \epsilon_s = \epsilon_f^s - \epsilon_m^s = (\alpha_f - \alpha_m) \cdot (t_s - t_o)$$

Aggiungendo questo fattore correttivo e ricordando che  $t_o$  è la temperatura ambiente all'atto della posa in opera dell'elemento, la deformazione complessiva del tirante in un generico momento dell'anno per una temperatura ambiente  $t_s$  è:

$$\epsilon_f = \alpha_f (t - t_o) - (\alpha_f - \alpha_m) \cdot (t_s - t_o) = \alpha_f (t - t_s) + \alpha_m (t_s - t_o)$$

Un innalzamento della temperatura ambiente rispetto a quella iniziale, ossia per  $t_s > t_o$ , comporta una caduta di tensione della catena, viceversa un abbassamento della temperatura ambiente rispetto a quella iniziale provoca un aumento della trazione nel

tirante. Questo risulta evidente sostituendo  $\alpha_m = \frac{\alpha_f}{2}$  nella relazione precedente:

$$\epsilon_f = \alpha_f \left( t - \frac{t_s + t_o}{2} \right)$$

La soluzione del problema porta, non ad un unico valore, ma ad un intervallo di valori per le deformazioni e le tensioni del tirante. Fissiamo quelle che possono essere le condizioni estreme di lavoro per il tirante e la muratura, condizioni riassumibili con le seguenti:

$$\sigma_{\max} = E \epsilon_{f \max} \quad \sigma_{\min} = E \epsilon_{f \min}$$

Conoscendo le temperature massime e minime stagionali, impostiamo in corrispondenza di queste ultime l'equilibrio delle condizioni estreme di lavoro:

$$\epsilon_{f \max} = \alpha_f (t - t_{\min}) + \alpha_m (t_{\min} - t_o)$$

$$\epsilon_{f \min} = \alpha_f (t - t_{\max}) + \alpha_m (t_{\max} - t_o)$$

Si conclude che fissati  $\sigma_{\max}$  e  $\sigma_{\min}$ ,  $t_{\max}$  e  $t_{\min}$ , nota la temperatura ambiente all'atto della posa in opera  $t_o$ , si ricava l'intervallo di temperature  $(t_1, t_2)$ . La temperatura ambiente all'atto della posa in opera  $t_o$  influenza chiaramente la scelta della temperatura di riscaldamento  $t \in (t_1, t_2)$ ; da quest'ultima si può dedurre infine l'allungamento corrispondente, utile nel caso di tiraggio a freddo,  $\Delta L = \alpha_f (t - t_o)$ .

È consigliato evitare il dimensionamento in eccesso della sezione della catena, che porterebbe a più grandi variazioni del tiro  $N$  e dunque ad un maggiore pericolo di crisi per la muratura o di perdita di efficacia dell'intervento stesso.

### 8.5.4 Esempio numerico

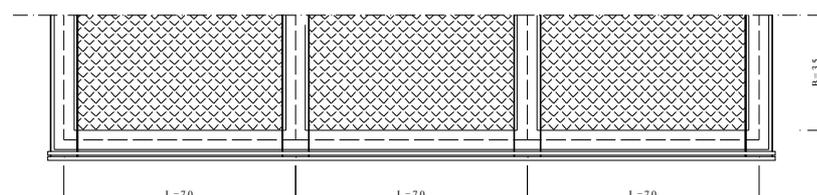
Si considera l'intervento di ritegno della facciata dell'edificio in muratura illustrato nella **Foto 8.1**, e si procede al calcolo dell'intervento ipotizzando condizioni geometriche e di carico simili a quelle reali. Si esegue la verifica allo S.L.U., in conformità all' **Ordinanza 3274/2003**.

n **Foto 8.1** **Nota** - Edificio su Corso Vittorio, angolo con Piazza XVI Maggio.



Le altezze di interpiano siano  $h_1 = h_2 = 5 \text{ m}$ , solai e copertura si considerano gravanti sulla parete di facciata e quindi spingenti su di essa a seguito del sisma con pesi propri  $p_{s1} = 5 \text{ kN/m}^2$ ,  $p_{s2} = 3.5 \text{ kN/m}^2$ , e carichi accidentali  $q_{s1} = 4 \text{ kN/m}^2$ ,  $q_{s2} = 2 \text{ kN/m}^2$ ; si assume lo spessore del muro pari a 60 cm ed il suo peso proprio  $\gamma_{muro} = 22 \text{ kN/m}^3$ . Le fasce di solaio e copertura gravanti sulla parete hanno una larghezza  $B_1 = B_2 = 3.5 \text{ m}$ .

n **Figura 8.15** Tiranti e travi di contenimento per la facciata di un edificio in muratura.



Le forze sismiche agenti sul sistema presidiario si calcolano secondo quanto prescritto dalla vigente normativa, applicando il metodo statico equivalente. La zona sismica è la seconda. I pesi sismici a livello dei piani sono costituiti dalla combinazione dei carichi permanenti ed accidentali secondo un coefficiente di combinazione  $\Psi_E = 0.60$  (locali aperti al pubblico), e sono

$$W_1 = G_1 + \Psi_E Q_1 = \left( \gamma_{muro1} \cdot s_1 \cdot \frac{h_1}{2} + \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L + p_{s1} \cdot B_1 \cdot L + \Psi_E \cdot q_{s1} \cdot B_1 \cdot L =$$

$$= (22 \cdot 0.6 \cdot 5) \cdot 7 + 5 \cdot 3.5 \cdot 7 + 0.60 \cdot 4 \cdot 3.5 \cdot 7 = 643 \text{ kN}$$

$$W_2 = G_2 + \Psi_E Q_2 = \left( \gamma_{muro2} \cdot s_2 \cdot \frac{h_2}{2} \right) \cdot L + p_{s2} \cdot B_2 \cdot L + \Psi_E \cdot q_{s2} \cdot B_2 \cdot L =$$

$$= (22 \cdot 0.6 \cdot 2.5) \cdot 7 + 3.5 \cdot 3.5 \cdot 7 + 0.60 \cdot 2 \cdot 3.5 \cdot 7 = 346 \text{ kN}$$

Assumendo un coefficiente di struttura  $q$  unitario e suolo di tipo A, l'ordinata dello spettro risulta:

$$T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} = 0.050 \cdot 10^{3/4} = 0.28 \text{ sec} \rightarrow T_B \leq T_1 \leq T_C$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} = 0.25g \cdot 1.0 \cdot \frac{2.5}{1.0} = 0.625g$$

da cui si ricavano le forze sismiche ad ogni piano per ogni campo di 7 m.

$$F_1 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_1 \cdot W_1}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 989 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{5 \cdot 643}{5 \cdot 643 + 10 \cdot 346} = 298 \text{ kN}$$

$$F_2 = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_2 \cdot W_2}{z_1 \cdot W_1 + z_2 \cdot W_2} =$$

$$= 0.625 \cdot 989 \text{ kN} \cdot 1.0 \cdot \frac{10 \cdot 346}{5 \cdot 643 + 10 \cdot 346} = 320 \text{ kN}$$

