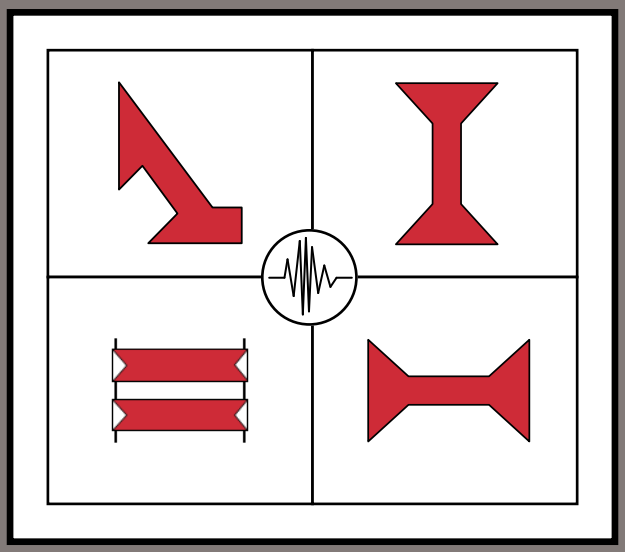
MINISTERO
DELL'INTERNO

Ministero dell'Interno – Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
Sistema di Trattamento delle Criticità Strutturali
Nucleo Interventi Speciali

MANUALE

OPERE PROVVISIONALI

L'INTERVENTO TECNICO URGENTE IN EMERGENZA SISMICA



ALLEGATO_4 m_it.STAFFCADIP.REGISTRO UFFICIALE.E.0004237.24-02-2026

DICEMBRE 2025

Ministero dell'Interno

Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

NCP Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali (2010)
NIS Nucleo Interventi Speciali (2025)

Università degli Studi di Udine

DIGE Dipartimento di Georisorse e Territorio (2010)
SPRINT Centro studi e ricerche in materia di Sicurezza e Protezione dai Rischi di Incidente rilevante di origine Naturale e Tecnologica

DPIA Dipartimento Politecnico di Ingegneria e Architettura (2025)
SPRINT-Lab Laboratorio di Sicurezza e Protezione Intersettoriale

Un particolare ringraziamento va all'ing. Dante Ambrosini, già Direttore Regionale dell'Abruzzo, e all'ing. Sergio Basti, Direttore Centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico e Vice Commissario delegato per la messa in sicurezza degli edifici, che con sapiente saggezza hanno spronato il gruppo al completamento dell'opera.
Un sentito grazie a tutto il personale del Corpo Nazionale che ha, a vario titolo, contribuito alla sua realizzazione.

Le SCHEDE STOP© e la SCHEDE TEC© sono state studiate e redatte da apposito gruppo di lavoro per il C.N.VV.F., al fine di uniformare le opere provvisionali realizzate dal personale Vigilfuoco.
La loro ripubblicazione da parte di altri soggetti è vietata con o senza modifiche.
Il loro utilizzo è libero a condizione che ne venga sempre indicato il C.N.VV.F. come proprietario.
Il C.N.VV.F. non risponde per un utilizzo non corretto delle SCHEDE STOP© e delle SCHEDE TEC©.

Citare come:
Gruppo di Lavoro NIS, S. Grimaz e M. Caciolai (coord.) C. Bolognese, L. Ponticelli, A. Marino, C. Catastaldo, C. Migliavacca, F. Passeri (2025) - Manuale. Opere provvisionali. Manuale. Opere provvisionali. L'intervento tecnico urgente in emergenza sismica. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco – Edizione 2025. Ministero dell'Interno, Roma, 466 pp.

Aggiornamento dell'Edizione del 2010
Gruppo di Lavoro NCP, S. Grimaz coord. (2010), M Cavriani, E. Mannino, L. Munaro, M. Bellizzi, C. Bolognese, M. Caciolai, A. D'Odorico, A. Maiolo, L. Ponticelli, F.Barazza, P.Malisan, A. Moretti (2010) – Manuale delle Opere provvisionali. L'intervento tecnico urgente in emergenza sismica. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco – Edizione 2010. Ministero dell'Interno, Roma, 412 pp.

Volumi collegati:
Gruppo di Lavoro NCP, S. Grimaz coord. (2010). Vademecum STOP. Schede tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Ministero dell'Interno, Roma, 120 pp.
Gruppo di Lavoro NIS, S. Grimaz e M. Caciolai coord. (2025). Vademecum STOP. Schede tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Ministero dell'Interno, Roma, 154 pp.
Gruppo di Lavoro NIS, S. Grimaz e M. Caciolai coord. (2025). Vademecum TEC. Tecniche di esecuzione campali per le messe in sicurezza post sisma da parte dei Vigili del Fuoco. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Ministero dell'Interno, Roma, 102 pp.

© CNVVF - www.vigilfuoco.it

Edizione Dicembre 2025
ISBN 978-88-904999-4-4

Stampa a cura del Servizio Documentazione e Relazioni Pubbliche del Dipartimento dei Vigili del Fuoco del Soccorso Pubblico e della difesa Civile - Roma

MINISTERO DELL'INTERNO

Ministero dell'Interno
Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
Sistema di Trattamento delle Criticità Strutturali
Nucleo Interventi Speciali

Università degli Studi
di Udine

MANUALE

OPERE PROVVISIONALI

L'INTERVENTO TECNICO URGENTE IN EMERGENZA SISMICA

L'attività del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali
del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
a seguito del terremoto dell'Abruzzo del 2009.
Elaborazione di standard progettuali e soluzioni tecniche
per la messa in sicurezza post-sisma.

a cura di:
Stefano Grimaz
Università degli Studi di Udine

in collaborazione con:

Marco Cavriani, Eros Mannino, Loris Munaro,
Mario Bellizzi, Ciro Bolognese, Mauro Caciolai,
Andrea D'Odorico, Alberto Maiolo, Luca Ponticelli
Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

Fausto Barazza, Petra Malisan, Alberto Moretti
Università degli Studi di Udine

Settembre 2010

GRUPPO DI LAVORO PER L'AGGIORNAMENTO DEL VADEMECUM STOP
Decreto del Capo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco n.20 del 30.01.2022

Mauro Caciolai (coordinatore)
Stefano Grimaz (coordinatore scientifico)
Ciro Bolognese, Luca Ponticelli, Andrea Marino, Carmine Castaldo,
Claudia Migliavacca, Federico Passeri

Dicembre 2025

Quelli che si innamorano di pratica
sanza scienza, son come 'l nocchiere,
ch'entra in navilio senza timone o bussola,
che mai ha la certezza di dove vada

Leonardo da Vinci

Il presente volume riporta i risultati del percorso scientifico e tecnico che ha accompagnato l'opera di messa in sicurezza del patrimonio edilizio e monumentale da parte dei Vigili del Fuoco in Abruzzo dopo il terremoto dell'Aquila del 2009.

Fin dai primi momenti dopo il sisma, il Corpo Nazionale ha ritenuto che il compito assegnato potesse essere portato efficacemente a termine solamente coniugando la propria grande esperienza, con le competenze scientifiche fondamentali per garantire i necessari requisiti di sicurezza strutturale alle opere provvisionali realizzate.

Il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali (NCP), costituito in occasione del sisma abruzzese, è stato un vero e proprio incubatore all'interno del quale queste competenze si sono saldate. L'NCP ha fatto, in piena emergenza, il duplice sforzo di seguire e coordinare la concreta realizzazione delle opere provvisionali e di progettare una serie di soluzioni tecniche standardizzate, strutturalmente verificate in ogni dettaglio.

Il volume costituisce un rapporto tecnico di quella che, per molti versi, si è configurata come una estesa operazione di ricerca applicata sul campo.

Quelli che si innamorano di pratica
sanza scienza, son come 'l nocchiere,
ch'entra in navilio senza timone o bussola,
che mai ha la certezza di dove vada

Leonardo da Vinci

EDIZIONE DICEMBRE 2025

La versione 2025 del *Manuale Opere Provvisionali* rappresenta un aggiornamento dell'edizione del 2010, nata dall'esigenza di adeguare i contenuti alle evoluzioni normative, tecniche e operative intervenute nel corso degli ultimi quindici anni. Le ulteriori esperienze operative maturate dal Corpo, a seguito degli eventi sismici in Emilia (2012), Italia centrale (2016), Ischia (2017), Catania (2018) e della partecipazione a progetti internazionali, hanno consentito di individuare spunti di miglioramento e integrazione utili a rivedere e consolidare uno strumento che da tempo costituisce un riferimento fondamentale per l'attività di messa in sicurezza. In questa nuova edizione sono stati recepiti gli aggiornamenti normativi di settore e verificata la validità delle ipotesi alla base delle soluzioni operative proposte. Il lavoro di revisione ha inoltre consentito di correggere refusi e imprecisioni presenti nella versione precedente, nonché di chiarire e rendere più comprensibili alcuni concetti che, nel tempo, avevano evidenziato la necessità di una formulazione più efficace e aderente alla pratica operativa. Particolare attenzione è stata dedicata all'illustrazione delle metodologie che hanno guidato le modifiche apportate al vademecum STOP, con l'obiettivo di rendere chiaro il percorso tecnico e concettuale seguito e di favorire una maggiore consapevolezza nell'applicazione delle procedure.

Le modifiche principali hanno riguardato i capitoli 3 e 4, in particolare:

- la verifica di adeguatezza delle ipotesi di dimensionamento delle opere anche nei confronti delle NTC 2018; pertanto, ove nei calcoli sono presenti i riferimenti a NTC 2008, i risultati delle verifiche mantengono la loro validità;
- l'illustrazione del dimensionamento del nuovo sistema di ancoraggio impiegato nei sistemi con funi metalliche;
- la descrizione delle prove effettuate in campo e dei calcoli condotti per il dimensionamento dei sistemi di ancoraggio mediante picchetti metallici infissi nel terreno;
- la verifica dei distanziamenti delle viti nelle connessioni in legno, che, salvo che per pochi dettagli esecutivi (es. fissaggio cunei), sostituiscono i collegamenti mediante chiodi nei nodi degli elementi principali dei sistemi in legno;
- le ipotesi e i calcoli per il dimensionamento delle soluzioni progettuali adottate nella nuova scheda STOP-TC.

Questa edizione 2025 si pone dunque in continuità con lo spirito del manuale originario, rafforzandone al contempo l'affidabilità e l'attualità e proseguendo nell'estesa operazione di ricerca applicata sul campo a suo tempo avviata.

PRESENTAZIONI

Tra le numerose attività che l'ing. Gambardella, il mio predecessore, ha sostenuto e promosso nel corso della sua lunga carriera, è sicuramente degna di nota l'attenzione verso il mondo dell'innovazione, della ricerca e dello studio di nuovi modelli operativi per il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco. Già nel corso delle primissime fasi del terremoto che ha colpito L'Aquila il 6 aprile 2009, infatti, l'idea di costituire il Nucleo per il Coordinamento delle Opere Provvisionali (NCP) ha permesso di acquisire un patrimonio di grande esperienza e di convertirla in strumenti tecnico-scientifici di supporto alle decisioni.

Al fine di migliorare l'operatività del complesso dispositivo di soccorso messo in atto dai Vigili del Fuoco in questi scenari emergenziali, era necessario, quindi, capitalizzare e non disperdere la positiva esperienza tecnica maturata dal personale del Nucleo durante il sisma aquilano, anche quale conoscenza da trasferire in termini di procedure organizzative, d'impiego dei materiali tecnici e di attrezzature.

Disporre ora di questo manuale "*OPERE PROVVISIONALI, L'INTERVENTO TECNICO URGENTE IN EMERGENZA SISMICA*" costituisce il giusto supporto didattico-divulgativo al già diffuso *Vademecum* delle tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco.

Il piano del lavoro prevede un percorso che parte dall'idea iniziale di standardizzazione delle opere provvisionali e, attraverso le varie ipotesi ed i criteri di calcolo, si conclude con schede di interventi che documentano esempi di realizzazione. Particolare attenzione è riservata alla gestione del materiale, alla sicurezza degli operatori e a tutti gli accorgimenti e le precauzioni sui particolari per la realizzazione delle varie opere provvisionali.

Si tratta indubbiamente di un utile strumento didattico per la formazione degli operatori, con soluzioni sperimentali ed esempi di opere realizzate che consentono, altresì, di mostrare la complessa risposta organizzativa del Corpo Nazionale in eventi di tali proporzioni.

Attraverso questo approccio che fonde scienza ed esperienza ed il costante lavoro di interfaccia con le varie Amministrazioni coinvolte nell'opera post-sisma, vale la pena di ricordare che sono stati posti in sicurezza tantissimi monumenti ed edifici di elevato valore storico e artistico, sottraendoli quasi certamente ad un immediato ed irreversibile degrado.

Un plauso va dunque a chi si è prodigato nella realizzazione di questo lavoro. Un sentito ringraziamento va all'Università di Udine e in particolare al prof. Stefano Grimaz con cui il Corpo Nazionale collabora da numerosi anni, per aver fornito sul campo il supporto scientifico alle attività del NCP e per aver ideato e curato Manuale e Vademecum STOP, che consentiranno di tramandare la tradizione, la scienza e l'esperienza dell'opera del Vigile del Fuoco in un particolare settore che tanto prestigio e riconoscenza ha dato al Corpo Nazionale.

Alfio Pini
Capo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

EDIZIONE DICEMBRE 2025

L'aggiornamento 2025 del *Manuale delle Opere Provvisionali* si inserisce nel percorso continuo di studi ed esami sperimentali che il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco conduce al fine di salvaguardare l'incolumità delle persone e l'integrità dei beni. Le opere provvisionali rappresentano uno strumento fondamentale per l'attività di soccorso quotidiano e nelle emergenze post-sismiche, poiché consentono di operare in condizioni di maggiore sicurezza e di contribuire alla salvaguardia degli edifici, in particolare del patrimonio culturale, anche negli scenari più complessi.

L'esperienza maturata a seguito del sisma in Abruzzo del 2009 ha rappresentato un passaggio cruciale, segnando in modo profondo l'evoluzione delle procedure e delle soluzioni tecniche adottate, il cui valore è stato confermato nelle numerose emergenze che si sono succedute negli anni, così come nei progetti internazionali a cui il Corpo ha partecipato, riscuotendo ampi consensi per l'attività svolta.

Da tali esperienze ha preso avvio un percorso di studio, sperimentazione e approfondimento tecnico e normativo che non si è mai interrotto. Il Corpo Nazionale ha continuato a investire nella ricerca di soluzioni sempre più efficaci, valorizzando il patrimonio di conoscenze operative e promuovendo il confronto con il mondo accademico. In questo ambito, l'impegno del gruppo di lavoro dedicato, che ha operato in stretta collaborazione con l'Università di Udine, ha rappresentato un elemento di grande rilevanza, consentendo di consolidare metodologie, verificare sul campo le soluzioni adottate e introdurre importanti miglioramenti.

L'aggiornamento 2025 del Manuale è il risultato concreto di questo lavoro e testimonia la volontà del Corpo di dotarsi di strumenti tecnici costantemente aggiornati, coerenti con l'evoluzione normativa e con le esigenze operative. Confido che questo Manuale, ulteriormente migliorato, possa continuare a rappresentare un riferimento autorevole per rafforzare l'efficacia e la sicurezza degli interventi, per la formazione del personale e per far comprendere alle generazioni future la passione che ha animato gli autori nello sviluppo di un'attività che ha reso il Corpo Nazionale un *unicum* nel panorama internazionale.

IL VICE CAPO DIPARTIMENTO VICARIO
CAPO DEL C.N.VV.F
Ing. Eros Mannino

Il terremoto del 6 aprile 2009 ha colpito il patrimonio Culturale della regione Abruzzo in maniera estremamente grave ed estesa, se si considerano gli effetti prodotti su un territorio particolarmente ricco di testimonianze storiche artistiche ed architettoniche, il gran numero di borghi e paesi interessati, le dimensioni del capoluogo e del suo centro storico.