Si suppongono le travi orizzontali di contenimento continue su 4 appoggi e carico uniformemente distribuito, continuità ottenuta a mezzo di idonee saldature. Le sezioni maggiormente sollecitate sono quelle presso gli appoggi centrali con momento flettente massimo e taglio massimo

$$M_{1\max} = \frac{q_1 L^2}{10} = \frac{F_1 L}{10} = \frac{298 \cdot 7}{10} = 208.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad V_{1\max} = \frac{6}{10} F_1 = \frac{6}{10} 298 = 178.8 \text{ kN}$$

$$M_{2\max} = \frac{q_2 L^2}{10} = \frac{F_2 L}{10} = \frac{320 \cdot 7}{10} = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad V_{2\max} = \frac{6}{10} F_2 = \frac{6}{10} 320 = 192 \text{ kN}$$

Le reazioni degli appoggi esterni ed interni, che forniscono le sollecitazioni nei cavi tiranti, sono

$$R_{E1} = \frac{4}{10} q_1 L = \frac{4}{10} F_1 = \frac{4}{10} 298 = 119.2 \text{ kN} \quad ; \quad R_{I1} = \frac{11}{10} q_1 L = \frac{11}{10} F_1 = \frac{11}{10} 298 = 327.8 \text{ kN}$$

$$R_{E2} = \frac{4}{10} q_2 L = \frac{4}{10} F_2 = \frac{4}{10} 320 = 128 \text{ kN} \quad ; \quad R_{I2} = \frac{11}{10} q_2 L = \frac{11}{10} F_2 = \frac{11}{10} 320 = 352 \text{ kN}$$

Per ogni appoggio sono previsti 4 cavi, le trazioni massime si hanno per quelli centrali del secondo piano

$$N_{I2} = \frac{R_{I2}}{4} = \frac{352}{4} = 88 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda le travi di contenimento, il materiale scelto per la messa in opera dell'intervento è l'acciaio Fe 510, le normative di riferimento le norme CNR 10011, secondo le quali la resistenza di progetto dell'acciaio calcolata agli stati limite è:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_m} \quad \text{con} \quad f_y = \text{tensione di snerv. dell'acciaio};$$

•  $m = \text{coefficiente di sicurezza}$

Per acciaio Fe 510 si ha  $f_y = 355 \text{ MPa}$ , per S.L.U. si ha  $f_d = \frac{355}{1.0} = 355 \text{ MPa}$ .  
Ciascuna trave di piano si realizza accoppiando 2 profilati a C SN 260. Il singolo profilato ha modulo di resistenza flessionale  $W = 371 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  e area a taglio  $A_w = 2600 \text{ mm}^2$ , la verifica si attua applicando il criterio di resistenza di Hencky-Mises  $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_d$ :

$$\sqrt{\left(\frac{M_{2\max}}{2W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{V_{2\max}}{2A_w}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{224 \cdot 10^6}{2 \cdot 371 \cdot 10^3}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{192 \cdot 10^3}{2 \cdot 2600}\right)^2} = 308 < 355 \text{ MPa}$$

Come tiranti si utilizzano delle funi in acciaio a 7 fili (formazione 1+6) del tipo WIR 7AM15PR, aventi diametro complessivo  $d = 15 \text{ mm}$ , sezione di area  $A = 138.24 \text{ mm}^2$ , e carico minimo di rottura  $N_k = 200 \text{ kN}$ . Assumendo per i cavi d'acciaio utilizzati solitamente per il sollevamento un coefficiente di sicurezza pari a  $\xi = 2$ , si ottiene una resistenza di progetto

$$N_d = \frac{N_k}{\xi} = \frac{200}{2} = 100 \text{ kN}$$

Per il buon funzionamento dei tiranti si prevede che questi debbano essere sottoposti in esercizio ad una tensione minima  $\sigma_{es,\min} = 10 \text{ MPa}$ . Per calcolare la corretta pretensione da assegnare ai cavi e le condizioni di lavoro allo S.L.U., occorre valutare l'effetto delle dilatazioni termiche.

Tenendo presente le condizioni ambientali a cui è sottoposto il cavo (interno all'edificio), la temperatura di posa in opera sia  $t_i = 21^\circ\text{C}$ , le temperature massime e minime stagionali siano  $t_{\max} = 30^\circ\text{C}$  e  $t_{\min} = 5^\circ\text{C}$ . Indicando con  $\alpha_a$  e  $\alpha_m$  i coefficienti di dilatazione termica di acciaio e muratura, con  $E_a$  il modulo di elasticità longitudinale dell'acciaio si ricavano le variazioni di tensione di esercizio a cui sono sottoposti i cavi

$$\Delta\sigma_{\min} = E_a \cdot (\alpha_a - \alpha_m) \cdot (t_i - t_{\max}) = 204000 \cdot (12 \cdot 10^{-6} - 6 \cdot 10^{-6}) \cdot (-9) = -11.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\max} = E_a \cdot (\alpha_a - \alpha_m) \cdot (t_i - t_{\min}) = 204000 \cdot (12 \cdot 10^{-6} - 6 \cdot 10^{-6}) \cdot (16) = 19.6 \text{ MPa}$$

La tensione di precompressione necessaria e la tensione massima di esercizio sono pari a

$$\sigma_{es,\min} = \sigma_p + \Delta\sigma_{\min} \quad \rightarrow \quad \sigma_p = \sigma_{es,\min} - \Delta\sigma_{\min} = 10 + 11 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{es,\max} = \sigma_p + \Delta\sigma_{\max} = 21 + 19.6 = 40.6 \text{ MPa}$$

Lo sforzo normale ultimo nel cavo in presenza di sisma risulta essere

$$N_u = N_{es,\max} + N_{I2} = \sigma_{es,\max} \cdot A_{cavo} + N_{I2} = 40.6 \cdot 138.24 \cdot 10^{-3} + 88 = 93.6 < 100 \text{ kN}$$

Da notare che in condizioni normali di esercizio, le forze  $N_{es,\max}$  dirette verso l'interno sono assorbite dalle pareti trasversali, che devono essere in grado di fornire valido contrasto.

Il dimensionamento sopra riportato guarda solo all'aspetto "resistenza" dei tiranti, ma è importante tenere in conto anche la deformabilità di questi ultimi. Dunque note la lunghezza  $L$  del tirante avente sezione  $A$  e modulo di elasticità longitudinale effettivo  $E_{\text{eff}}$ ,

detto  $s$  lo spessore della facciata presidiata occorre contenere gli spostamenti di quest'ultima entro il valore  $s/10$ , per cui occorre verificare che:

$$\frac{10NL}{sE_{eff}A} < 1$$

## 8.6 Ottimizzazione dell'intervento

L'intervento di incatenamento è estremamente razionale, nell'ottica dell'intervento provvisorio si è cercato di migliorarlo diffondendone l'azione ed affidandosi a nuovi materiali, caratterizzati da maggiore flessibilità e facilità di messa in opera.

Oltre alle classiche barre in acciaio filettate, nel panorama attuale delle offerte di mercato, è possibile orientarsi verso:

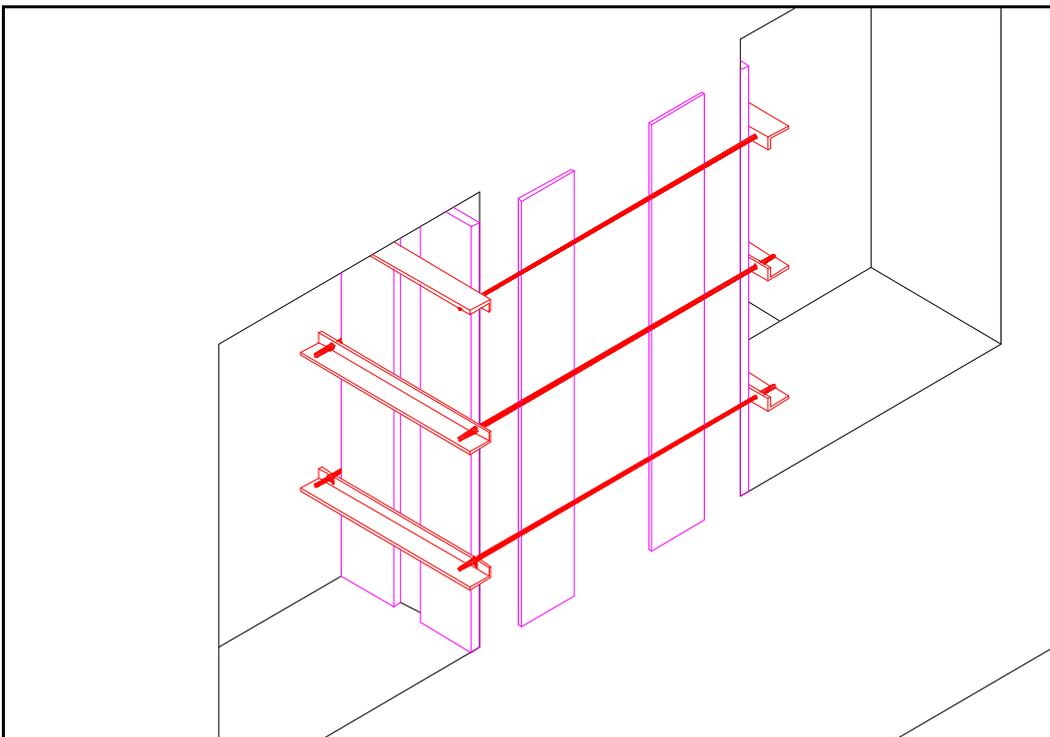
- i cavi in acciaio da sollevamento con gli annessi dispositivi di ancoraggio (redance e morsetti, capicorda a pressione);
- le fasce in materiale sintetico ad elevata resistenza, quali quelle in poliestere;
- il CAM, realizzato con nastri in acciaio inossidabile o in acciaio ad alta resistenza.

Questo capitolo focalizza l'attenzione sui cavi in acciaio rimandando al capitolo **Interventi di Cerchiatura** per gli approfondimenti sui materiali e sulle fasi esecutive per l'applicazione del sistema CAM e delle fasce di poliestere.

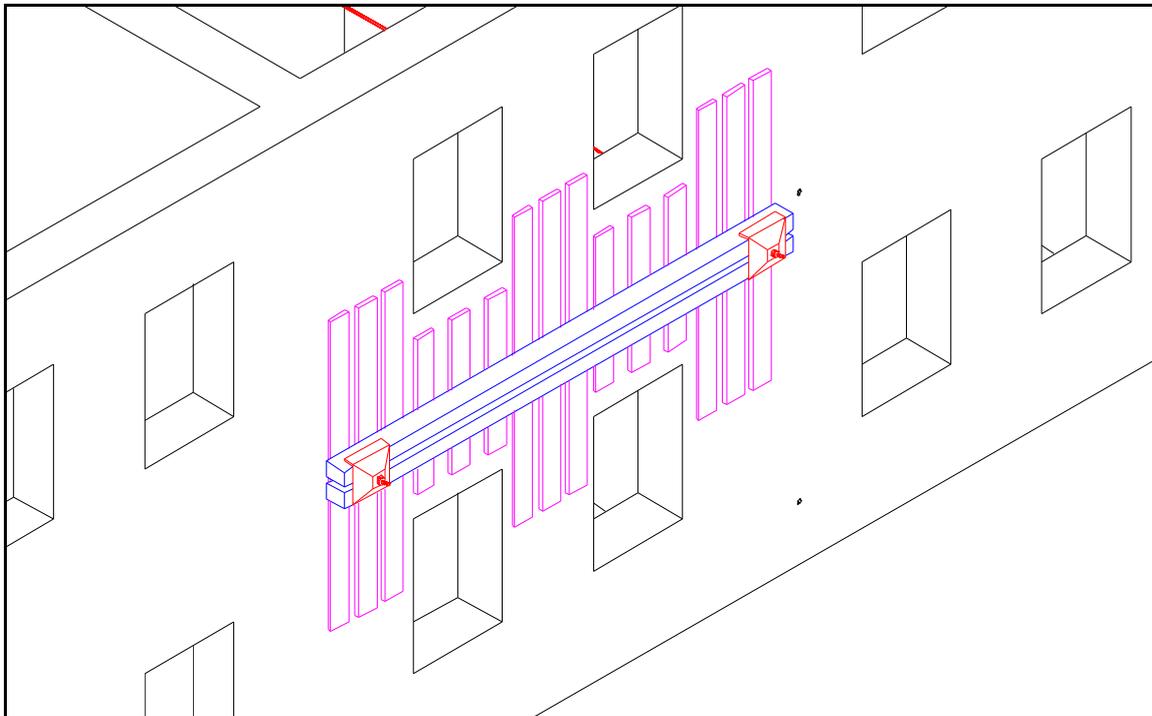
Nell'adozione di tiranti in forma di cavi da sollevamento, la diffusione dell'azione di contenimento dei tiranti si può ottenere utilizzando dei profilati di acciaio, funzionanti come travi orizzontali o verticali, che contrastano sul tavolato in legname.

Si mostrano di seguito alcuni esempi di messa in sicurezza di facciate e pareti di testata di edifici in muratura, ed il presidio di maschi murari a mezzo di tirantini in acciaio.

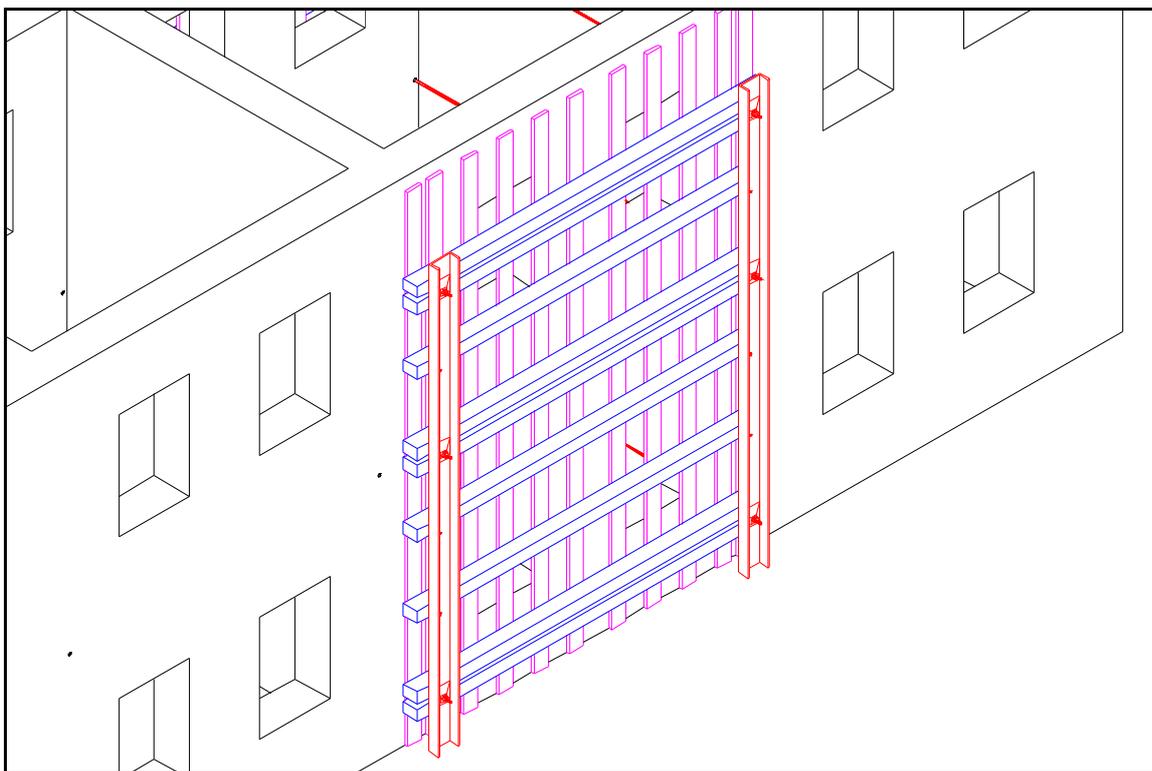
n **Figura 8.16** Tirantini ed angolari utilizzati per presidiare un maschio murario.