La scelta di centralizzare la gestione dell'emergenza nella struttura della Funzione 15 "Salvaguardia dei Beni Culturali" presso la DICOMAC, che ha consentito il coordinamento delle attività di primo intervento relative alla schedatura, alla progettazione ed alla realizzazione delle opere, si è rivelata particolarmente efficace. Sotto l'aspetto organizzativo, centralizzare tali attività, estese all'intero "cratere", in un unico momento decisionale, insieme all'omogeneità delle scelte, ha garantito la massima concentrazione di un unico gruppo operativo, sul fronte della messa in sicurezza e della realizzazione delle opere di conservazione dell'esistente.

Insieme ai ricercatori delle Università di Padova, Genova e Milano con il supporto del CNR-ITC de L'Aquila e al ruolo determinante e insostituibile del nucleo NCP dei Vigili de Fuoco, sono state sperimentate e sviluppate procedure e metodologie applicate in occasione di precedenti terremoti, in particolare il sisma Umbria Marche 1997. Tali metodologie hanno permesso di rendere più immediato ed affidabile il processo decisionale che porta dalla prima fase di rilevamento del danno, alla esecuzione dell'intervento vero e proprio della messa in sicurezza, favorendo anche un arricchimento reciproco, professionale ed umano, tra operatori di settori e ambiti diversi.

Nel ripercorrere le attività portate avanti nel corso di questo primo anno, cosi denso di avvenimenti, ancora di più corre obbligo esprimere un sincero ringraziamento a tutti coloro che hanno collaborato alla tutela del nostro Patrimonio Culturale.

Un particolare ringraziamento ancora al Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco che, oltre alla indubbia capacità professionale espressa, ha saputo recepire le istanze e le richieste delle autorità locali e gli indirizzi dettati, impegnandosi in alcuni interventi di notevole complessità tecnica che solo la dedizione incommensurata ha potuto rendere possibile. Ne sono testimonianza gli interventi realizzati su alcuni dei monumenti più celebrati come Santa Maria di Collemaggio, Anime Sante, Santa Maria Paganica, Santa Margherita, San Silvestro, il Duomo e il grande lavoro svolto sul Forte Spagnolo.

Non trascurabile è stata l'azione del nucleo NCP nel realizzare lavori che hanno determinato il tentativo di riprodurre, attraverso opere provvisionali, la memoria di luoghi che il terremoto aveva cancellato, ovvero la reintegrazione di alcuni monumenti che con la loro presenza rappresentavano il carattere peculiare del paesaggio, come il campanile di Rovere, la Torre di Santo Stefano di Sessanio e il Presbiterio della Chiesa di San Michele a Villa Sant'Angelo.

Va ricordata, infine, l'attività importante e insostituibile dei dipendenti del Ministero per i Beni e le Attività Culturali durante l'emergenza per gli interventi di messa in sicurezza e di schedatura.

Luciano Marchetti
Vice Commissario di Protezione Civile
delegato per la Tutela dei Beni Culturali

Non c'è dubbio che il terremoto dell'Abruzzo del 6 aprile 2009 sia stato un banco di prova decisivo della funzionalità ed efficienza del Servizio Nazionale di Protezione Civile, istituito con la Legge 225/1992 e consolidatosi, particolarmente nell'ultimo decennio, a seguito delle tante calamità afferenti ai diversi rischi, sismico, idrogeologico, idraulico, vulcanico, industriale, che affliggono il nostro Paese.

Non c'è dubbio, d'altra parte, che proprio l'emergenza sismica abruzzese sia stata, per le caratteristiche di intensità e localizzazione dell'epicentro, quella più impegnativa e drammatica degli ultimi trent'anni. Solo un sistema coeso e operante all'unisono sotto un coordinamento unico e sempre presente, quale quello della Presidenza del Consiglio dei Ministri, attraverso il Dipartimento della Protezione Civile, poteva conseguire gli esiti positivi che il mondo intero ci riconosce. Di questo sistema, di cui fanno parte tutte le componenti istituzionali, i ministeri, le regioni e gli enti locali, le strutture operative, le associazioni di volontariato, le istituzioni scientifiche, le società pubbliche o private che gestiscono le infrastrutture di comunicazione, etc., pilastro fondamentale è il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

È superfluo ricordare l'eccezionalità dell'azione svolta nella prima fase dell'emergenza, quella della ricerca e soccorso, di cui maggiore è l'evidenza ed il coinvolgimento emotivo, ma non meno importante è stata l'azione successiva, quella in cui gli aspetti tecnici sono preponderanti. Va in particolare ricordato il contributo importante, qualitativamente e quantitativamente, dato dai VVF nelle verifiche del danno e dell'agibilità, svolte con il coordinamento del Dipartimento della Protezione Civile, insieme a tecnici volontari degli enti pubblici, docenti e ricercatori delle università, liberi professionisti. Ma ancora più evidente è il fondamentale lavoro svolto per la messa in sicurezza di tante opere gravemente danneggiate, molte delle quali di grande interesse storico-artistico. L'attenzione ed il rigore messo in campo nell'occasione del terremoto abruzzese si sono concretizzati in opere provvisionali pregevoli per esecuzione ma soprattutto per concezione. In essi si realizza l'idea che la messa in sicurezza non debba solo preservare l'opera e l'incolumità delle persone, ma anche la fruibilità interna e, soprattutto, quella dell'ambiente circostante, condizione essenziale per le successive operazioni di recupero in sicurezza definitivo dell'opera in esame e di quelle circostanti, attraverso la riparazione e il rafforzamento.

Il Vademecum STOP, frutto del continuo scambio tra esperienza e conoscenza, costituisce un ulteriore elemento positivo e di novità nella gestione di questa grande emergenza nazionale, quale è stata il terremoto abruzzese.

Mauro Dolce
Direttore dell'Ufficio Valutazione, Prevenzione
e Mitigazione del Rischio Sismico
Dipartimento di Protezione Civile

Il Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali (NCP-CNVVF) nasce all'indomani del sisma del 6 aprile 2009 quando ebbero inizio le prime opere di puntellamento. La conoscenza, come aquilano, del tessuto urbano della città di L'Aquila, caratterizzato dalla presenza di cardi e decumani di epoca medioevale e quindi di sezioni limitate, mi fece intuire immediatamente che la realizzazione delle opere provvisionali non poteva essere condotta senza una regia, così come era accaduto nelle precedenti esperienze. In considerazione di questo presupposto, anche come Direttore Centrale per le Emergenze, chiesi al Capo del Corpo Nazionale de Vigili del Fuoco, Ing. Antonio Gambardella, di istituire un Nucleo di ingegneri del Corpo che avesse il compito di uniformare le tipologie di opere da realizzare. L'OPCM n° 3763 del 6 maggio 2009 dette maggior forza a questa attività nascente attribuendo allo scrivente il preciso compito di vicecommissario per la messa in sicurezza, verifica, agibilità e demolizione degli edifici pubblici e privati danneggiati dal sisma. Si trattava quindi di mettere insieme le esigenze di accesso all'interno dell'ampio centro storico della città da parte delle imprese e mantenere unna linea di interventi con MiBAC che vedeva negli operatori SAF del Corpo l'unica risorsa professionalmente capace di mettere in sicurezza i numerosi edifici sottoposti a vincolo, la maggior parte dei quali costituite da edifici di culto. Il Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali acquistava così un ruolo di cerniera in grado di sviluppare da subito risposte di alto profilo tecnico, capaci di rendere esecutiva la realizzazione di opere direttamente eseguite dal Corpo, di opere realizzate insieme con MiBAC e di altre provenienti da progettazioni esterne quali Università, Regioni, Enti etc.

Ed è così che l'attività svolta dal Nucleo di coordinamento delle opere provvisionali durante il terremoto dell'Abruzzo, in particolare l'opera di standardizzazione effettuata con la realizzazione del Vademecum delle schede STOP, ha consentito di ottenere risultati tali da suggerirne un'opportuna valorizzazione.

Un primo passo in tal senso è stata la volontà di pervenire alla redazione del presente Manuale. L'opera costituisce sia un utile rapporto organico sulle opere provvisionali realizzate dal Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco a seguito del terremoto in Abruzzo, sia una guida commentata alle varie fasi organizzative ed operative per la loro realizzazione. Tali caratteristiche rendono il Manuale insieme al Vademecum strumenti estremamente utili sul fronte della formazione del personale vigilfuoco. Un secondo passo è stato quello di riconoscere quanto realizzato in Abruzzo come l'inizio di un "nuovo approccio alla messa in sicurezza post sisma da parte dei Vigili del Fuoco" che, se opportunamente sviluppato, può portare ad ulteriori futuri miglioramenti. Per questo fine il Corpo Nazionale ha voluto fare in modo che l'azione di miglioramento introdotta dall'NCP possa continuare anche in "tempo di pace". Con nota prot. 2485/6104 dd. 07/05/10 della Direzione Centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico, infatti, è stato istituito un Osservatorio tecnico permanente sulle opere provvisionali, il cui mandato è proprio quello di migliorare l'uniformità degli interventi di messa in sicurezza dei manufatti edilizi a causa dei dissesti statici, anche nelle fasi dell'emergenza post-sisma. L'osservatorio, che continuerà ad avvalersi del coordinamento scientifico dell'Università di Udine, studierà gli eventuali aggiornamenti per quanto riguarda le procedure organizzative, i materiali tecnici, le attrezzature e gli automezzi al fine di migliorare l'operatività delle Colonne Mobili Regionali e dell'intero

dispositivo di soccorso in caso di grandi emergenze, sia nazionali che internazionali. L'osservatorio si occuperà anche di mettere a punto gli strumenti per l'integrazione degli aspetti organizzativi con le procedure operativo-gestionali che via via andranno ad affinarsi tramite feed-back sul campo con gli operatori, con verifiche di fattibilità e di convenienza economico-operativa.

Le linee di sviluppo prevedono l'introduzione di nuove schede che contemplano l'utilizzo di altri materiali e tecniche costruttive, la definizione di specifiche linee guida per il coordinamento operativo del Nucleo NCP con l'aggiunta di procedure per le squadre miste MiBAC utilizzate per i sopralluoghi per il censimento dei danni dei Beni Culturali. Esse contempleranno anche l'organizzazione dell'interfaccia con gli altri soggetti del Sistema di Protezione Civile e la rigorosa definizione della catena di comando tra le varie componenti destinate alla realizzazione delle opere.

Il presente Manuale costituisce dunque un punto di arrivo rispetto a quanto realizzato a seguito del terremoto dell'Abruzzo e al tempo stesso il punto di partenza per il nuovo processo di miglioramento che verrà sviluppato dall'osservatorio. Può quindi, senza dubbio, essere considerato una pietra miliare nel percorso di miglioramento continuo che il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ha inteso e intende affrontare nel settore della messa in sicurezza post-sisma.

Sergio Basti
Direttore Regionale Abruzzo

EDIZIONE DICEMBRE 2025

La versione 2025 del *Manuale delle Opere Provvisionali* si inserisce in un processo complessivo di rinnovamento del sistema di gestione delle colonne mobili nazionali, iniziato nel 2020, come conseguenza del sempre maggiore impegno del Corpo Nazionale in emergenze nazionali e internazionali.

In particolare, il Manuale fornisce agli operatori del soccorso il giusto supporto tecnico scientifico nella gestione di interventi complessi e l'inserimento di nuove sezioni, quali quella relativa al cerchiaggio di torri e campanili, all'ampliamento della gamma di sistemi di bloccaggio a terra dei puntelli di ritegno e alla corretta esecuzione di vincoli avvitati tra elementi lignei, costituiscono una solida "base di appoggio" per i MA.NIS (Modulo Aggiuntivo Nucleo Interventi Speciali).

IL DIRETTORE CENTRALE
PER L'EMERGENZA, IL SOCCORSO TECNICO
E L'ANTINCENDIO BOSCHIVO
Ing. Marco Ghimenti

EDIZIONE DICEMBRE 2025

Il complesso lavoro di revisione del *Manuale delle Opere Provvisionali* è stato portato a termine inserendo nuove sezioni meritevoli di attenzione, nel rispetto del rigore tecnico-scientifico proprio dell'opera.
In particolare, sono stati verificati tutti i riferimenti alle NTC 2018, conservando quelli alle NTC 2008 qualora ancora validi e modificandoli laddove variati.

L'estensione del manuale alla trattazione del cerchiaggio di torri e campanili danneggiati dal sisma e l'aggiunta di un nuovo Vademecum, dedicato alle tecniche di esecuzione campali di interventi di messa in sicurezza, ne impreziosiscono il valore, rendendo questo strumento di lavoro ancora più versatile.
Sono stati corretti i pochi refusi presenti nella versione del 2010 e sono state effettuate prove sperimentali finalizzate all'estensione del campo di applicazione dei sistemi di bloccaggio al piede di ritegni lignei, ricavando un modello di calcolo in linea con le evidenze sperimentali.

In ultimo, salvo che per pochi dettagli esecutivi (es. fissaggio cunei), si è optato per connessioni avvitate tra elementi lignei, più pratiche di quelle chiodate, e se ne è verificato il rispetto delle prescrizioni normative date dall'Eurocodice 5.

Atteso l'esteso impiego di sistemi metallici progettati ad hoc, si prevede per il futuro l'estensione del manuale a sistemi di ritegno i tubo e giunto, con l'integrazione del Vademecum STOP attraverso una nuova scheda e, se necessario, anche del Vademecum TEC.

Ing. Mauro Caciolai
Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco

FINALITÀ E IMPOSTAZIONE DELL'OPERA

I danni prodotti dal terremoto dell'Abruzzo sugli edifici e sulle costruzioni in genere hanno determinato criticità tali da compromettere non solo le condizioni di agibilità e sicurezza del singolo manufatto ma, spesso, anche la transitabilità delle vie nei centri abitati e, in particolare, nel centro storico dell'Aquila. I quadri di danneggiamento degli edifici storici e monumentali (chiese e palazzi) hanno evidenziato, fin da subito, la necessità di un rapido intervento per la salvaguardia di tali beni. La dimensione del problema, unita alle condizioni del contesto operativo, estremamente difficili sotto il profilo della sicurezza e della praticabilità degli interventi in tempi rapidi, hanno portato al coinvolgimento massiccio del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

Il Corpo Nazionale si è, di fatto, trovato a dover gestire un'emergenza all'interno di un'emergenza, in cui la ricerca delle possibili soluzioni strategiche e operative dovevano andare di pari passo con la effettiva realizzazione degli interventi. Per questo motivo è stata istituita un'apposita unità di coordinamento della realizzazione delle opere provvisionali per la ricerca e la definizione, in sinergia con il mondo scientifico, di soluzioni tali da permettere di dare risposte pronte ed efficaci al problema. Si è trattato di un vero e proprio banco di prova della capacità di definizione e attuazione di strategie di *emergency management situazionale* nel quale tutte le componenti in campo dovevano essere valorizzate e coordinate per garantire il raggiungimento degli obiettivi di messa in sicurezza.

La scelta vincente è stata quella di coniugare scienza e pratica definendo un quotidiano *feed-back* tra valutazioni teoriche ed effettiva possibilità applicativa, in cui le soluzioni progettuali dovevano trovare riscontro ed eventuale miglioramento sul piano esecutivo mirando, per quanto possibile, ad una standardizzazione delle opere. Tale standardizzazione doveva essere funzionale non solo alla velocizzazione delle operazioni ma anche alla risoluzione dei problemi connessi agli avvicendamenti delle squadre di Vigili del Fuoco.

L'idea di realizzare un Vademecum di schede tecniche delle opere provvisionali da parte dei Vigili del Fuoco, in un formato utilizzabile sul campo dagli operatori, ha consentito, non solo di predisporre uno strumento di supporto alle decisioni sul piano operativo, ma anche di valorizzare e capitalizzare le osservazioni e le proposte di miglioramento avanzate dagli operatori via via che lo strumento veniva utilizzato. Il Vademecum ha consentito, quindi, di sistematizzare il ricchissimo *know-how* del Corpo Nazionale e di definire la necessaria uniformità di linguaggio e di tecniche esecutive, rivelandosi estremamente utile anche sul piano dell'addestramento sul campo.

I risultati di questo complesso lavoro sono sotto gli occhi di tutti. Ci si è tuttavia chiesti come poter capitalizzare gli insegnamenti tratti da questa esperienza. Quest'opera si pone l'obiettivo di esplicitare il percorso logico e tecnico-scientifico che ha sorretto e guidato il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali nel suo lavoro fin dal momento della sua costituzione. Questa pubblicazione, che giunge a completamento delle attività del NCP, ha quindi il senso di costituire un riferimento per affrontare le future sfide.