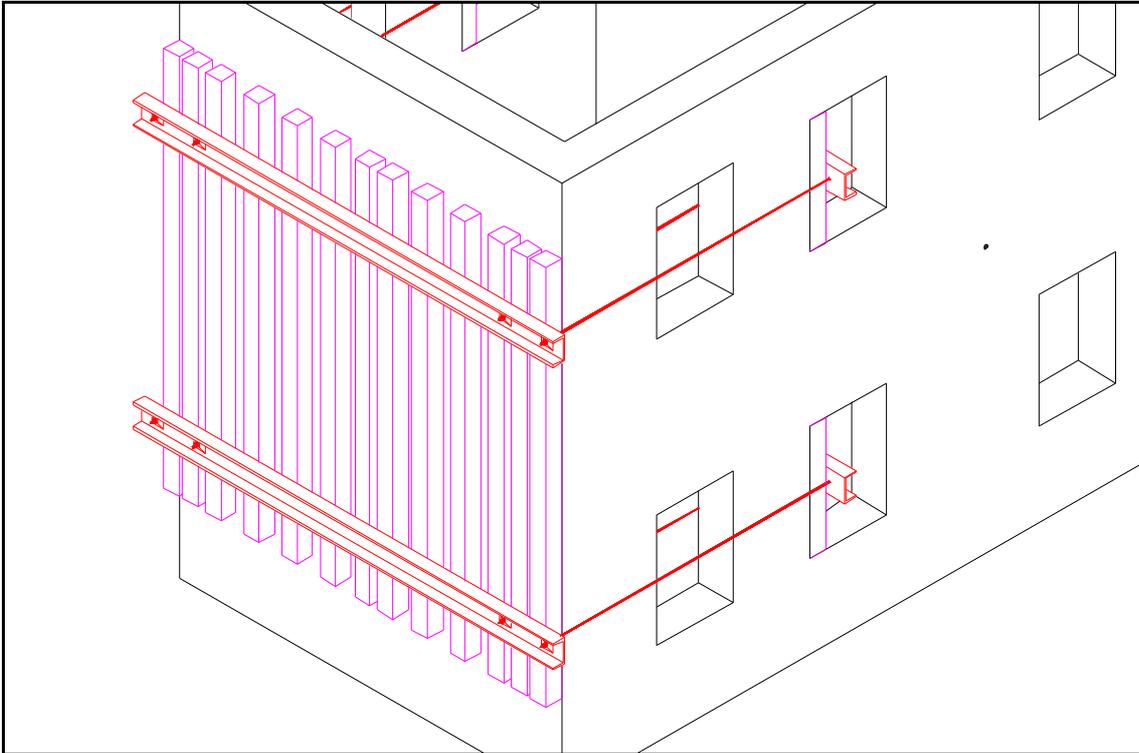
n **Figura 8.17** Tiranti con travi di contenimento orizzontali, configurazione 1.



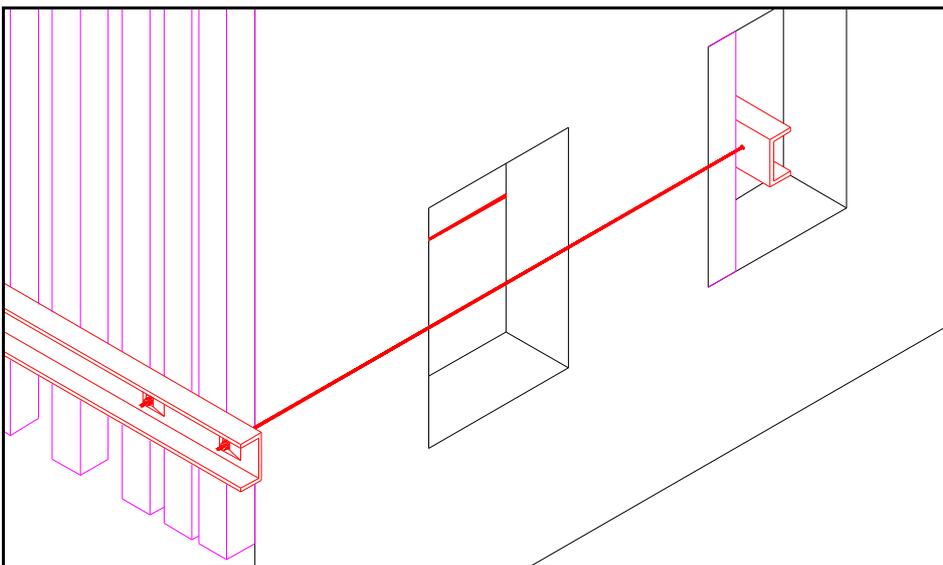
n **Figura 8.18** Tiranti con travi di contenimento orizzontali, configurazione 2.



**Figura 8.19** Tiranti e profilati in acciaio a contenimento di una parete di testata.



<sup>n</sup> **Figura 8.20** particolare dell'ancoraggio dei tiranti a presidio di una parete di testata, si raccomanda la realizzazione dell'ancoraggio quanto più possibile lontano dal cantonale.



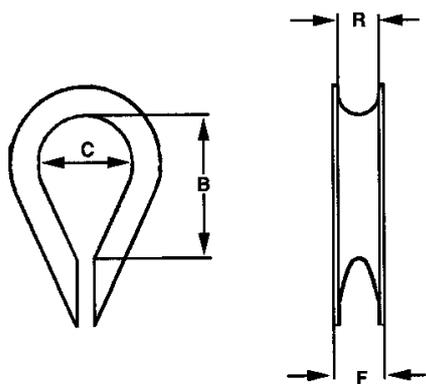
## 8.6.1 Materiali, attrezzature e fasi esecutive

### 8.6.1.1 Realizzazione di catene mediante funi in acciaio ad alta resistenza

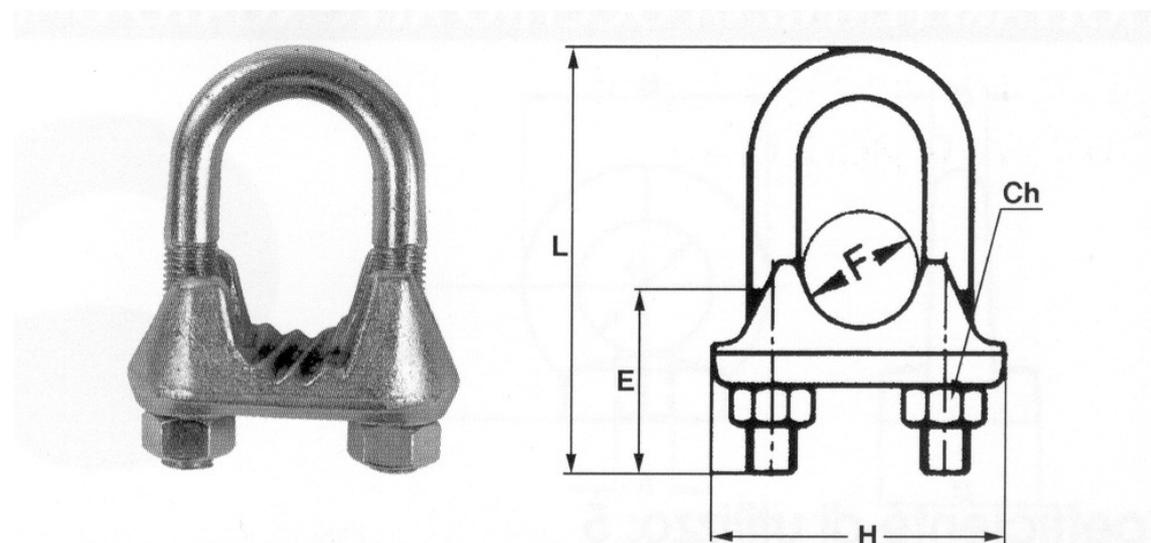
I cavi in acciaio sono facilmente trasportabili, si possono tagliare della lunghezza voluta e le giunzioni sono di semplice e veloce realizzazione mediante redance e morsetti e tenditori a vite e gabbia. Questi ultimi consentono la messa in tensione del tirante nonché l'eventuale ripresa del tiro. I cavi sono in acciaio armonico, molto deformabili al primo

carico a causa dell'assestamento dei fili, diventano più rigidi sotto cicli di carico successivi, questo suggerisce di effettuare delle riprese di tiro una volta messo in opera l'intervento.

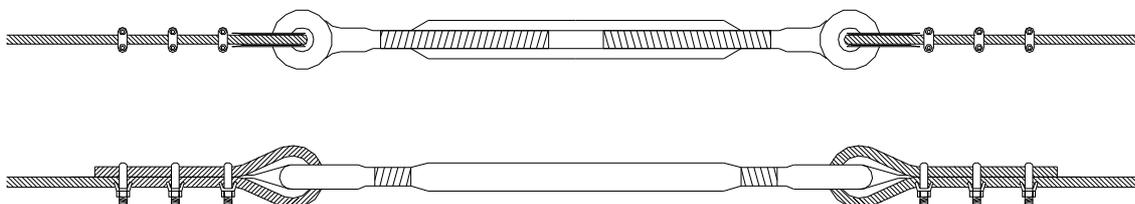
n **Figura 8.21** Redancia zincata.



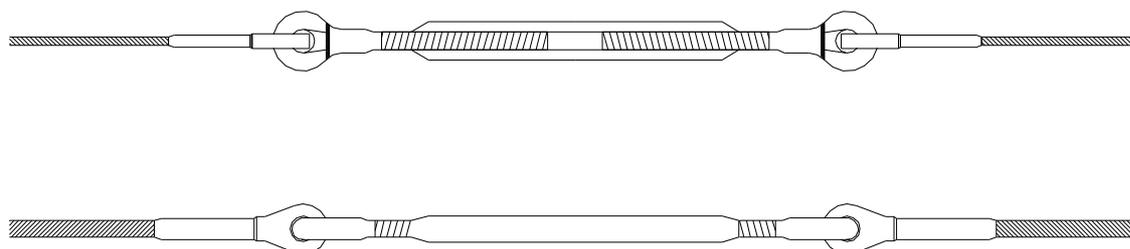
n **Figura 8.22** Morsetto zincato a cavallotto.



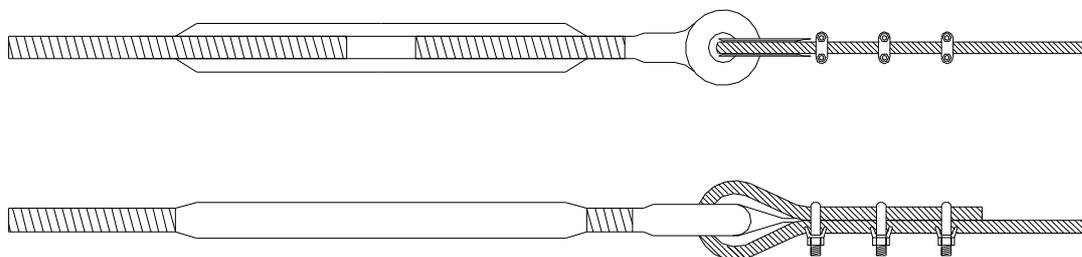
n **Figura 8.23** Aggancio cavo-tenditore mediante redancia e morsetti.



n **Figura 8.24** Aggancio cavo-tenditore capicorda a pressione ad occhio.



n **Figura 8.25** Aggancio barra filettata-cavo mediante tenditore con redancia e morsetti.



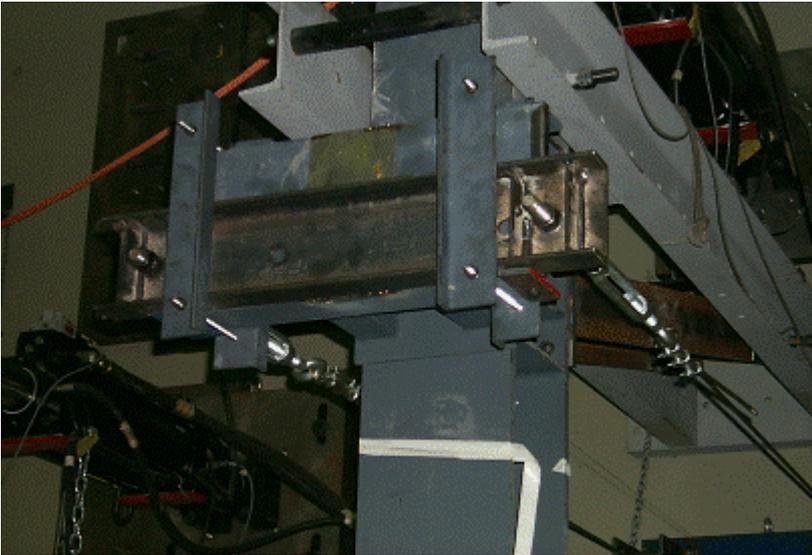
Le travi inferiori di ancoraggio, singole o doppie, sono in legname o in acciaio (profilati del tipo HE, serie normale, alleggerita o pesante, in acciaio Fe360, Fe430 o Fe 510).

Le travi orizzontali di contenimento della parete, singole o doppie, sono in legname o sono costituite da profilati IPE o HE in acciaio Fe360, Fe430 o Fe510.