L'opera è stata divisa in due volumi: il Manuale e il Vademecum STOP che ne costituiscono, rispettivamente, la componente tecnico-illustrativa e quella operativa. Mentre il Vademecum contiene l'intera raccolta delle schede STOP messe a punto per le varie tipologie di intervento, il Manuale ha principalmente la funzione di illustrare e di spiegare le scelte progettuali riportate nel Vademecum.

Nel Manuale viene inizialmente presentato il ruolo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco nelle emergenze sismiche e, in particolare, in occasione del terremoto dell'Abruzzo, evidenziando come e perché è stato istituito uno specifico Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali. Dopo un excursus storico dell'esperienza dei Vigili del Fuoco nella realizzazione delle opere provvisionali post-sisma nei terremoti passati, viene descritta la filosofia su cui si è basata l'impostazione della standardizzazione delle opere provvisionali in risposta alle esigenze specifiche nate a seguito del terremoto dell'Aquila.

Il Manuale comprende, poi, la genesi dell'idea di realizzare il Vademecum STOP, la descrizione sistematica dei criteri di progetto adottati per le singole opere provvisionali, l'illustrazione delle modalità di utilizzo delle schede sul campo, la presentazione dettagliata delle operazioni esecutive relative alla realizzazione di un'opera provvisionale in modo da evidenziarne criticità e soluzioni adottate. Specifici capitoli sono dedicati al problema della sicurezza degli operatori e alla descrizione dei materiali e mezzi impiegati nella realizzazione delle opere; aspetti questi che hanno concorso a determinare la progettazione di specifiche soluzioni esecutive.

Infine, sono presentate le schede di alcuni interventi nelle quali si pone in evidenza, non solo il risultato della realizzazione, ma anche, e soprattutto, il percorso logico ed operativo seguìto. Nella descrizione degli interventi viene, in particolare, posto l'accento anche su come le varie realizzazioni hanno contribuito all'affinamento e al miglioramento delle schede STOP.

Manuale e Vademecum STOP, pur descrivendo quanto è stato realizzato in occasione del terremoto dell'Aquila, sono stati concepiti come elementi conoscitivi per l'inizio di un processo di continuo affinamento, anche sotto il profilo della formazione degli operatori. Lo scopo principale di quest'opera è contribuire a migliorare, anche e soprattutto in tempo di pace, le capacità operative nel settore degli interventi tecnici urgenti per la messa in sicurezza post-sisma.

L'imponente opera di messa in sicurezza attuata dal Corpo nazionale dei Vigili del Fuoco in Abruzzo è stata una sfida che, anche se lascia sicuramente spazio a miglioramenti, può senz'altro essere motivo di orgoglio, sia sotto il profilo scientifico-professionale che umano, per chiunque abbia dato il proprio contribuito. In qualità di coordinatore scientifico del gruppo di lavoro che ha realizzato le schede STOP desidero, pertanto, ringraziare di cuore tutti coloro che, a vario titolo, hanno partecipato con passione e professionalità, non solo alla realizzazione delle opere, ma anche di questo manuale.

Stefano Grimaz
Coordinatore Scientifico Gruppo di Lavoro NCP VVF
Università degli Studi di Udine

EDIZIONE DICEMBRE 2025

La necessità di estendere il campo di applicazione del progetto STOP ha portato alla conclusione di un complesso processo di revisione dei documenti prodotti nel 2010.

Nel necessario rispetto del rigore tecnico-scientifico, sono state introdotte nuove sezioni dedicate al cerchiaggio di torri e campanili, alla verifica dei nodi avvitati tra elementi lignei e al dimensionamento di picchetti di trattenuta al piede di puntelli di ritegno mediante picchetti metallici.

Un significativo valore aggiunto all'opera è dato dall'inserimento del Vademecum TEC che, affiancandosi al Vademecum STOP, nel consente un uso più agile, recependo le tecniche esecutive campali sperimentate dagli operatori VF nel corso degli anni.

Per il futuro potrebbe essere estremamente utile affrontare la standardizzazione di ulteriori interventi, già effettuati dal personale VF, quali gli smontaggi controllati, la realizzazione di sistemi in tubo e giunto e l'applicazione di materiali innovativi, quali le fibre di vetro o di carbonio.

Se richiesto, il sottoscritto e l'Università di Udine saranno lieti di fornire il solito contributo al Corpo Nazionale allo sviluppo di questi progetti come di altri, così come fatto in passato e nel presente.

Stefano Grimaz
Coordinatore Scientifico
Università degli Studi di Udine

INDICE

1 I Vigili del Fuoco e l'emergenza sismica 1

1.1 L'organizzazione dei Vigili del Fuoco in emergenza 3

1.2 Il ruolo dei Vigili del Fuoco nell'emergenza post-sisma in Abruzzo 4

1.3 I compiti e le funzioni del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali 6

1.3.1 Le procedure 6

1.3.2 La consulenza tecnica 9

1.3.3 Il monitoraggio delle attività e la gestione dei dati 9

1.3.4 Le cartografie nell'emergenza sismica 10

1.3.4.1 Cartografie generali del territorio 10

1.3.4.2 L'individuazione dei beni tutelati e gli immobili indisponibili 11

1.3.4.3 Viabilità 12

1.3.5 Il "Vademecum STOP" 16

1.4 Il raccordo con gli altri soggetti della Protezione Civile 17

2 La storia delle opere provvisionali del Corpo Nazionale VVF 19

2.1 Cenni storici 21

2.2 Rassegna fotografica 26

3 La standardizzazione delle opere provvisionali 37

3.1 Le schede STOP 39

3.1.1 Filosofia di progetto delle schede STOP 40

3.2 Criteri generali di progetto 42

3.2.1 Azione sismica di riferimento 43

3.2.2 Problematiche realizzative 47

3.2.3 I materiali 48

3.2.3.1 Legno 48

3.2.3.2 Picchetti e graffe 51

3.2.3.3 Acciai da carpenteria 51

3.2.3.4 Bulloni e chiodi 52

3.2.3.5 Viti per legno 53

3.2.3.6 Cavi a trefolo in acciaio 54

3.2.3.7 Dispositivi per attacchi 55
3.2.3.8 Tasselli ancoranti.....57
3.2.3.9 Puntelli telescopici regolabili in acciaio 58
3.2.3.10 Picchetti.....59

4 Ipotesi e criteri di calcolo..... 61
4.1 Ipotesi e criteri di calcolo delle opere provvisionali standardizzate.....63
4.2 Puntellatura di ritegno in legno (STOP-PR).....64
4.2.1 Descrizione e finalità dell'opera 64
4.2.2 Scelte progettuali 65
4.2.2.1 Soluzioni progettuali 65
4.2.2.2 Materiali.....68
4.2.2.3 Schema di calcolo.....68
4.2.3 Carichi e azioni 69
4.2.3.1 Condizioni di carico 69
4.2.3.2 Peso solai.....69
4.2.3.3 Peso muratura.....70
4.2.3.4 Combinazione dei carichi 70
4.2.3.5 Azione sismica 70
4.2.3.6 Scenari di carico 73
4.2.4 Dimensionamento.....74
4.2.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 75
4.2.4.2 Dimensionamento dei giunti e degli ancoraggi.....76
4.2.5 Esempio di calcolo.....78
4.2.5.1 Verifica dell'asta critica 78
4.2.5.2 Verifica giunto 80
4.2.5.3 Verifica ancoraggi.....81
4.3 Puntellatura di contrasto in legno (STOP-PC) 83
4.3.1 Descrizione e finalità dell'opera 83
4.3.2 Scelte progettuali 84
4.3.2.1 Soluzioni progettuali 84
4.3.2.2 Materiali.....86
4.3.3 Carichi e azioni 87
4.3.4 Dimensionamento.....87

4.3.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 88
4.3.5 Esempio di calcolo 89
4.4 Puntelli di sostegno e sbadacchiatura aperture (STOP-SA).....90
4.4.1 Descrizione e finalità dell'opera 90
4.4.2 Scelte progettuali 91
4.4.2.1 Soluzioni progettuali 91
4.4.2.2 Materiali 92
4.4.2.3 Schema di calcolo 92
4.4.3 Carichi e azioni 92
4.4.3.1 Condizioni di carico 92
4.4.3.2 Peso solai 92
4.4.3.3 Peso muratura 93
4.4.3.4 Combinazione dei carichi 93
4.4.3.5 Scenari di carico 93
4.4.4 Dimensionamento 94
4.4.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 94
4.4.5 Esempio di calcolo 95
4.5 Puntelli di sostegno solai e balconi (STOP-SB) 98
4.5.1 Descrizione e finalità dell'opera 98
4.5.2 Scelte progettuali 98
4.5.2.1 Soluzioni progettuali 98
4.5.2.2 Materiali 100
4.5.2.3 Schema di calcolo 101
4.5.3 Carichi e azioni 102
4.5.3.1 Condizioni di carico 102
4.5.3.2 Peso solai 102
4.5.3.3 Combinazione dei carichi 103
4.5.3.4 Scenari di carico 104
4.5.4 Dimensionamento 105
4.5.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 106
4.5.5 Esempio di calcolo 107
4.5.5.1 Verifica puntellamento di solaio con schema "S" 107
4.5.5.2 Verifica puntellamento di balcone 109
4.5.5.3 Verifica puntellamento di solaio con schema "T" 110
4.6 Centinatura in legno di archi e volte (STOP-SV) 114

4.6.1 Descrizione e finalità dell'opera 114
4.6.2 Scelte progettuali 115
4.6.2.1 Soluzioni progettuali 115
4.6.2.2 Materiali 118
4.6.3 Carichi 119
4.6.3.1 Condizioni di carico 119
4.6.3.2 Scenario di carico 119
4.6.3.3 Calcolo dello sforzo normale di progetto sui ritti 120
4.6.4 Dimensionamento 121
4.6.4.1 Calcolo dello sforzo normale resistente dei ritti 122
4.6.4.2 Valutazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti 124
4.6.4.3 Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte 124
4.6.4.4 Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi 124
4.6.4.5 Verifica dei traversi 124
4.6.5 Esempio di calcolo 125
4.6.6 Approfondimenti teorici 131
4.6.6.1 Determinazione della lunghezza libera d'inflessione 131
4.6.6.2 Equivalenza tra schemi a centina aperta e schemi a centina chiusa 134
4.7 Tirantatura con funi in acciaio (STOP-TA) 138
4.7.1 Descrizione e finalità dell'opera 138
4.7.2 Scelte progettuali 139
4.7.2.1 Soluzioni progettuali 139
4.7.2.2 Materiali 140
4.7.2.3 Schema di calcolo 141
4.7.3 Carichi e azioni 141
4.7.3.1 Condizioni di carico 141
4.7.3.2 Carichi 142
4.7.3.3 Scenari di carico 142
4.7.4 Dimensionamento 143
4.7.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 143
4.7.4.2 Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi 145
4.7.5 Esempi di calcolo 147

4.7.5.1 Esempio per cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV 147
4.7.5.2 Esempio per traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV 150
4.7.5.3 Esempio per tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI 151
4.8 Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne (STOP-CP) 153
4.8.1 Descrizione e finalità dell'opera 153
4.8.2 Scelte progettuali 154
4.8.2.1 Soluzioni progettuali 154
4.8.2.2 Materiali 155
4.8.2.3 Schema di calcolo 155
4.8.3 Dimensionamento 156
4.8.4 Esempio di calcolo 160
4.9 Incamiciatura di pareti in muratura (STOP-IP) 166
4.9.1 Descrizione e finalità dell'opera 166
4.9.2 Scelte progettuali 167
4.9.2.1 Soluzioni progettuali 167
4.9.2.2 Schema di calcolo 168
4.9.2.3 Materiali 168
4.9.3 Dimensionamento 168
4.9.4 Esempio di calcolo 169
4.10 Aggiornamenti normativi 171
4.11 Errata corrige 172
4.12 Modello teorico picchetti 176
4.13 Modifiche 179
4.14 Collegamenti con viti 181
4.15 Cerchiatura con funi di torri e campanili (STOP-TC) 188
4.15.1 Descrizione e finalità dell'opera 188
4.15.2 Scelte progettuali 190
4.15.2.1 Soluzioni progettuali 190
4.15.2.2 Materiali 192
4.15.2.3 Schema di calcolo 192
4.15.3 Carichi e azioni 193
4.15.3.1 Condizioni di carico 193
4.15.3.2 Carichi 194

4.15.3.3 Scenari di carico 194
4.15.4 Dimensionamento 195
4.15.4.1 Dimensionamento degli elementi critici 195
4.15.4.2 Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi 211
4.15.5 Esempio di calcolo 213
4.15.5.1 Dimensionamento del sistema di base 213
4.15.5.2 Dimensionamento del sistema Specifico 214

5 Gli aspetti operativi 215
5.1 La sicurezza degli operatori 217
5.1.1 Procedure operative e di gestione per la sicurezza degli operatori 217
5.1.2 Modalità di impostazione e di gestione degli interventi 219
5.2 La gestione del materiale 220
5.2.1 Disponibilità del materiale in emergenza 220
5.2.2 Procedure adottate per l'approvvigionamento 220
5.2.2.1 Interventi di messa in sicurezza su beni ordinari non tutelati ..222
5.2.2.2 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali pubblici tutelati 222
5.2.2.3 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali privati tutelati 223
5.2.2.4 Mezzi ed attrezzature speciali 223
5.2.3 Miglioramenti conseguiti 223
5.3 La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate: il "carro opere provvisionali" 225
5.3.1 Attrezzature 225
5.3.2 Ferramenta 235
5.3.2 Prospettive nella realizzazione di risposte pre-strutturate: i "kit di intervento rapido" 240

6 L'impiego sul campo delle schede STOP 241
6.1 Guida all'utilizzo delle schede STOP 243
6.1.1 Guida all'uso delle schede semplici: esempio scheda STOP-SA 246
6.1.2 Guida all'uso delle schede articolate: esempio scheda STOP-PR...247

6.2 Fasi costruttive e particolari realizzativi di una puntellatura STOP. Puntello di ritegno tipo R2 249

7 Esempi di realizzazione....265

7.1 Illustrazione delle schede di intervento 267

7.2 Interventi ordinari 269

7.2.1 Scheda O1 – Sant'Eusanio Forconese (AQ). Chiesa di Sant'Eusanio Martire 271

7.2.2 Scheda O2 – Goriano Sicoli (AQ). Chiesa di Santa Gemma 287

7.2.3 Scheda O3 – L'Aquila. Chiesa di Santa Margherita o dei Gesuiti ...301

7.2.4 Scheda O4 – L'Aquila. Mura della città....319

7.3 Interventi complessi 331

7.3.1 Scheda C1 – Poggio Picenze (AQ). Chiesa di San Felice Martire 333

7.3.2 Scheda C2 – L'Aquila. Forte Spagnolo 351

7.3.3 Scheda C3 – L'Aquila. Chiesa di Santa Maria del Suffragio o delle Anime Sante....371

7.4 Interventi con ponteggi metallici 389

7.4.1 Scheda P1 – L'Aquila. Palazzo della Camera di Commercio o dei Quattro Cantoni 391

7.4.2 Scheda P2 – L'Aquila. Chiesa di San Silvestro....403

Bibliografia e glossario 423

Bibliografia....425

Glossario 427

Capitolo 1

1 I Vigili del Fuoco e l'emergenza sismica

1.1 L'organizzazione dei Vigili del Fuoco in emergenza

> "*Il Corpo nazionale dei vigili del fuoco, è una struttura dello Stato ad ordinamento civile, incardinata nel Ministero dell'interno – Dipartimento dei vigili del fuoco, del soccorso pubblico e della difesa civile, per mezzo del quale il Ministero dell'interno assicura, anche per la difesa civile, il servizio di soccorso pubblico e di prevenzione ed estinzione degli incendi su tutto il territorio nazionale, nonché lo svolgimento delle altre attività assegnate al Corpo nazionale dalle leggi e dai regolamenti, secondo quanto previsto nel presente decreto legislativo*." [1]

Il Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco (CNVVF) ha il compito istituzionale di assicurare gli interventi tecnici caratterizzati dal requisito dell'immediatezza della prestazione, per i quali siano richieste professionalità tecniche anche ad alto contenuto specialistico ed idonee risorse strumentali al fine di salvaguardare l'incolumità delle persone e l'integrità dei beni.