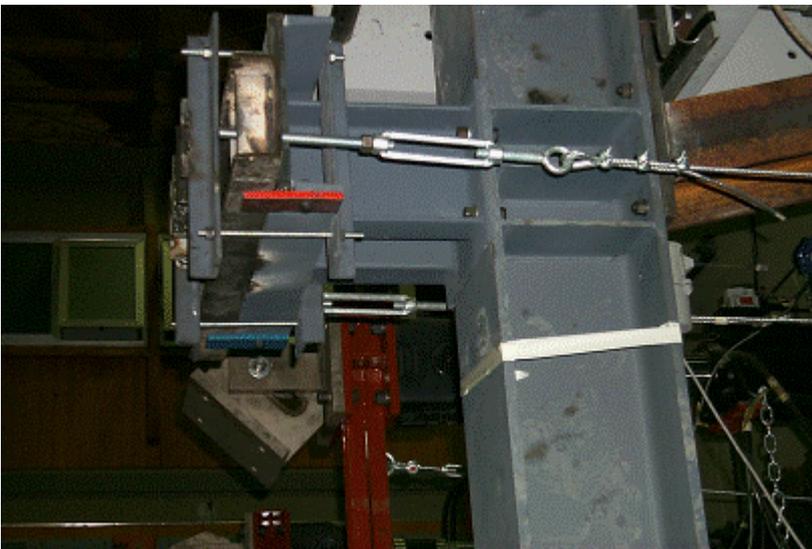
Le fasi da seguire nella realizzazione dell'intervento tipo sono:

1. **Preparazione del materiale:** taglio dei cavi e preparazione dei tenditori, morsetti e redance nel numero necessario.
2. **Realizzazione delle giunzioni intermedie:** realizzabili prima della messa in opera del tirante, particolare cura va prestata alla tesatura dei morsetti, stringere troppo porterebbe alla rottura prematura i fili dei cavi, stringere troppo poco comporterebbe lo scorrimento della fune.
3. **Eventuale foratura della muratura:** per permettere il passaggio dei tiranti.
4. **Disposizione dei dormienti e dei correnti a contatto della massa presidiata.**
5. **Posizionamento dei profili in acciaio:** nel caso siano previste le travi di contenimento orizzontali o verticali.
6. **Posizionamento dei tiranti:** questi vengono fatti passare attraverso i fori nella muratura ed agganciati ai dispositivi di ancoraggio, che possono essere le travi di contenimento in acciaio se presenti o dei tronconi di putrelle.
7. **Messa in tiro delle funi:** dopo aver posizionato i tiranti si agisce sui tenditori portandoli alla tensione voluta. Dato il non trascurabile fenomeno di assestamento dei fili, si raccomanda delle riprese di tiro il cui numero e frequenza del tempo vanno decisi in base alle condizioni di intervento.

n **Foto 8.2** Esempio di aggancio tirante-profilato a C mediante tenditori a vite e gabbia, redance e morsetti.



n **Figura 8.26** Esempio di aggancio tirante-profilato a C mediante tenditori a vite e gabbia, redance e morsetti (vista laterale).



#### 8.6.1.2 Realizzazione di catene binate orizzontali con il sistema CAM

Il sistema CAM può essere utilizzato, grazie alla sua versatilità, per realizzare delle catene binate mediante gruppi di nastri sovrapposti, che corrono lungo la parete, sulle due facce, percorrendone le eventuali irregolarità geometriche, come indicato in **Figura 8.27**. In particolare in **Figura 8.27** è mostrato un esempio di applicazione del sistema CAM per la realizzazione di una serie di tiranti binati presollecitati in un edificio in Roma soggetto a cedimenti fondazionali.

Visto lo spessore ridotto dei nastri è possibile sovrapporre diversi avvolgimenti facendo rientrare il tutto, laddove l'opera provvisoria dovesse essere inglobata nell'intervento definitivo, nello spessore usuale degli intonaci, evitando le dispendiose e nocive tracce e nicchie nei muri per occultare le barre e le piastre di ancoraggio (spessori di 30-50 mm almeno).

È possibile frazionare la lunghezza del tirante, eseguendo forature trasversali alla parete e richiudendo ad anello i nastri, la cui forza viene ripresa dagli anelli successivi, fino all'altra estremità della parete. Questa disposizione, oltre a diminuire significativamente la deformabilità complessiva del tirante, così limitando gli spostamenti delle masse presidiate e aumentando l'efficacia del presidio, facilita l'applicazione anche in situazioni di parete non rettilinea, come illustrato in fig. 29. L'entità della forza disponibile nel tirante può essere proporzionata variando il numero di nastri sovrapposti da porre in opera. Gli ancoraggi alle estremità, in corrispondenza delle pareti da presidiare vengono realizzati con angolari o piastre imbutite di dimensioni maggiorate rispetto a quelle usualmente adottate negli interventi di rafforzamento diffuso. Infine è da segnalare la possibilità di eseguire tirantature diffuse, e non solamente al livello dei solai, che anzi sono consigliabili e garantiscono una maggiore efficacia. Ovviamente configurazioni più articolate, del tipo di quelle descritte in precedenza per i cavi da sollevamento, atte a meglio distribuire l'azione di contenimento su tutta la parete, possono essere realizzate in maniera analoga.

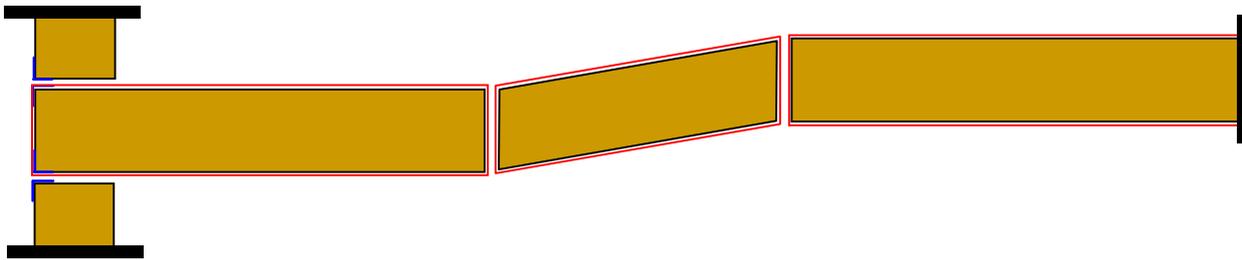
I vantaggi che si conseguono sono i seguenti:

- Minimo ingombro: non sono necessarie tracce e nicchie nei muri;
- Rapidità di posa in opera;
- Possibilità di seguire gli andamenti non rettilinei nella muratura;
- Maggiore sicurezza (elevata duttilità e ridondanza, alta resistenza alla corrosione);
- Migliore diffusione degli sforzi;
- Facile applicazione della pretensione;
- Semplicità nelle giunzioni;
- Facilità di aggiramento, all'interno o all'esterno, di tubazioni di impianti tecnologici.
- 

n **Foto 8.3** Applicazione del CAM per catene in un edificio in via Tito Livio a Roma.



n **Figura 8.27** Disposizione in pianta di una catena realizzata con il sistema CAM seguendo le irregolarità geometriche della parete.



## 8.7 Controlli

Le strutture in muratura hanno un grado di iperstaticità basso, che sicuramente viene incrementato dall'effetto di collegamento esercitato dalle catene. Si comprende, pertanto, come l'intervento di tirantatura orizzontale deve essere rivolto all'intero edificio e non essere finalizzato all'eliminazione di dissesti locali. Se così non fosse, infatti, potrebbero crearsi all'interno della struttura delle zone nettamente più rigide, che cambierebbero radicalmente, magari peggiorandola, la risposta nei confronti dei sisma. È opportuno, quindi, che un primo fondamentale controllo venga condotto già nella fase progettuale per verificare il comportamento complessivo dell'edificio dopo l'incatenamento previsto.

Il punto delicato dell'intervento è rappresentato dalla concentrazione di sollecitazioni su aree limitate della muratura, sollecitazioni che, se non prese in conto, potrebbero condurre ad un dissesto locale; per una verifica affidabile è necessario valutare preliminarmente le caratteristiche meccaniche della zona interessata dall'ancoraggio, valutando anche la rilevanza di eventuali lesioni e danni localizzati, e confrontarle con il tiro nella catena.

È inoltre opportuno verificare la compatibilità della geometria della parete con i punti scelti per il passaggio del tirante; non è, infatti, opportuno posizionare le piastre di ancoraggio dei cavi in prossimità di aperture o di incavi che potrebbero compromettere la capacità di assorbire le sollecitazioni indotte.

Va sempre controllato che le piastre di ripartizione, o in generale il dispositivo di ritegno, corrispondano per rigidezza e resistenza a quelle di progetto.

Per tutti gli elementi componenti la catena, devono essere effettuate verifiche nei confronti delle sollecitazioni più gravose. In particolare il tirante va verificato a trazione, i capichave a flessione e a taglio, la filettatura delle viti a taglio, i giunti di tensione a trazione, gli occhielli e le forchette a trazione, flessione e taglio.

Durante la tesatura delle catene è buona norma verificare con continuità la pretensione per mezzo di chiavi dinamometriche, deformometri o, meglio, manometri.

Trattandosi di un intervento basato su tiranti metallici post-tesi, si rimanda anche ai controlli tipici della tecnica della precompressione.

Deve essere controllata la buona tenuta dei vari tipi di ancoraggio delle catene, di estremità e intermedi, ripetendo l'ispezione a distanza di qualche giorno per rilevare eventuali spostamenti delle biette o dei giunti a forchetta.

La tensione effettiva di un tirante, vincolato unicamente alle estremità dai capichave, e libero di oscillare lungo tutta la propria lunghezza, può essere valutata facendo uso della teoria delle corde vibranti. Secondo questa teoria, detta  $L$  la lunghezza del tirante compresa fra i vincoli di estremità,  $r$  il raggio della sezione circolare del tirante,  $\gamma$  il peso specifico del materiale che lo costituisce,  $T$  lo sforzo di trazione e  $g$  l'accelerazione di gravità, il numero  $n$  di oscillazioni al secondo effettuate dal tirante posto in vibrazione è dato da:

$$n = \frac{1}{2Lr} \sqrt{\frac{gT}{\pi\gamma}}$$

Ponendo  $T = \sigma \pi r^2$ , con  $\sigma$  tensione nella sezione del tirante, e sostituendo nella precedente si ottiene:

$$n = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{g\sigma}{\gamma}}$$

che, esplicitata rispetto a  $\sigma$  diviene:

$$\sigma = \frac{\gamma(2Ln)^2}{g}$$

La misura pratica del numero di oscillazioni si può fare utilizzando un pennino od una matita, bloccati in qualche modo al tirante in direzione orizzontale, ed una tavoletta di circa 50 cm sulla quale è applicato un foglio di carta. Posto a contatto la punta della matita col foglio, e messo in oscillazione il tirante con un colpo della mano, si fa scorrere la tavoletta parallelamente all'asse della catena per qualche secondo, allontanandola poi dalla punta. Sul foglio resta disegnata una figura di andamento sinusoidale e, avendo rilevato con un cronometro il tempo di contatto tra matita e foglio, da questa si può dedurre il numero di oscillazioni al secondo effettuate dal tirante. Questo tipo di misurazione è possibile solo se la catena può oscillare lungo tutta la sua lunghezza senza impedimenti. E' consigliabile fare più di una misurazione a controllo della bontà della applicazione della procedura, onde valutare e ridurre gli errori casuali di misura (o errori sistematici).

## 8.8 Tabelle di dimensionamento

Sono state redatte delle tabelle che, per una casistica scelta, forniscono le forze sismiche che nascono a livello dei primi due piani, per un edificio di 3 piani. L'operatore entra nelle tabelle con i valori che caratterizzano lo stato di fatto sul quale intervenire e ne ricava le forze con cui dimensionare i tiranti e gli elementi di contenimento orizzontale.

Sono stati definiti quattro diversi livelli di carico (A,B,C,D), la categoria di carico di appartenenza si evince secondo quanto già riportato nel capitolo **Puntelli inclinati**.

Le forze sismiche fornite sono state calcolate secondo l' [Ordinanza 3274/2003](#), per un terreno tipo B,C,E ed un coefficiente di struttura  $q=1$ .

Resta a cura dell'operatore l'applicazione del coefficiente di importanza  $\gamma_1$ .

Come già dinanzi sottolineato, il dimensionamento dei tiranti deve essere effettuato secondo criteri di resistenza ma anche di deformabilità. Dunque note la lunghezza L del tirante sottoposto ad un tiro N, avente sezione A e modulo di elasticità longitudinale effettivo  $E_{eff}$ , detto s lo spessore della facciata presidiata occorre contenere gli spostamenti

di quest'ultima entro il valore  $s/10$ , per cui deve essere verificata l'espressione  $\frac{10NL}{sE_{eff}A} < 1$ .

### 8.8.1 Esempio di applicazione delle tabelle

Si fa riferimento al caso dell'esempio numerico trattato nel presente capitolo. La muratura è in pietrame con spessore di 0.60 m, l'altezza media di interpiano è 5.0 m, la luce dei campi di muratura tiratati è  $L=7.0$  m. Solaio e copertura insistono sulla parete presidiata (fascia di influenza=3.5 m), sono di tipo pesante assimilabile al cls. La zona sismica è la 2.

Entrando con questi dati nella **Tabella 8.1** (Forze sismiche che nascono a livello di piano) si ricava che il livello di carico atteso per il sistema presidiario è **C**, accettando un valore ridotto della fascia di influenza di solaio e copertura pari a 3.0 m. Sulla **Tabella 8.2** (Definizione dei livelli di carico attesi) si leggono i risultati:

- 1) Forza sismica che si genera sul campo di muratura largo 7 m: al primo livello  $F_1=273.44$  kN; al secondo livello  $F_2=546.88$  kN. Ossia si ottiene  $F_1=39.06$  kN/m e  $F_2=78.13$  kN/m.

La notevole differenza tra il valore della forza sismica  $F_2$  calcolato nell'esempio numerico e quello ricavato dalla tabella, è dovuto essenzialmente al fatto che, oltre alle approssimazioni "fisiologiche" dell'assegnamento alle classi di carico e all'ipotesi fatta sul tipo di terreno, le tabelle fanno riferimento ad un edificio a 3 piani.

In questi casi, in presenza di edifici con un numero di piani inferiori a 3, si può effettuare una correzione forfaitaria dividendo per 1.5 il valore ottenuto dalle tabelle in corrispondenza dell'ultimo livello:  $F_2=546.88/1.5=364.5$  kN.