Fra gli interventi tecnici di soccorso pubblico del Corpo Nazionale sono compresi:

a) l'opera tecnica di soccorso in occasione di incendi, di incontrollati rilasci di energia, di improvviso o minacciante crollo strutturale, di frane, di piene, di alluvioni o di altra pubblica calamità;

b) l'opera tecnica di contrasto dei rischi derivanti dall'impiego dell'energia nucleare e dall'uso di sostanze batteriologiche, chimiche e radiologiche.

Tali interventi tecnici di soccorso pubblico del Corpo Nazionale si limitano ai compiti di carattere strettamente urgente e cessano al venir meno della effettiva necessità.

In caso di eventi di protezione civile, il Corpo Nazionale opera quale componente fondamentale del Servizio Nazionale della Protezione Civile[2] e assicura, nell'ambito delle proprie competenze tecniche, la direzione degli interventi tecnici di primo soccorso nel rispetto dei livelli di coordinamento previsti dalla vigente legislazione.

Con l'attuale distribuzione territoriale, il CNVVF ha una organizzazione capillare presente in ogni provincia d'Italia, con 377 distaccamenti permanenti e 219 sedi di distaccamenti gestiti da personale volontario. A seconda della complessità dello scenario incidentale, la sala operativa, il funzionario di turno o il Comandante Provinciale assicurano il coordinamento e l'organizzazione dell'intervento. In caso di calamità il CNVVF, tramite l'attivazione da parte della Direzione Regionale dei VVF interessata dall'evento, Il Centro Operativo Nazionale VVF, allerta le Colonne Mobili Regionali (CMR) per farle confluire verso la zona interessata dall'evento.

---

[1] Dal decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139 – Riassetto delle disposizioni relative alle funzioni ed ai compiti del Corpo nazionale dei vigili del fuoco, a norma dell'articolo 11 della legge 29 luglio 2003, n. 229 (GU n. 80 del 5 aprile 2006 - Suppl. Ordinario n.83).

[2] Ai sensi dell'articolo 11 della legge 24 febbraio 1992, n. 225, come confermato dall'articolo 11 del D. Lgs. 2 gennaio 2018, n. 1.

Ogni CMR è costituita da più sezioni operative che vengono integrate, a seconda della dimensione e della tipologia dello scenario, da unità specialistiche, da supporti logistici e da mezzi speciali.

A seconda dell'estensione della calamità (comunale, intercomunale, provinciale o nazionale) il modello integrato nazionale prevede diversi livelli di coordinamento: COC = Centro Operativo Comunale, COM = Centro Operativo Misto, CCS = Centro Coordinamento Soccorsi, DICOMAC = Direzione Comando e Controllo.

In questo modello di Protezione Civile integrato, il CNVVF è coinvolto non solo negli interventi di soccorso d'emergenza e di assistenza alle popolazioni colpite, ma anche nella gestione delle precitate strutture di coordinamento: locali, provinciali, regionali e nazionali.

1.2 Il ruolo dei Vigili del Fuoco nell'emergenza post-sisma in Abruzzo[3]

Alle 3:32:39, ora italiana, del 6 Aprile 2009 un fortissimo terremoto, di magnitudo Richter pari a 5.8, si è avvertito nel territorio della provincia dell'Aquila ed in tutto il centro d'Italia. Molti edifici storici della città dell'Aquila e dei comuni della provincia sono crollati, moltissime le persone che per la paura si sono riversate nelle strade.

Il Direttore Regionale dell'Abruzzo, in qualità di Comandante della Colonna Mobile Regionale, responsabile dell'intervento tecnico urgente del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco del territorio coinvolto dal sisma, ha attivato immediatamente la Centrale Operativa della Direzione Regionale Abruzzo e tutte le sezioni operative regionali nell'ambito delle proprie competenze.

Il Centro Operativo Nazionale del CNVVF del Ministero dell'Interno ha predisposto, in successione, nelle aree colpite dal terremoto, l'invio delle sezioni operative delle regioni Lazio, Umbria, Marche, Campania, Puglia, Piemonte, Veneto, Lombardia, Friuli Venezia Giulia, Liguria, Calabria, Basilicata e di due Colonne Mobili complete delle Regioni Toscana ed Emilia Romagna. Unitamente alle sezioni operative sono state fatte affluire le Unità di Crisi Locale (UCL) per il coordinamento delle operazioni ed i mezzi speciali quali autoscale, piattaforme tridimensionali, autogru, mezzi movimento terra, completi di carri faro, per proseguire le operazioni di soccorso nella notte.

Il dispositivo di soccorso posto in atto è stato via via incrementato, raggiungendo in breve tempo un dispiegamento sul campo di 168 sezioni operative di Vigili del Fuoco, per un totale di 2.700 uomini, 190 funzionari tecnici di cui 100 specializzati in verifiche di stabilità delle strutture, 16 squadre specializzate in tecniche SAF (Speleo-Alpine-Fluviali) per interventi su edifici dissestati, 6 squadre specializzate

[3] A cura dell'ing. Dante Ambrosini, già direttore Regionale dell'Abruzzo.

per la ricerca di persone sotto le macerie (*Urban & Search Rescue*), 48 unità cinofile, 1.200 mezzi, 4 elicotteri.

Fin dall'inizio si è dovuto fronteggiare, insieme alle altre componenti della Protezione Civile, una tragedia immane, che ha richiesto un impegno straordinario da parte di tutti. Una frenetica corsa contro il tempo dove i Vigili del Fuoco hanno operato incessantemente con professionalità, abnegazione, spirito di sacrificio e sprezzo del pericolo, assicurando, ovunque necessario, la loro presenza, effettuando numerosi salvataggi di persone coinvolte nei crolli dei fabbricati ed estraendo dalle macerie, purtroppo, anche molti corpi senza vita.

Questa prima fase di soccorso tecnico urgente alle persone è terminata il giorno 11 aprile, in un fabbricato sito all'Aquila in via XX Settembre, quando veniva estratto dalle macerie il corpo, purtroppo senza vita, dell'ultimo cittadino aquilano che figurava fra i dispersi. Il bilancio finale, nonostante il disperato impegno di tutti, è stato comunque molto pesante. Le vittime del terremoto sono state 308, alcune delle quali decedute in ospedale a seguito dei gravi traumi riportati. A loro e al Capo Squadra Marco Cavagna, del Comando Provinciale VVF di Bergamo, deceduto durante le operazioni di soccorso, va il nostro riverente e commosso pensiero.

Il 12 aprile è cominciata, quindi, la seconda fase, caratterizzata in particolare dall'attività messa in atto dai Vigili del Fuoco per il recupero dei beni dei cittadini, per la messa in sicurezza degli edifici recuperabili e per la demolizione di quelli in situazione di incombente pericolo di crollo. Al 28 febbraio 2010 il numero totale degli interventi effettuati dai Vigili del Fuoco ammontava a 216.000. Fra questi, oltre a quelli fondamentali di soccorso alle persone, numerosi ed importanti sono stati gli interventi effettuati in collaborazione con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali, per il recupero e la messa in sicurezza dell'inestimabile patrimonio storico, artistico e culturale dell'Aquila e provincia, gravemente danneggiato. Il sisma ha colpito in particolare le chiese e altri edifici monumentali, fra i quali giova ricordare le chiese di San Bernardino e delle Anime Sante, la Basilica di Collemaggio ed il Forte Spagnolo.

Il continuo ed impegnativo lavoro in favore delle popolazioni colpite dal sisma del 6 aprile 2009 per tutti gli appartenenti al Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco è motivo di grande soddisfazione e di orgoglio di appartenenza. Gli unanimi attestati di stima e di gratitudine espressi in ogni occasione da tutte le istituzioni e da tutti i cittadini italiani hanno avuto il massimo riconoscimento da parte del Presidente della Repubblica, On. Giorgio Napolitano, con la concessione della medaglia d'oro al Valor Civile alla bandiera del Corpo. Cerimonia di consegna che è avvenuta in forma solenne in occasione della Festa Nazionale dei Vigili del Fuoco che si è tenuta per la prima volta al Quirinale il 30 settembre 2009.

1.3 I compiti e le funzioni del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali

Nell'ambito delle attività connesse alla gestione dell'emergenza post-sisma nell'area colpita dal terremoto dell'Aquila, con provvedimento del 17.04.2009 a firma del Capo del Corpo Nazionale, è stato istituito il Nucleo per il Coordinamento delle Opere Provvisionali. A tale Nucleo è stato affidato il compito di garantire l'uniformità nella realizzazione delle opere provvisionali effettuate dai Vigili del Fuoco e monitorarne lo stato di avanzamento, in sinergia con gli enti del sistema di Protezione Civile nazionale.

La struttura ha svolto diverse attività funzionali al raggiungimento degli obiettivi prefissati e segnatamente:

1. elaborazione di procedure tecnico-organizzative per la gestione degli interventi da parte del Nucleo nello specifico contesto operativo emergenziale, sviluppando intese e collaborazioni con gli organismi esterni ai Vigili del Fuoco (DICOMAC, COM, MiBAC, Università, Comunità scientifica, Enti Locali, ecc.);
2. elaborazione di standard progettuali e soluzioni tipo per opere provvisionali;
3. attività di consulenza tecnica, informazione e formazione del personale per l'effettuazione di lavori di particolare complessità;
4. monitoraggio degli interventi riguardanti la realizzazione di opere provvisionali attraverso l'acquisizione e la gestione dei relativi dati.

1.3.1 Le procedure

La prima tra le più importanti procedure elaborate ha previsto la verifica preventiva di fattibilità delle opere più rilevanti: tutti i progetti proposti sono stati attentamente esaminati e "processati" al fine di accertarne l'efficacia in termini di raggiungimento degli obiettivi previsti per le opere provvisionali, nonché la possibilità di essere realizzati con squadre e mezzi dei Vigili del Fuoco. Sin dalla costituzione del Nucleo si sono svolte riunioni quotidiane nelle quali, dopo un proficuo confronto tra tecnici di diverse amministrazioni (oltre ai VVF, il Ministero per i Beni e le Attività Culturali, le Università, il CNR, i Comuni ecc.) sono state condivise le migliori soluzioni progettuali possibili (a volte ripensando in tutto od in parte gli elaborati originariamente proposti), la cui fattibilità veniva confermata "in loco" in via speditiva, da apposite commissioni congiunte. Tali incontri hanno rappresentato un momento fondamentale di crescita per tutte le amministrazioni coinvolte, che hanno potuto reciprocamente giovarsi dell'apporto tecnico di funzionari con specializzazioni diverse e certamente complementari tra loro.

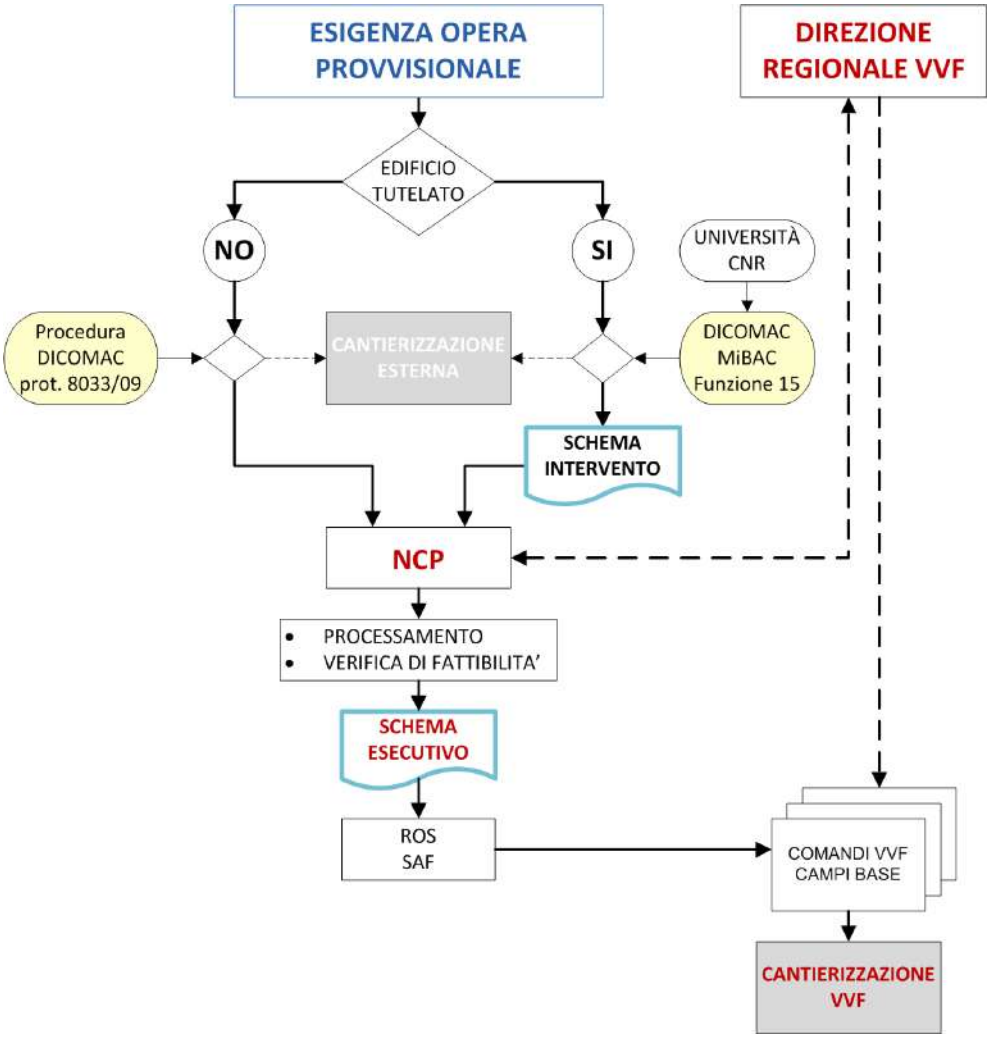


Figura 1.1 Schema a blocchi del "processamento" dell'intervento NCP.

Sono inoltre state predisposte:

- procedure organizzative per:
  - l'organizzazione del Servizio e delle funzioni (DTS, ROS, SAF, ecc.);
  - gli acquisti dei materiali;
  - la divulgazione delle statistiche;
  - le procedure per la gestione delle commesse;
  - la procedura standard per la copertura degli edifici con l'impiego di teli antistrappo occhiellati.
- procedure di sicurezza per:
  - l'utilizzo di attrezzature, mezzi privati con o senza operatore (noleggio a freddo/a caldo);

  - la realizzazione di opere provvisionali e demolizioni per la messa in sicurezza degli edifici in fase di emergenza simica;
  - interventi particolari, quali, ad esempio, il posizionamento del telaio in acciaio denominato "polipo" e della copertura nella chiesa di Santa Maria del Suffragio detta anche delle Anime Sante all'Aquila.

- procedure tecnico-organizzative per:
  - la gestione degli interventi nello specifico contesto operativo emergenziale (operazioni in quota e/o a terra);
  - la gestione delle interferenze tra i vari soggetti in concorso sull'intervento (VVF – SAF – ditte private, tecnici MiBAC, operatori di mezzi di sollevamento);
  - l'attività di consulenza tecnica, informazione e formazione del personale per l'effettuazione di lavori di particolare complessità;
  - il monitoraggio degli interventi riguardanti la realizzazione di opere provvisionali attraverso l'acquisizione e gestione dei relativi dati per garantire la continuità operativa e la raccolta e archiviazione della documentazione;
  - la necessità di ricondurre gli interventi di ordine "cantieristico" in un modello operativo in linea con le procedure operative standard del soccorso tecnico urgente dei VVF;
  - l'elaborazione di standard progettuali e soluzioni tipo per le opere provvisionali;
  - la semplificazione della realizzazione delle opere provvisionali secondo standard che non necessitano del processamento diretto da parte del NCP.