In definitiva i valori ricavati dalla tabella ed utilizzabili per il dimensionamento degli elementi sono:  $F_1=39.06$  kN/m e  $F_2=78.13/1.5=52.08$  kN/m.

n Tabella 8. Definizione dei livelli di carico attesi.

		muratura di mattoni				muratura di tufo o a sacco				muratura di pietrame				
		s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	s = 0.4	s = 0.6	s = 0.8	s = 1.0	
altezza interpiano 3 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C
		fascia di 2 m	A	A	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 3 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 3 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
	solato in cls	fascia di 0 m	A	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B	C
		fascia di 1 m	A	A	B	B	A	B	B	B	B	B	B	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 3 m	B	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
altezza interpiano 4 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	A	B	B	B	B	B	C	C	B	B	C	D
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
	solato in cls	fascia di 0 m	A	A	B	B	A	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 1 m	A	B	B	B	B	B	B	C	B	B	C	C
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 3 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
altezza interpiano 5 m	solato ligneo	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
	solato in acciaio	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	B	C	B	B	C	D	B	C	D	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
	solato in cls	fascia di 0 m	A	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 1 m	B	B	B	C	B	B	C	C	B	C	C	D
		fascia di 2 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D
		fascia di 3 m	B	B	C	C	B	C	C	D	B	C	D	D

**Tabella 8. Errore. Il segnalibro non è definito..** Forze sismiche che nascono a livello di piano.

FORZE SISMICHE DI PIANO

Coeff. Rid. = 1

Categoria sismica di appartenenza	Livello di carico A			Livello di carico B			Livello di carico C			Livello di carico D		
	Campo di muratura = 3 m	Campo di muratura = 5 m	Campo di muratura = 7 m	Campo di muratura = 3 m	Campo di muratura = 5 m	Campo di muratura = 7 m	Campo di muratura = 3 m	Campo di muratura = 5 m	Campo di muratura = 7 m	Campo di muratura = 3 m	Campo di muratura = 5 m	Campo di muratura = 7 m
	Zona sismica 1 a/g = 0,05	H1=7,81kN H2=15,63kN	H1=13,02kN H2=26,04kN	H1=18,23kN H2=36,46kN	H1=15,63kN H2=31,25kN	H1=26,04kN H2=52,08kN	H1=36,46kN H2=72,92kN	H1=23,44kN H2=46,88kN	H1=39,06kN H2=78,13kN	H1=54,69kN H2=109,38kN	H1=31,25kN H2=62,50kN	H1=52,08kN H2=104,17kN
Zona sismica 2 a/g = 0,15	H1=23,44kN H2=46,88kN	H1=39,06kN H2=78,13kN	H1=54,69kN H2=109,38kN	H1=46,88kN H2=93,75kN	H1=78,13kN H2=156,25kN	H1=109,38kN H2=218,75kN	H1=70,31kN H2=140,63kN	H1=117,19kN H2=234,38kN	H1=164,06kN H2=328,13kN	H1=93,75kN H2=187,50kN	H1=156,25kN H2=312,50kN	H1=218,75kN H2=437,50kN
Zona sismica 3 a/g = 0,25	H1=39,06kN H2=78,13kN	H1=65,10kN H2=130,21kN	H1=91,15kN H2=182,29kN	H1=78,13kN H2=156,25kN	H1=130,21kN H2=260,42kN	H1=182,29kN H2=364,58kN	H1=117,19kN H2=234,38kN	H1=195,31kN H2=390,63kN	H1=273,44kN H2=546,88kN	H1=156,25kN H2=312,50kN	H1=260,42kN H2=520,83kN	H1=364,58kN H2=729,17kN
Zona sismica 1 a/g = 0,35	H1=54,69kN H2=109,38kN	H1=91,15kN H2=182,29kN	H1=127,60kN H2=255,21kN	H1=109,38kN H2=218,75kN	H1=182,29kN H2=364,58kN	H1=255,21kN H2=510,42kN	H1=164,06kN H2=328,13kN	H1=273,44kN H2=546,88kN	H1=382,81kN H2=765,63kN	H1=218,75kN H2=437,50kN	H1=364,58kN H2=729,17kN	H1=510,42kN H2=1.020,83kN

Categoria sismica di appartenenza	Livello di carico A	Livello di carico B	Livello di carico C	Livello di carico D
	Campo di muratura = 1 m	Campo di muratura = 1 m	Campo di muratura = 1 m	Campo di muratura = 1 m
	Zona sismica 1 a/g = 0,05	H1=2,60kN H2=5,21kN	H1=5,21kN H2=10,42kN	H1=7,81kN H2=15,63kN
Zona sismica 2 a/g = 0,15	H1=7,81kN H2=15,63kN	H1=15,63kN H2=31,25kN	H1=23,44kN H2=46,88kN	H1=31,25kN H2=62,50kN
Zona sismica 3 a/g = 0,25	H1=13,02kN H2=26,04kN	H1=26,04kN H2=52,08kN	H1=39,06kN H2=78,13kN	H1=52,08kN H2=104,17kN
Zona sismica 1 a/g = 0,35	H1=18,23kN H2=36,46kN	H1=36,46kN H2=72,92kN	H1=54,69kN H2=109,38kN	H1=72,92kN H2=145,83kN

## 8.9 Riferimenti Bibliografici

**ABRUZZESE D., COMO M., LANNI G..** *On the lateral strenght of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections.* Earthquake Engineering, tenth world conference, Balkema-Rotterdam 1992.

**BALLIO G., MAZZOLANI F. M..** *Strutture in acciaio.* Hoepli, Milano 1987.

**BARRUCHELLO L., ASSENZA G..** *Diagnosi dei dissesti e consolidamento delle costruzioni.* DEI – Tipografia del Genio Civile, Roma 1995.

**CIGNI G..** *Il consolidamento murario.* Ed. Kappa, Roma 1978.

**DE TOMMASI G..** *Metodi e tipologie delle opere provvisionali.* PACT 18 – II.1.

**DI STEFANO R..** *Il consolidamento strutturale nel restauro tecnico.* Ed. Scientifiche Italiane.

**Dolce M., Liberatore D., Perillo G., Spera G..** *Sistemi di puntellamento a presidio di strutture murarie. analisi numeriche.* Atti del XI Convegno Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”, Genova 2004.

**DOMENICI G.** *Le tecniche per il recupero edilizio.* NIS, 1985.

**GIORDANO G.** *Tecnica delle costruzioni in legno.* Hoepli.

**GIUFFRÉ A.** *Lettura sulla meccanica delle murature storiche.* 1991.

**Liberatore D., Spera G.** *Response of blocks subjected to seismic motion of the base. experimental results and first numerical analysis.* Atti dello STRUMAS V, Roma 2001.

**Liberatore D., Spera G.** *Risposta sismica di un palazzo ottocentesco nel Comune di Catania.* Manutenzione e Recupero nella città storica, Roma 1999.

**MASTRODICASA S.** *Dissesti statici delle strutture edilizie.* Hoepli, Milano 1994.

**MINNUCCI G.** *Elementi costruttivi nell'edilizia.* Ed. Ateneo, Roma.

**ORMEA G. B., REVERBERI U.** *Dissesti e consolidamenti in zone terremotate.* Hoepli, Milano 1982.

**PASTA A.** *Restauro antisismico.* Dario Flavio Editore, II edizione 1996.

**ROCCHI P.** *Progettare il consolidamento.* Ed. Kappa.

**Ordinanza P.C.M. n. 3274 (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.* G.U. n.105, 2003.

**Normativa Tecnica CNR UNI 10011.** *Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.* CNR UNI 10011, Edizione 5, 01-06-1988.