L'organizzazione e la gestione degli interventi NCP sono state attuate in base a:

- il sistema di Comando dell'Intervento - *Incident Command System* (ICS) - coordinato da un dirigente (o da un funzionario facente funzione di dirigente) con un'organizzazione operativa strutturata in Segreteria tecnica (Programmazione) e Segreteria Amministrativa unitamente a 4-5 Direttori Tecnici del Soccorso (Pianificazione). Ogni singolo intervento è stato seguito da un Responsabile Operativo del Soccorso;
- le procedure Operative Standard ordinarie VVF nella configurazione tipica del soccorso tecnico urgente;
- le procedure ordinarie dei nuclei specialistici (SAF, Mezzi Speciali, CMR, NBCR, …);
- l'integrazione con procedure *ad hoc* rispondenti allo scenario tipico dell'evento sismico.

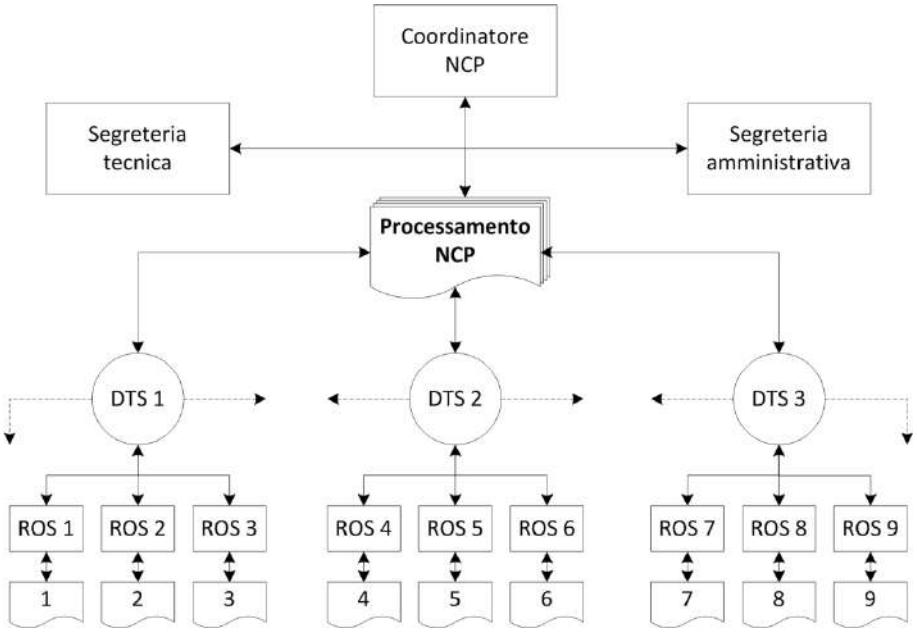


Figura 1.2 Organizzazione NCP.

1.3.2 La consulenza tecnica

Oltre alla diretta partecipazione alla progettazione ed alla verifica di fattibilità degli interventi più complessi, il personale del Nucleo NCP ha fornito numerosi contributi dal punto di vista tecnico-specialistico.

In particolare il Nucleo ha collaborato allo studio ed alla risoluzione di problematiche legate ad interventi di particolare complessità o finalizzati al rapido ripristino della viabilità pregiudicata da edifici pericolanti. Si ricordano ad esempio l'elaborazione del Piano di Sicurezza per l'intervento nella chiesa delle Anime Sante all'Aquila e la realizzazione del puntellamento con tubolari in acciaio del palazzo della Provincia nei "Quattro Cantoni" per il ripristino della viabilità principale in occasione del vertice internazionale "G8" e di alcuni edifici in via XX Settembre per il ripristino della viabilità in occasione dell'apertura delle scuole.

L'attività del nucleo si è progressivamente consolidata fino a diventare un punto di riferimento per la risoluzione delle problematiche tecniche più complesse e per le quali era necessario garantire una continua ed uniforme azione nel lungo periodo.

1.3.3 Il monitoraggio delle attività e la gestione dei dati

L'organico del Nucleo, a regime, era costituito da un dirigente (o da un funzionario facente funzione di dirigente), da un funzionario addetto alla segreteria tecnica, da un addetto alla segreteria amministrativa e da al massimo cinque funzionari in staff che hanno coordinato, d'intesa con vari funzionari ROS, la progettazione e l'esecuzione delle opere provvisionali in tutto il cratere; il Nucleo si è avvalso della preziosa collaborazione di docenti universitari esperti in materia.

La segreteria amministrativa ha avuto il compito di gestire ogni comunicazione esterna e il turnover del personale tecnico con le necessarie autorizzazioni. La segreteria tecnica ha gestito:

- il registro generale degli interventi;
- il giornale dei lavori;
- la modulistica tecnica;
- le procedure tecniche di sicurezza.

Particolarmente importante è stata la tenuta di un efficace archivio informatizzato, in cui sono state riportate ed aggiornate tutte le fasi progettuali ed esecutive degli interventi seguiti dal Nucleo, ivi compresa un'accurata documentazione video e fotografica.

Dal 17 aprile 2009 al 7 giugno 2010, il Nucleo ha partecipato alla valutazione di circa 500 opere provvisionali, gestendo la realizzazione di 358 interventi.

1.3.4 Le cartografie nell'emergenza sismica

Nel corso dell'emergenza sismica sono state realizzate diverse mappature del territorio aquilano ed in particolare del centro storico del capoluogo, costantemente aggiornate con il procedere delle operazioni di soccorso e con l'evoluzione degli scenari e degli obiettivi operativi.

Per tale ragione si è reso necessario poter immediatamente disporre di adeguati supporti cartografici contenenti informazioni utili a pianificare le attività più rilevanti e a stabilirne le priorità, anche al fine di razionalizzare l'impiego delle risorse umane, logistiche e strumentali a disposizione.

1.3.4.1 Cartografie generali del territorio

Il gruppo TAS (Topografia Applicata al Soccorso) del CNVVF sin dalle prime fasi operative presso la Direzione Comando e Controllo, ha elaborato e diffuso diverse cartografie dell'area del cratere con la rappresentazione della viabilità principale e secondaria nonché l'ubicazione dei più significativi presìdi caratteristici dell'emergenza, quali i Campi Base dei Vigili del Fuoco, i Centri Operativi Misti con le aree operative di rispettiva competenza, le aree di ricovero per la popolazione. Tali riferimenti sono stati particolarmente utili per le operazioni di soccorso, agevolando l'orientamento di tutti gli operatori intervenuti, la gran parte dei quali non aveva una conoscenza diretta del territorio nel quale operava.

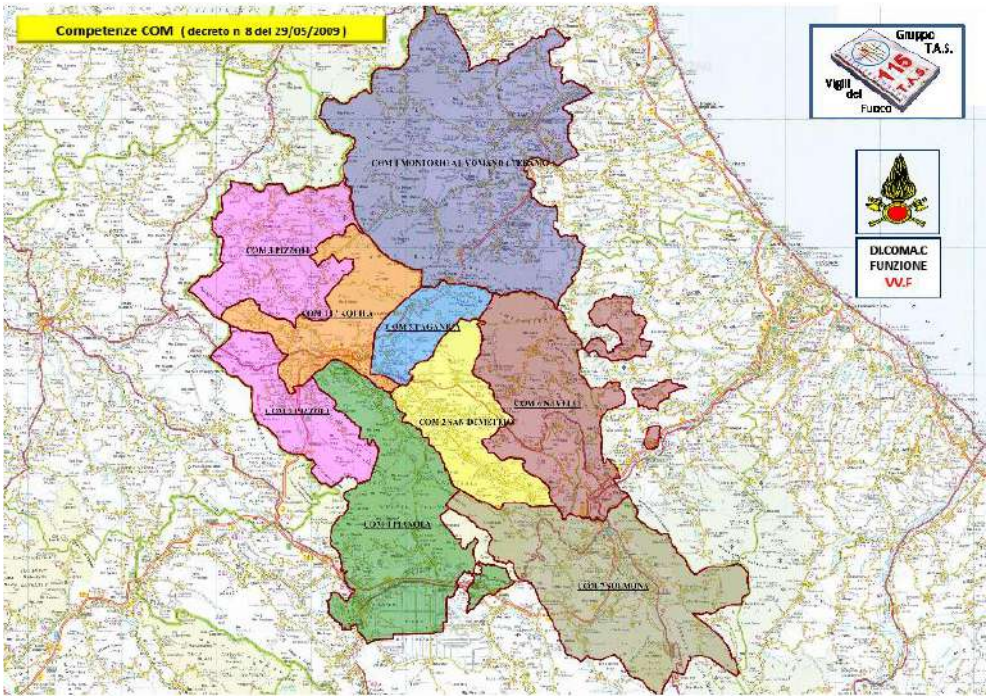


Figura 1.3 Aree di competenza dei Centri Operativi Misti.

1.3.4.2 L'individuazione dei beni tutelati e degli immobili indisponibili

Nel centro storico dell'Aquila è stato necessario operare una prima fondamentale distinzione, individuando, nell'ambito dell'intero patrimonio edilizio, gli edifici ed i beni soggetti a tutela da parte del Ministero per i Beni e le Attività Culturali.
Ciò, insieme ai rilievi di agibilità sugli edifici, ha permesso di redigere un quadro generale dei danni e di stabilire le azioni prioritarie da attuare; tali operazioni si sono rivelate particolarmente utili per la definizione delle azioni sinergiche tra MiBAC e Nucleo NCP per la realizzazione delle opere provvisionali.
In alcune cartografie si sono evidenziate altresì le aree e gli immobili sotto sequestro, e quindi indisponibili, per consentire gli accertamenti di competenza da parte della Autorità Giudiziaria, anche allo scopo di evitare improprie interferenze con l'attività investigativa.

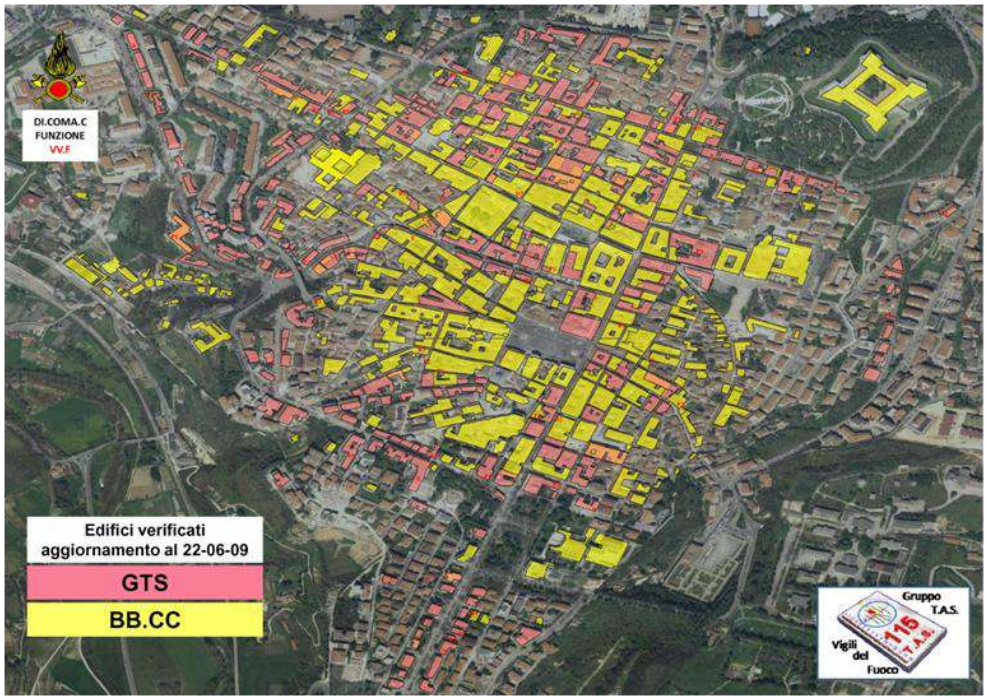


Figura 1.4 Centro storico dell'Aquila. Edifici verificati dalle squadre dei Beni Culturali e dai Gruppi Tecnici di Supporto (GTS).

1.3.4.3 Viabilità

Una priorità immediata è stata la riapertura dei principali assi viari del centro storico dell'Aquila, che era stato classificato da subito e per intero come "zona rossa", ovvero con la totalità degli edifici al suo interno dichiarati inagibili, per consentire il transito degli automezzi di soccorso.

A tal fine il gruppo TAS ha elaborato una prima mappatura riguardante essenzialmente gli aspetti di percorribilità ed accessibilità delle strade distinguendo, con diverse colorazioni, le vie:

- aperte alla circolazione;
- percorribili solo da parte di mezzi VVF;
- percorribili solo da mezzi autorizzati con scorta VVF;
- accessibili solo da squadre operative VVF.

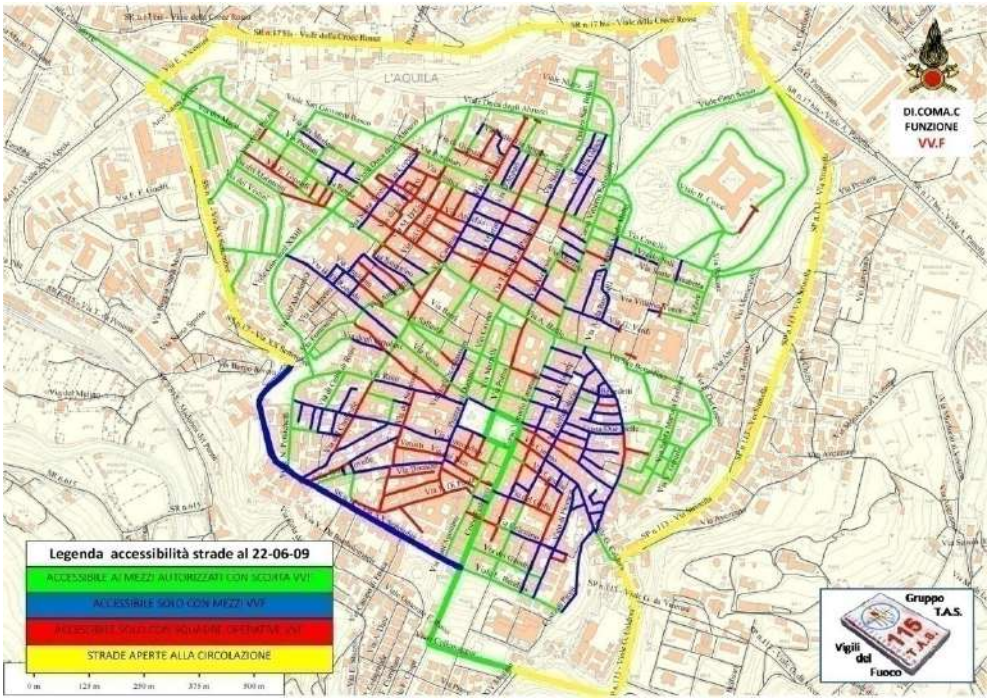


Figura 1.5 Mappatura di percorribilità stradale all'interno del centro storico dell'Aquila.

L'Ufficio del Vice Commissario delegato per la messa in sicurezza degli edifici pubblici e privati, istituito a metà luglio 2009 ai sensi dell'art. 11 O.P.C.M. 3763/2009, ha delimitato le zone rosse dei centri colpiti e in particolare del centro storico dell'Aquila, al fine di:

- evidenziare i danni riportati dai singoli edifici classificati in relazione agli esiti delle verifiche di stabilità effettuate dalle commissioni congiunte incaricate (Beni Culturali, Gruppi Tecnici di Supporto GTS, ecc.).
- agevolare gli interventi dei soccorritori, con l'accompagnamento di numerosi civili nelle zone rosse per il recupero dei beni personali;
- consentire l'accesso ai mezzi delle ditte private nei cantieri per la ricostruzione;
- ripristinare gradualmente la viabilità per il ritorno alle condizioni di normalità della vita sociale della città.

I dati venivano forniti ed aggiornati da un'apposita commissione (composta da rappresentanti del locale Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco, Prefettura, Questura e Comune), incaricata della continua riperimetrazione della zona rossa in base alla più precisa definizione dei danni risultanti dalle verifiche.

Dal mese di agosto, la zona rossa è stata delimitata in modo completo, riportando nelle mappe sia le aree interdette alla circolazione che quelle sicure aperte alla cittadinanza.

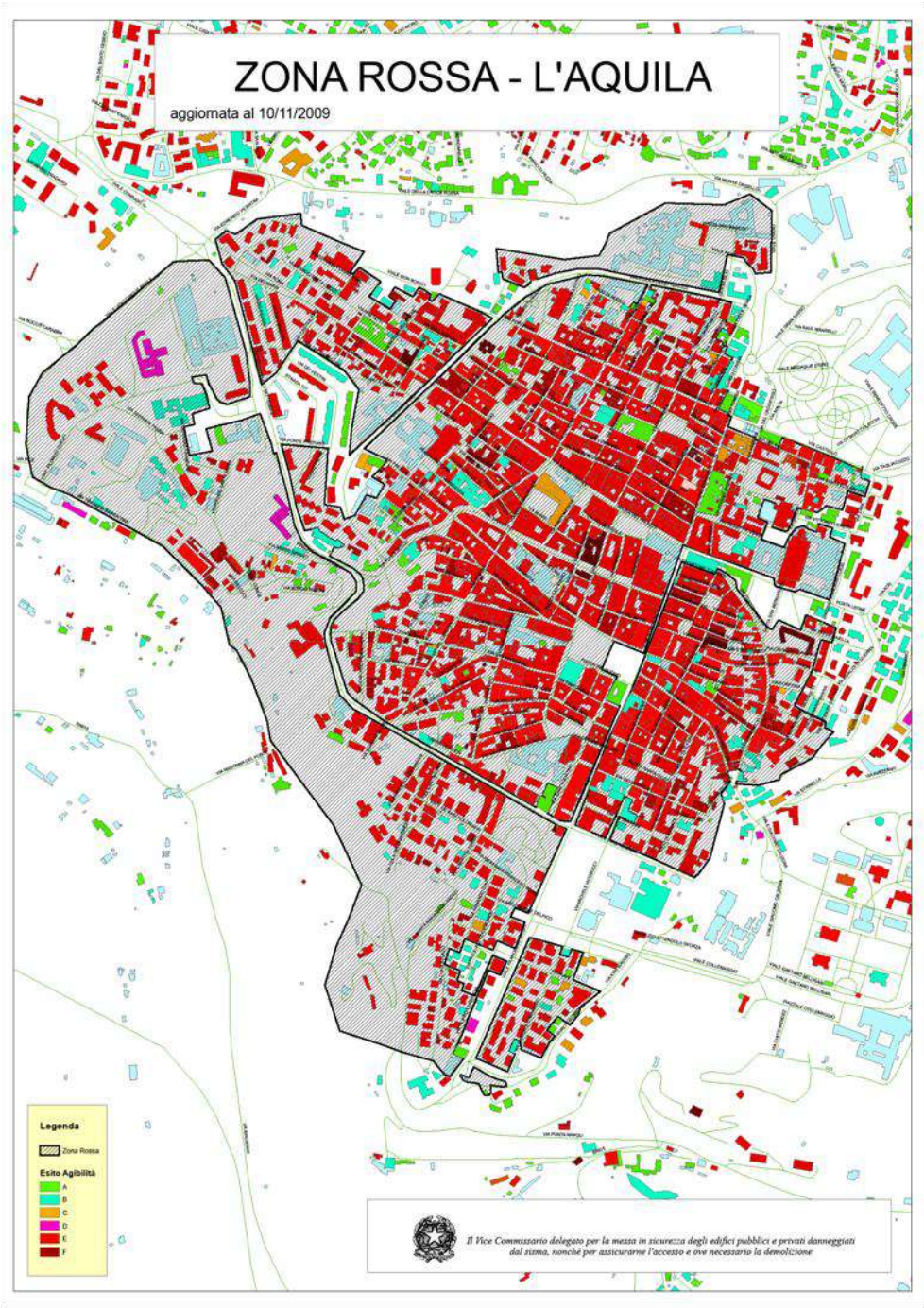


Figura 1.6 Mappatura di agibilità nella "zona rossa" del centro storico dell'Aquila.

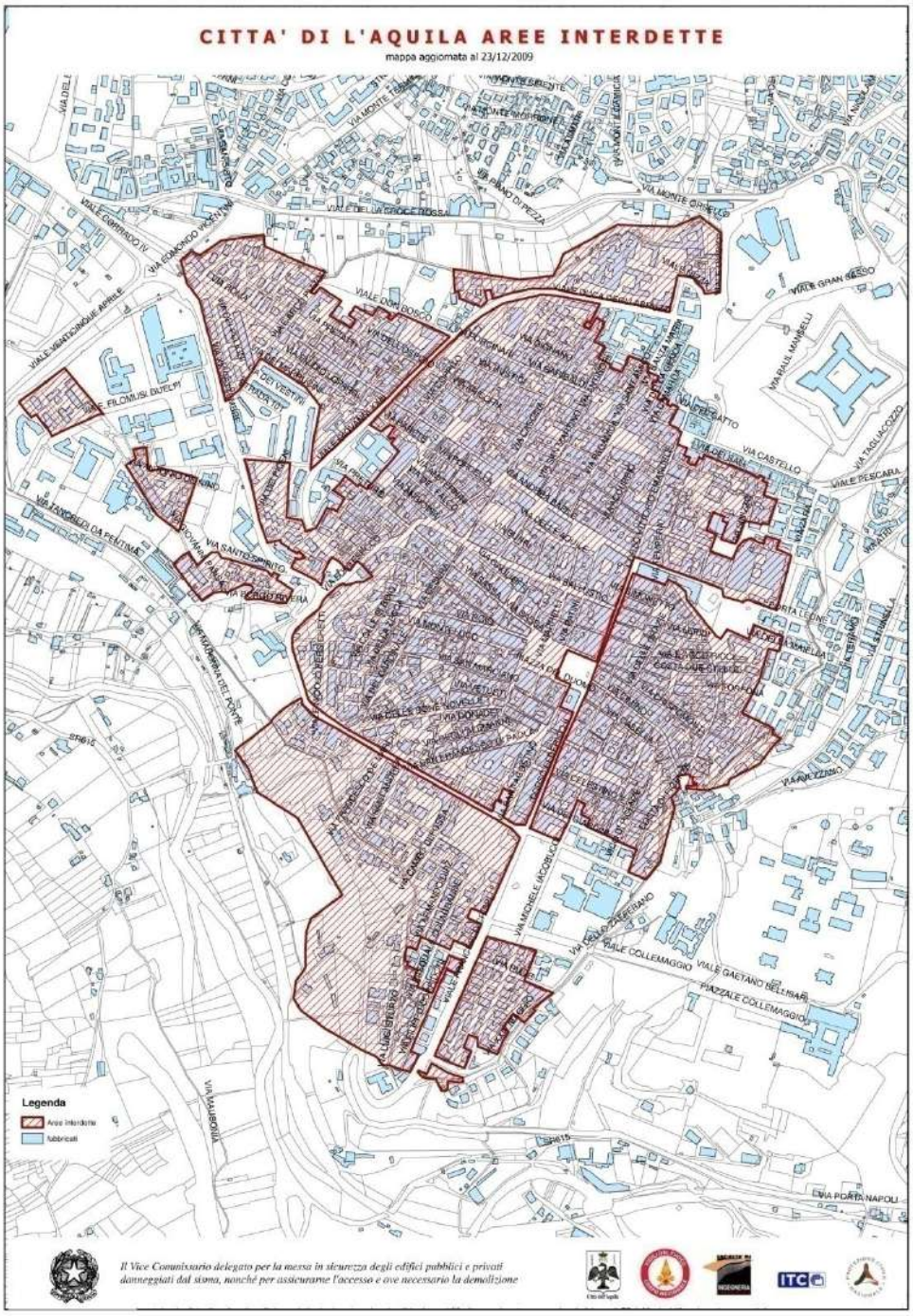


Figura 1.7 Perimetrazione delle zone interdette alla circolazione nel centro storico dell'Aquila.

1.3.5 Il "Vademecum STOP"

Un'azione di particolare rilievo tecnico-scientifico è stata l'elaborazione di un Vademecum di schede tecniche riguardanti le soluzioni progettuali delle opere provvisionali più ricorrenti per la messa in sicurezza dei manufatti danneggiati, quali puntelli di ritegno e di sostegno, tirantature, cerchiature, ecc., compresi i relativi particolari costruttivi (connessioni tra gli elementi, vincoli, nodi, ecc.).

Nella redazione delle schede del Vademecum sono stati presi come riferimento tecnico-scientifico sia il *Manuale delle Opere Provvisionali Urgenti Post-Sisma OPUS* (Dolce et al., 2006) realizzato dal Servizio Sismico Nazionale e dall'Università degli Studi della Basilicata, che altre pubblicazioni nazionali ed internazionali.

Le schede hanno rappresentato un utile, ma non vincolante, riferimento tecnico per ottenere rapidamente soluzioni pre-dimensionate sicure e standardizzate, attraverso la consultazione di abachi e tabelle che hanno reso agevole e pratico il dimensionamento sul campo delle strutture da parte delle squadre dei Vigili del Fuoco nella fase dell'emergenza post-sismica.

Gli schemi e gli abachi, basati su presupposti tecnici rigorosi, hanno messo a frutto l'ingentissima e preziosa esperienza dei Vigili del Fuoco, acquisita sia in occasione del sisma d'Abruzzo che nelle passate calamità, attraverso un meccanismo del tipo "*work in progress*".

Nella redazione dei calcoli per il dimensionamento degli elementi strutturali da impiegare nell'esecuzione delle opere provvisionali si sono fatte delle semplificazioni a favore di sicurezza, per fornire abachi di semplice consultazione, senza formule, che riportano le soluzioni standard realizzabili con elementi facilmente reperibili sul mercato.

Le schede sono state suddivise in diverse sezioni nelle quali sono stati riportati sinteticamente gli aspetti essenziali che orientano la scelta progettuale:

- tipologia di struttura danneggiata e meccanismo di collasso in atto, per contrastare il quale l'opera si rende necessaria;
- indicazioni generali e schemi per dimensionare gli elementi principali e secondari;
- evidenziazione delle criticità, con indicazioni esecutive e particolari costruttivi per la loro gestione;
- istruzioni per l'uso di ciascuna scheda.

Consultando le schede e le istruzioni allegate, i responsabili delle operazioni di soccorso dei Vigili del Fuoco (ROS) hanno potuto immediatamente dimensionare i vari elementi dell'opera, individuare il materiale necessario ed iniziare i lavori dopo l'approvvigionamento del materiale stesso.

Le schede hanno riscosso un notevole gradimento da parte di numerosi operatori dei Vigili del Fuoco, ma anche da professionisti e ditte private, quale agevole strumento per eseguire le opere provvisionali in emergenza superando l'onere, spesso insormontabile per ragioni di tempo e di economicità, della progettazione tradizionale attraverso laboriosi calcoli. La possibilità di velocizzare il computo a piè

d'opera del materiale necessario alla realizzazione ha reso altresì più efficace e standardizzabile il reperimento del materiale, velocizzando il processo complessivo di messa in sicurezza.

1.4 Il raccordo con gli altri soggetti della Protezione Civile

L'emergenza sisma Abruzzo è stata gestita dal Dipartimento di Protezione Civile con l'applicazione del modello organizzativo denominato "Metodo Augustus" che prevede l'attivazione di un sistema di Comando e Controllo flessibile in relazione al tipo di emergenza ed al territorio coinvolto. È stato attivato immediatamente l'EMER.COM Comitato Operativo per l'Emergenza, un organo collegiale interdisciplinare, nazionale, costituito dai vertici delle Amministrazioni nazionali e locali deputate alla gestione dell'emergenza, che ha assicurato la direzione unitaria dell'intervento.

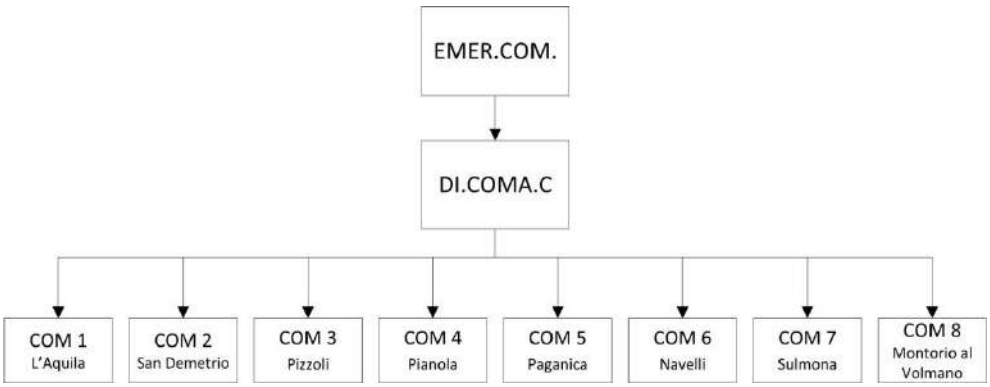


Figura 1.8 Schema del modello organizzativo.

La funzione DICOMAC, Direzione di Comando e Controllo, è stata caratterizzata dal contatto diretto tra i responsabili di tutti gli Enti coinvolti nella gestione dell'emergenza, esercitandone il coordinamento. Tale organizzazione ha alleggerito gli iter burocratici a vantaggio della rapidità dei processi decisionali e quindi dell'efficienza e dell'efficacia degli interventi.

Le funzioni di supporto del "Metodo Augustus" adottate sono le seguenti:

- tecnica di valutazione e censimento dei danni;
- sanità, assistenza sociale e veterinaria;
- volontariato;
- strutture operative / viabilità;
- logistica materiali e mezzi;
- coordinamento concorso delle Regioni;

- telecomunicazioni e supporto informatico;
- servizi essenziali;
- mass meda e informazione;
- salvaguardia beni culturali;
- supporto giuridico/amministrativo;
- infrastrutture e strutture post-emergenziali;
- coordinamento enti locali;
- relazioni internazionali;
- assistenza alla popolazione, scuola, università;
- tutela ambientale;
- comunicazione.

Il COM (Centro Operativo Misto) è stata una struttura operativa decentrata, costituita dai rappresentanti dei comuni e delle strutture operative che hanno svolto la direzione unitaria dei servizi di emergenza e coordinato a livello intercomunale gli interventi dei sindaci dei comuni coinvolti. Nel territorio abruzzese sono stati istituiti 8 Centri Operativi Misti, intercomunali, per la gestione capillare dell'emergenza sul territorio.

In questo articolato sistema di Protezione Civile le esigenze di raccordo tra i vari soggetti sono sorte principalmente per la presenza di un elevato numero di edifici di pregio storico artistico seriamente danneggiati e da una serie di problematiche relative alla riapertura della viabilità nella città dell'Aquila.

Il Ministero per i Beni e le Attività Culturali è stato il soggetto che per primo ha stimolato l'iniziativa di coordinamento, soprattutto in virtù della necessità di dare una risposta immediata agli innumerevoli problemi che caratterizzano il patrimonio culturale in caso di calamità. La riposta doveva rientrare tra gli interventi da effettuarsi nelle condizioni operative del soccorso tecnico urgente, in modo da stabilizzare la situazione fino all'avvio degli interventi definitivi che potevano essere intrapresi solo al termine dell'emergenza.

Inoltre l'articolazione delle funzioni del "Metodo Augustus" ha consentito di veicolare le richieste all'ufficio NCP direttamente dalla DICOMAC o tramite la catena di Comando dei Vigili del Fuoco: Direzione Regionale, Comando Provinciale o Centri Operativi Misti. Anche in questo caso l'esigenza era di rispondere alle istanze provenienti dai Gruppi Tecnici di Supporto (GTS) nei casi di complessità esecutiva a seguito di un'ordinanza sindacale.

Le richieste sono pervenute altresì, dall'ufficio del Vice Commissario delegato alle attività inerenti alla messa in sicurezza degli edifici pubblici e privati danneggiati dagli eventi sismici, così come previsto dall'Ordinanza n. 3763 della PCM del 6 maggio 2009.

Capitolo 2

2 La storia delle opere provvisionali del Corpo Nazionale VVF

2.1 Cenni storici

Le prime milizie organizzate per lo spegnimento degli incendi erano già state istituite nel 289 a.C., come riportato negli "*Annales*" di Tacito.

Da allora si sono sempre avute, a fasi alterne, organizzazioni preposte allo spegnimento degli incendi: dai Vigiles dei tempi di Augusto alla Militia Vigilum (33 a.C.); dalle Guardie del Fuoco nel 595, alle dipendenze del re dei Franchi, alle Gilde – associazioni private della fine dell'VIII secolo; dalle Guet e Guet-Royal in Francia del XIII secolo al Corpo della Guardia del Fuoco di Firenze del 1334 e alla Reale Compagnia dei Brentatori del Piemonte del Re Vittorio Amedeo di Savoia.

Napoleone Bonaparte, agli inizi del 1800, riformò il Corpo delle Garde-pompes ed estese la sua organizzazione a tutto l'Impero, compresa l'Italia.

I Pompieri venivano scelti tra artigiani, muratori, fabbri, falegnami, ecc., che non erano solo capaci di spegnere gli incendi, ma erano anche in grado di realizzare opere particolari come le opere provvisionali.

Nella seconda metà del 1800, per volere del Papa Pio IX, il Corpo dei Vigili del Fuoco Vaticani ebbe l'incarico di posizionare una colonna su un basamento con quattro statue, appositamente realizzato a Roma in Piazza di Spagna. I Vigili del Fuoco progettarono e realizzarono una ingegnosa macchina per elevare la colonna e realizzarono una poderosa opera provvisionale a forma di castello intorno alle quattro statue. La colonna servì da piedistallo per la statua della Madonna Immacolata.

Pochi anni dopo due Vigili del Fuoco romani, con l'uso delle scale in dotazione, effettuarono il restauro della sommità del campanile, realizzato nell'XI secolo e alto 90 m, della chiesa di San Mercuriale a Forlì. L'incarico ai Vigili del Fuoco fu dato dal Ministero della Pubblica Istruzione, considerate la pericolosità e l'estrema difficoltà di tale realizzazione che ne avevano determinato il rifiuto all'esecuzione da parte degli imprenditori di opere pubbliche della città e delle province limitrofe.

Esempi di opere provvisionali finalizzate alla messa in sicurezza degli scenari dell'emergenza, soprattutto a seguito di sisma e di crolli, sono rinvenibili nella documentazione storica e fotografica di molti eventi.

"La Casa dell'Oratore ha sofferto moltissimo, e per rendersi alla meglio sicuro ha riparato provisionalmente con de' Puntelli". Questo stralcio di cronaca del terremoto della Valtiberina del 30 settembre 1789, raccontato da un cronista di Citerna, testimonia l'origine antica dei puntelli come intervento provvisionale per la messa in sicurezza degli edifici danneggiati da un terremoto.

Nello stesso periodo, a Napoli, nacque il Corpo dei Genieri Pompieri.

Altre fonti storiche risalenti a eventi sismici successivi come ad esempio quello di Messina del 1908 (Figura 2.1), di Avezzano del 1915, di Aquilonia e Lacedonia del 1930, del Belice del 1968, confermano i puntelli come unica tipologia d'intervento

provvisionale adottata nell'emergenza sismica. In effetti altre tipologie d'intervento, come i tiranti e le cerchiature d'acciaio, erano già note all'epoca, tuttavia venivano utilizzate esclusivamente in una fase successiva a quella dell'emergenza, nell'ambito del processo di consolidamento definitivo della struttura, attuato dalle imprese edili. Questo aspetto trova conferma nel fatto che, fino a qualche decina di anni fa, i manuali e le dispense didattiche redatti per la formazione dei Vigili del Fuoco trattavano i puntelli come unica tipologia d'intervento provvisionale nell'emergenza sismica.

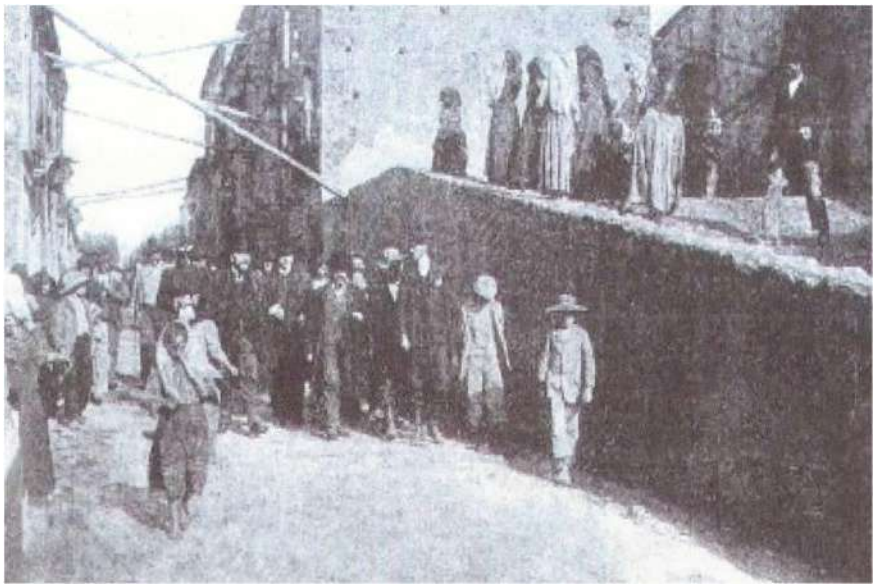


Figura 2.1 Terremoto di Messina e Reggio Calabria del 28 dicembre 1908: puntellamenti.

Una prima pallida innovazione da parte del CNVVF, si ebbe a seguito del terremoto del Friuli del 1976. In quell'occasione alcune squadre di Pompieri, composte in parte da capaci carpentieri, operarono interventi provvisionali facendo ricorso a tiranti metallici e travi di legno, quest'ultime con la funzione di elemento di ritegno (Figura 2.2).

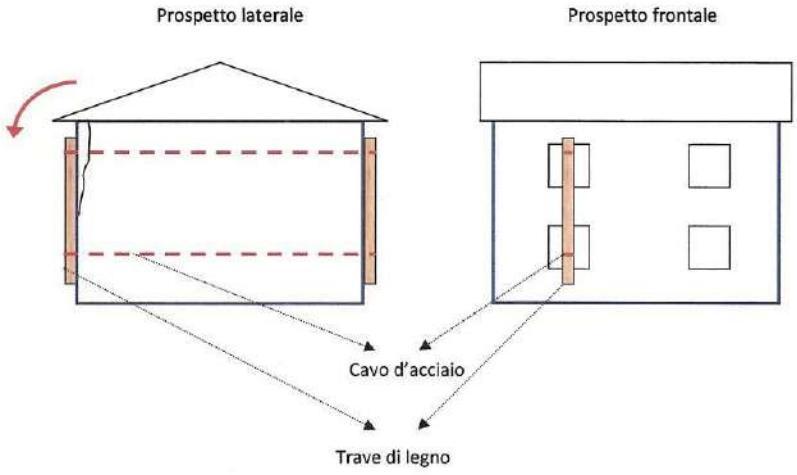


Figura 2.2 Schema di primi interventi provvisionali con tiranti realizzati da squadre VVF a Gemona (UD) in occasione del terremoto del 6 maggio 1976 in Friuli.

Tuttavia, il successivo sisma del 23 novembre 1980 che colpì l'Irpinia e la Basilicata non segnò da questo punto di vista una svolta nel campo delle opere di primo intervento; le squadre dei Vigili del Fuoco operarono quasi esclusivamente con i puntelli, che continuarono a realizzare con materiali reperiti sul luogo a causa delle indiscutibili difficoltà di approvvigionamento dall'esterno. Questo aspetto determinò una inevitabile disomogeneità dei puntelli realizzati dalle varie squadre dei Vigili del Fuoco.

Un primo grande passo verso l'utilizzo di tecniche innovative venne compiuto in occasione del terremoto che il 26 settembre 1997 colpì le regioni Umbria e Marche. Fu il primo evento sismico significativo a cui parteciparono i nuclei specialistici VVF-SAF (soccorso Speleo Alpino Fluviale) e furono proprio questi nuclei ad intervenire sulle strutture alte (torri, campanili e ciminiere) utilizzando cavi d'acciaio e fasce in poliestere, di più agevole utilizzo e rapidità di messa in opera, per le cerchiature effettuate in quota con l'ausilio di autoscale e piattaforme in dotazione (Figura 2.3).

Ciò nonostante i puntelli tradizionali di sostegno, ritegno e contrasto, furono ancora una volta realizzati con poca omogeneità e, in alcuni casi, rimasero incompiuti, a causa della scarsità di materia prima e della mancanza di una specifica linea guida, che ha lasciato a ciascuna squadra e ai relativi funzionari la massima libertà nelle scelte progettuali ed esecutive.

Una prima azione in tal senso fu la pubblicazione, da parte dell'Agenzia di Protezione Civile, Servizio Sismico Nazionale, del testo "*Le opere provvisionali nell'emergenza sismica*", di M. Bellizzi (2000).

Figura 2.3 Intervento provvisionale delle squadre VVF SAF alla torre civica di Foligno (PG) in occasione del terremoto del 26 settembre 1997.

Inoltre furono redatte dal prof. Dolce (del Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti – GNDT) e dall'ing. Di Pasquale (del Servizio Sismico Nazionale) per il Comitato Tecnico Scientifico istituito in occasione del terremoto del Pollino del 9 settembre 1998, le *"Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza",* particolarmente importanti nel campo del miglioramento delle tecniche d'intervento provvisionale post-sisma.

Tali Raccomandazioni contengono un confronto tra i comportamenti delle puntellature e delle tirantature metalliche sotto l'azione sismica.

Tra le altre cose, nel documento venne sottolineato che i tiranti metallici, a differenza dei puntelli, risultano pienamente efficaci ai fini della resistenza dell'edificio a ulteriori scosse sismiche, permettendo di conseguire, se ben fatti, una sicurezza addirittura superiore a quella della struttura originaria priva di tiranti, grazie alla capacità di questi ultimi di favorire il comportamento scatolare d'insieme dell'organismo strutturale.

Queste raccomandazioni trovarono concorde il CNVVF, tanto è vero che, a distanza di poco tempo, l'ing. Parisi, allora Direttore dell'ISA (Istituto Superiore Antincendi), e l'arch. Martoni, allora funzionario del comando VVF di Milano, elaborarono a fini didattici la Tabella 2.1 per la comparazione tra le caratteristiche comportamentali dei tiranti in acciaio e i puntelli in legno.

Tabella 2.1 Tabella comparativa tra il consolidamento con l'uso di tiranti metallici e quello con l'uso di puntelli in legno.

Consolidamento con l'uso di tiranti metallici	Consolidamento con l'uso di puntelli in legno
Funziona a trazione	Funziona a compressione
Non altera le forze del sisma	Raddoppia le forze del sisma (F puntello = F sisma / sen 30° = 2 F sisma)
Realizza un vincolo bilaterale	Realizza un vincolo unilaterale
Non provoca effetto di martellamento	Provoca effetto di martellamento
È calcolabile l'intensità delle forze applicate	Non è calcolabile l'intensità delle forze applicate
È economico	Costa mediamente il 300% in più
È rapido	È laborioso
Non cambia assetto	Può cambiare l'assetto durante il sisma
È durevole nel tempo	Si altera nel tempo

Il documento non contiene però soluzioni né tabelle per il dimensionamento delle diverse tipologie di opere provvisionali.

Successivamente lo stesso prof. Dolce, per conto dell'Università degli Studi della Basilicata, pubblicò il manuale OPUS, presentato ufficialmente nell'anno 2006 (si veda Dolce et al., 2006).

Il documento costituisce un riferimento, di indiscussa validità, per la realizzazione di opere provvisionali, completo di soluzioni e di tabelle per il dimensionamento delle diverse tipologie di opere previste.

Nel 2003 la Direzione Regionale VVF Piemonte costituì il Gruppo Opere Provvisionali (GOP) del Piemonte coordinato dall'arch. Sasso, già vice Comandante ad Asti, che produsse un manuale per le opere provvisionali più semplici, completo di tecniche SAF e di indicazioni sui criteri di calcolo. Nello stesso anno, a seguito del terremoto verificatosi nella provincia di Alessandria, che colpì in particolare il Comune di Novi Ligure e alcuni paesi del circondario, la Direzione Regionale VVF Piemonte costituì un gruppo di lavoro misto con i Comandi di Alessandria e Asti che, in collaborazione con le Università di Torino e di Genova, procedette al monitoraggio e al rilevamento dei danni su una struttura pregevole per arte e storia nel Comune di Gavi.

Nel 2007 la Direzione Centrale per la Formazione del CNVVF, con a capo l'ing. Basti, incaricò un gruppo di lavoro VVF per l'elaborazione di una nuova dispensa in materia di costruzioni, dissesti statici e opere provvisionali. Il gruppo di lavoro elaborò un documento completo che, per la prima volta, aveva previsto di riservare una parte del corso all'apprendimento delle manualità applicate alle soluzioni teoriche prescelte nella realizzazione dei puntelli.

La naturale conseguenza di questo lavoro è stata l'istituzione di corsi di formazione per il personale permanente, già in servizio presso diversi Comandi dei Vigili del Fuoco sul territorio nazionale, progettati specificamente all'insegna del nuovo modulo didattico, che ha riscosso un generale apprezzamento per la nuova metodologia di insegnamento.

Detta attività si è rivelata molto efficace per la realizzazione delle opere provvisionali necessarie alla messa in sicurezza delle costruzioni a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009, poiché il personale che aveva frequentato i corsi ha realizzato le opere provvisionali con maggiori competenza e celerità, rispetto al rimanente personale che non aveva frequentato gli stessi corsi e che comunque, per esigenze del soccorso tecnico urgente, è stato chiamato a realizzare le stesse tipologie di opere.

Mancava tuttavia una trattazione sistematica di standardizzazione e di supporto operativo sul campo.

A seguito del terremoto dell'Aquila, il Direttore Centrale per l'Emergenza del CNVVF, memore del lavoro svolto alla Direzione Centrale Formazione e per dare continuità allo stesso nello scenario emergenziale, ha proposto al Capo del CNVVF di costituire, presso la Direzione Regionale VVF dell'Abruzzo, il Nucleo Coordinamento delle Opere Provvisionali (NCP) con l'incarico di garantire l'uniformità nella realizzazione degli interventi provvisionali effettuati dai Vigili del Fuoco e monitorarne lo stato d'avanzamento. L'incarico di organizzare il Nucleo è stato affidato a tre dirigenti del CNVVF, ingegneri Cavriani, Mannino e Munaro, che a rotazione hanno diretto e coordinato l'attività del Nucleo stesso dai primi giorni dopo l'evento sismico coadiuvati da altri dirigenti e funzionari del Corpo Nazionale.

Il Nucleo si è avvalso del supporto scientifico del prof. Grimaz dell'Università di Udine che ha ideato e messo a punto, anche operando sul campo, gli strumenti tecnico-scientifici per la realizzazione degli interventi, coordinando uno specifico gruppo di lavoro.

2.2 Rassegna fotografica

Di seguito si riporta una esemplificazione delle opere provvisionali realizzate dal Corpo Nazionale in occasione di terremoti che si sono verificati negli ultimi decenni in Italia. Il primo evento sismico per il quale è disponibile una documentazione fotografica organica è quello del Friuli del 1976.

Da questa sequenza storica è possibile cogliere l'evoluzione che hanno avuto i metodi e le tecniche di puntellamento; ogni evento sismico ha rappresentato un'occasione di crescita del *know-how* del settore.

Le immagini sono commentate rispetto agli standard operativi e tecnico-scientifici attuali.

Terremoto Friuli 1976

Puntellatura di ritegno.

Le puntellature sono costituite da puntelli formati da puntoni inclinati impostati a terra su trave di contrasto, poggianti su ritti verticali posti contro la parete da presidiare. I singoli puntelli sono collegati da elementi di controventatura laterale.

Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino

Terremoto Friuli 1976

Puntellatura di ritegno. Particolare.

Il collegamento in testa dei puntoni è realizzato con una graffa metallica (o cambra) e da una tavola di contrasto chiodata sul ritto. Tale collegamento era largamente usato in Friuli per la formazione dei nodi delle capriate dei tetti.

Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino

Terremoto Friuli 1976

Puntellatura di ritegno. Particolare.

I ritti delle puntellature sono posti in corrispondenza dei maschi murari. Grandi interassi tra i puntelli determinano la presenza di controventature lignee atte a lavorare solo a trazione la cui efficacia è affidata alla tenuta della chiodatura alle estremità.

Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino

	Terremoto Friuli 1976 Puntellatura di ritegno. Sicurezza. Le puntellature sono costruite assemblando i vari elementi direttamente a ridosso della parete da presidiare. Durante la realizzazione gli operatori stazionano in zone che, in caso di sisma, possono essere interessate da crolli e lavorano in condizioni operative che rendono difficile il rapido allontanamento in caso di necessità. *Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino*
	Terremoto Friuli 1976 Tirantatura di facciata e centinatura archi. La facciata è trattenuta da un sistema di travi e ritti ancorati a cavi in acciaio passanti attraverso le finestre. Gli archi del loggiato al piano terra sono presidiati da centinature che scaricano a terra concentrando il carico in mezzeria. *Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino*
	Terremoto Friuli 1976 Puntellatura di contrasto. Pareti con cinematismi fuori piano in atto sono presidiate da puntellature di contrasto che scaricano su pareti di edifici prospicenti. Gli elementi di contrasto presentano una luce libera di inflessione pari alla larghezza della strada. Si deve tuttavia tener conto della necessità di realizzare l'intervento in tempi rapidi viste le precarie condizioni di sicurezza del sito. *Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino*

Terremoto Irpinia 1980

Puntellatura di ritegno.

Puntoni di grande lunghezza, formati da elementi accoppiati e calastrellati, raggiungono una quota di imposta elevata e sono collegati ai ritti verticali. Il controventamento laterale avviene con un sistema di croci di Sant'Andrea che non scaricano ai nodi.

Fonte: E. Ariu Comando VVF Torino

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno.

Puntellatura di ritegno con presenza di puntoni multipli di grande lunghezza convergenti alla base ed impostati su ritti verticali poggianti sulla parete da presidiare. Il passo delle puntellature è relativamente piccolo. I puntoni più lunghi sono rompitrattati da saette. Una riduzione della luce libera dei puntelli, per evitare sbandamenti laterali, risulta realizzata solo per i puntoni nella zona più centrale.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno d'angolo.

Puntellatura formata da puntoni snelli di grande lunghezza convergenti alla base ed impostati su ritti verticali poggianti sulle due pareti ortogonali da presidiare. I puntoni sono reciprocamente collegati da elementi di accoppiamento nel piano della puntellatura. La soluzione di controventatura adottata riduce la luce libera dei puntelli solo per il puntone centrale.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno. Particolare.

Il sistema di contrasto a terra è realizzato infiggendo nel terreno spezzoni di tubo "Innocenti" lunghi circa 100 cm, ai quali viene addossata una trave in legno, sulla quale vengono impostati i puntoni.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di ritegno.

La doppia puntellatura in zona d'angolo è formata da puntoni poggianti su ritto verticale e collegati con semplice chiodatura. I puntoni non sono rompitrattati e la puntellatura nel suo insieme non è lateralmente stabilizzata. Efficace pare invece la soluzione adottata per lo scarico a terra dei puntoni.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellatura di contrasto.

La puntellatura di contrasto è costituita da puntoni impostati su elementi poggiati sulla parete da presidiare, organizzati in modo da scaricare sulla parete prospicente. Le soluzioni per stabilizzare i singoli elementi dell'opera sono alquanto precarie. Il passaggio è interdetto dalla presenza dell'opera provvisionale.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

	Terremoto Umbria e Marche 1997 Puntellatura di contrasto. Puntellatura di contrasto organizzata in modo da consentire il passaggio protetto lungo la via tra gli edifici. L'intervento è di buona fattura. *Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF*
	Terremoto Umbria e Marche 1997 Puntellatura di contrasto. La puntellatura di contrasto è costituita da un puntone orizzontale singolo. L'intervento risulta non solo palesemente sottodimensionato ma anche incapace di auto-mantenersi in opera in caso di sisma. *Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF*
	Terremoto Umbria e Marche 1997 Centinatura di volta. Centinatura di volta organizzata con due saette che scaricano su ritto centrale che, poggiando a terra, si sviluppa a tutta altezza. I ritti, relativamente snelli ed esili, sono solo debolmente controventati nella direzione dell'asse della volta. *Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF*

Terremoto Umbria e Marche 1997

Centinatura arco.

L'arco è sostenuto da una serie di tre puntelli che convergono a terra nella zona centrale dell'apertura. Il trasferimento del carico avviene tramite le sole zone di appoggio puntuale dei puntelli all'intradosso dell'arco. La riduzione della luce libera di inflessione dei puntelli è realizzata solo per una direzione.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Cerchiatura torre.

Uno dei primi interventi realizzati con sistema "tubi e giunti". Si notino le tecniche di assicurazione degli operatori antesignane delle moderne procedure SAF.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

Terremoto Umbria e Marche 1997

Puntellature di ritegno e contrasto.

La puntellatura di ritegno è organizzata con scarico in falso dei puntelli superiori su quelli inferiori, meno inclinati. L'opera è solo debolmente controventata. La puntellatura di contrasto è organizzata con appoggi fino a terra in modo da non creare instabilità globali in caso di sisma. I puntelli che trasferiscono il carico risultano tuttavia relativamente esili in rapporto alle loro luci libere di inflessione.

Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF

	Terremoto Alessandria 2000 Puntellatura ritegno. La puntellatura è formata dal solo ritto verticale e due puntoni inclinati impostati su trave di contrasto a terra. I puntoni sono tagliati in testa in modo da poggiare direttamente sul ritto e sono bloccati superiormente da una tavoletta chiodata. Sono assenti controventature atte a garantire la stabilità laterale dell'opera. *Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria*
	Terremoto Alessandria 2000 Cerchiatura torre campanaria. La cerchiatura è effettuata con fasce "a cricchetto" in poliestere. Non sono presenti ripartitori metallici e la sbadacchiatura dei vani non è completa per la presenza delle campane nelle aperture. *Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria*
	Terremoto Alessandria 2000 Cerchiatura cupola campanile. Tipico intervento realizzato con tecniche SAF mediante posizionamento di fasce in poliestere "a cricchetto" sul lato esterno. *Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria*

Terremoto Molise 2002

Puntellatura di contrasto e ritegno.

La puntellatura di contrasto è organizzata in scarico sulla parete prospiciente. Nella parte bassa è presente una puntellatura di ritegno che lascia comunque libero il passaggio. Il puntello di ritegno in primo piano è privo di elementi di stabilizzazione laterale.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria

Terremoto Molise 2002

Puntellatura di ritegno.

La puntellatura presenta ripartitori orizzontali che garantiscono un migliore trasferimento del carico dalla parete all'opera provvisionale. La riduzione della luce libera di inflessione dei puntoni è realizzata in entrambe le direzioni.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria

Terremoto Molise 2002

Puntello di ritegno in tubi e giunti.

La puntellatura di ritegno, realizzata in tubi e giunti, ha l'indubbio vantaggio della modularità e della facilità di assemblaggio. Richiede tuttavia una attenta progettazione della configurazione strutturale e un buon ancoraggio a terra.

Fonte: Centro Documentazione Comando VVF Alessandria

Terremoto Molise 2002

Puntellatura di ritegno "zoppo".

Per ridurre l'ingombro sulla strada la puntellatura è stata organizzata in modo "zoppo". La spinta della parete è scaricata a terra mediante tirantatura in acciaio (si veda il particolare). I pali di blocco sono soggetti alle sollecitazioni causate dall'eccentricità tra scarico dei puntoni e tiranti n acciaio.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Terremoto Molise 2002

Cinturazione esterna.

Cinturazione esterna multipla con cavi in acciaio e morsetti. Gli spigoli sono protetti da tavole in legno su cui sono applicati degli angolari in acciaio di ripartizione del carico.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Terremoto Molise 2002

Centinatura volta.

La centina è organizzata per raccogliere il carico in modo distribuito su tutto l'arco. Lo scarico a terra avviene tramite due coppie di puntoni divergenti in modo da lasciare libero il passaggio.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Terremoto Molise 2002

Puntellatura di contrasto a portale.

La puntellatura di contrasto è organizzata in modo da formare un portale. I puntoni della parte superiore scaricano in falso in mezzeria dell'elemento orizzontale di collegamento a quota più bassa. Sono assenti elementi di controventamento laterale.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Terremoto Molise 2002

Puntellamento di contrasto.
Particolare.

Il blocco di puntoni sui ritti avviene mediante tavoletta chiodata. La resistenza dell'intero presidio è affidata all'efficacia del giunto ossia alla tenuta dei chiodi di fissaggio delle tavolette.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Terremoto Molise 2002

Puntellatura di ritegno d'angolo.

L'opera è composta da tre puntelli a fasci convergenti collegati trasversalmente. La base di appoggio dei puntoni è interrata. Il trasferimento del carico in sommità è affidato alla tenuta di tavolette chiodate sui tavoloni di ripartizione.

Fonte: Centro Documentazione Comandi VVF Campobasso e Isernia

Capitolo 3

3 La standardizzazione delle opere provvisionali

3.1 Le schede STOP

Lo scenario generatosi dopo il terremoto dell'Aquila ha evidenziato la necessità di mettere in sicurezza gli edifici anche con il fine di ripristinare la viabilità principale compromessa da potenziali crolli. È stato necessario intervenire su ampia scala e in situazioni operative delicate, richiedendo un'azione rapida, efficace e il più possibile uniforme. La risposta ha richiesto necessariamente l'attuazione di una serie di interventi di soccorso pianificati e coordinati.

L'istituzione del Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali ha risposto all'esigenza di attuare, da parte dei Vigili del Fuoco, una massiccia ed estesa opera di messa in sicurezza del patrimonio edilizio abruzzese colpito dal terremoto dell'aprile 2009. Tra i mandati affidati a tale Nucleo vi erano quelli di garantire l'uniformità nelle realizzazioni delle opere provvisionali ed elaborare standard progettuali e soluzioni tipo per rendere più rapide ed efficaci le operazioni.

Per il conseguimento degli obiettivi prefissati, il Nucleo ha effettuato una preliminare analisi del problema, fondata su osservazioni dirette, finalizzata all'identificazione delle esigenze specifiche e delle principali criticità operative. I risultati dell'analisi hanno consentito di individuare le strategie di azione nell'ambito di una specifica filosofia di progetto.

Le esigenze riscontrate hanno evidenziato la necessità di:

- fornire indicazioni pratiche sul piano realizzativo;
- mettere a punto strumenti "pompieristici", ossia utilizzabili dai Vigili del Fuoco nel contesto di emergenza post-sisma;
- fornire soluzioni pre-codificate applicabili su larga scala, individuando soluzioni tipo, associate a scenari di riferimento specifici.

Le valutazioni derivanti dall'analisi preliminare hanno suggerito la progettazione di strumenti di supporto alle decisioni utili anche, e soprattutto, nella fase realizzativa degli interventi. Nell'elaborazione sono stati adottati i seguenti criteri progettuali:

- messa a punto di schede tecniche per la realizzazione delle opere provvisionali (STOP - Schede Tecniche delle Opere Provvisionali);
- progettazione inversa e contestualizzata, ossia ricerca di soluzioni progettuali definite a partire dai materiali e dalle tecniche disponibili, e non viceversa (come avviene nella progettazione ordinaria);
- capitalizzazione del *know-how* del CNVVF per la sistematizzazione e diffusione delle conoscenze.

3.1.1 Filosofia di progetto delle schede STOP

La progettazione delle schede STOP è stata impostata tenendo conto, innanzitutto, dello scenario nell'ambito del quale le schede dovevano essere utilizzate – la fase di emergenza post sisma – e delle relative condizioni al contorno.

La filosofia di progetto ha portato quindi a concepire le schede come strumenti di supporto alle decisioni nelle diverse fasi, dalla pianificazione degli interventi alla loro realizzazione, in modo da rispondere alle seguenti esigenze:

- spiegare agli operatori che intervengono sul campo l'obiettivo che si intende perseguire con l'installazione di una determinata opera provvisionale e i criteri che devono essere adottati per la scelta della tipologia e per la corretta realizzazione dell'opera;
- evidenziare i punti di criticità su cui porre maggiore attenzione per garantire l'efficacia dell'opera;
- considerare la sicurezza degli operatori in ogni fase realizzativa;
- fornire dettagli costruttivi, con particolare riferimento agli aspetti di maggiore criticità e complessità;
- velocizzare e standardizzare le operazioni di messa in sicurezza, anche al fine di tener conto degli avvicendamenti tra le squadre operanti.

Le esigenze di sicurezza, gli scenari e le particolari condizioni operative hanno portato a definire specifici criteri generali di progetto. Tali criteri, in particolare, hanno cercato di tener conto:

- dell'attenzione alla sicurezza degli operatori chiamati ad operare in una fase in cui possono ripetersi scosse, anche violente;
- delle condizioni operative in cui i Vigili del Fuoco sono chiamati ad operare;
- della necessità di ricercare soluzioni riferite a scenari tipo, conservative e capaci di garantire modularità e semplicità esecutiva;
- del dimensionamento riferito ad un'azione sismica di riferimento per ambiti territoriali omogenei;
- dell'attenzione da prestare ai punti critici quali, ad esempio, i giunti fra le membrature delle opere provvisionali.

Inoltre, a fronte delle necessità di mettere in sicurezza gli edifici in tempi limitati, con maestranze dei Vigili del Fuoco che operano secondo turni comportanti avvicendamenti durante la realizzazione di una stessa opera e in un ambiente di lavoro a rischio, si è optato per:

- definire soluzioni tipo in modo da uniformare modalità e tecniche realizzative e facilitare i passaggi di consegne negli avvicendamenti del personale;
- semplificare quanto più possibile la scelta dei materiali da utilizzare tenendo conto di fattori quali reperibilità e manovrabilità;

- semplificare quanto più possibile le soluzioni ed i particolari costruttivi, utilizzando, ad esempio, travi a sezione quadrata dimensionate con riferimento all'elemento maggiormente sollecitato, in modo tale da rendere notevolmente più semplice la realizzazione dei giunti e il computo a piè d'opera del materiale necessario per la sua realizzazione;
- semplificare la fase realizzativa (preparazione e montaggio) cercando, per quanto possibile, di operare in condizioni di sicurezza preferendo il pre-assemblaggio dell'opera, o di parti di essa, in zona di sicurezza.

Infine, per facilitarne l'utilizzo operativo, le schede sono state strutturate seguendo i punti chiave del ragionamento da porre in atto sul campo, e quindi organizzate secondo i seguenti tre *steps* fondamentali:

1. scelta della tipologia di opera, sulla base di un preliminare riconoscimento del cinematismo da presidiare;
2. dimensionamento dell'opera, con l'ausilio di opportuni abachi e tabelle;
3. esecuzione, supportata da avvertimenti sulle criticità globali e locali da gestire, da indicazioni sui particolari costruttivi da adottare per eliminare o controllare le criticità e da avvertenze di carattere generale o specifico da seguire per una corretta realizzazione.

Figura 3.1 Struttura logica delle schede STOP.

Le considerazioni sopra esposte e la necessità di standardizzare quanto più possibile l'opera hanno suggerito di ricorrere ad una "pre-progettazione" delle opere per "scenari di riferimento". Ciò, come si vedrà in seguito, ha consentito di pervenire al "Vademecum STOP" che può essere interpretato come una sorta di catalogo di opere pre-dimensionate in funzione di specifiche richieste prestazionali e di determinate variabili geometrico/tipologiche osservabili sul campo. Tale strumento costituisce il riferimento di rapido utilizzo per identificare la soluzione da adottare una volta caratterizzate le variabili richieste dallo specifico problema da affrontare.

3.2 Criteri generali di progetto

I criteri generali di progetto sono stati concepiti tenendo conto della necessità di procedere con la progettazione contestualizzata di interventi tecnici urgenti.

Si è optato, quindi, per l'individuazione di soluzioni standardizzate, definite attraverso una preventiva tipizzazione e dimensionamento delle opere per "scenari di riferimento", tenendo conto sia del contesto operativo sia delle tempistiche di realizzazione.

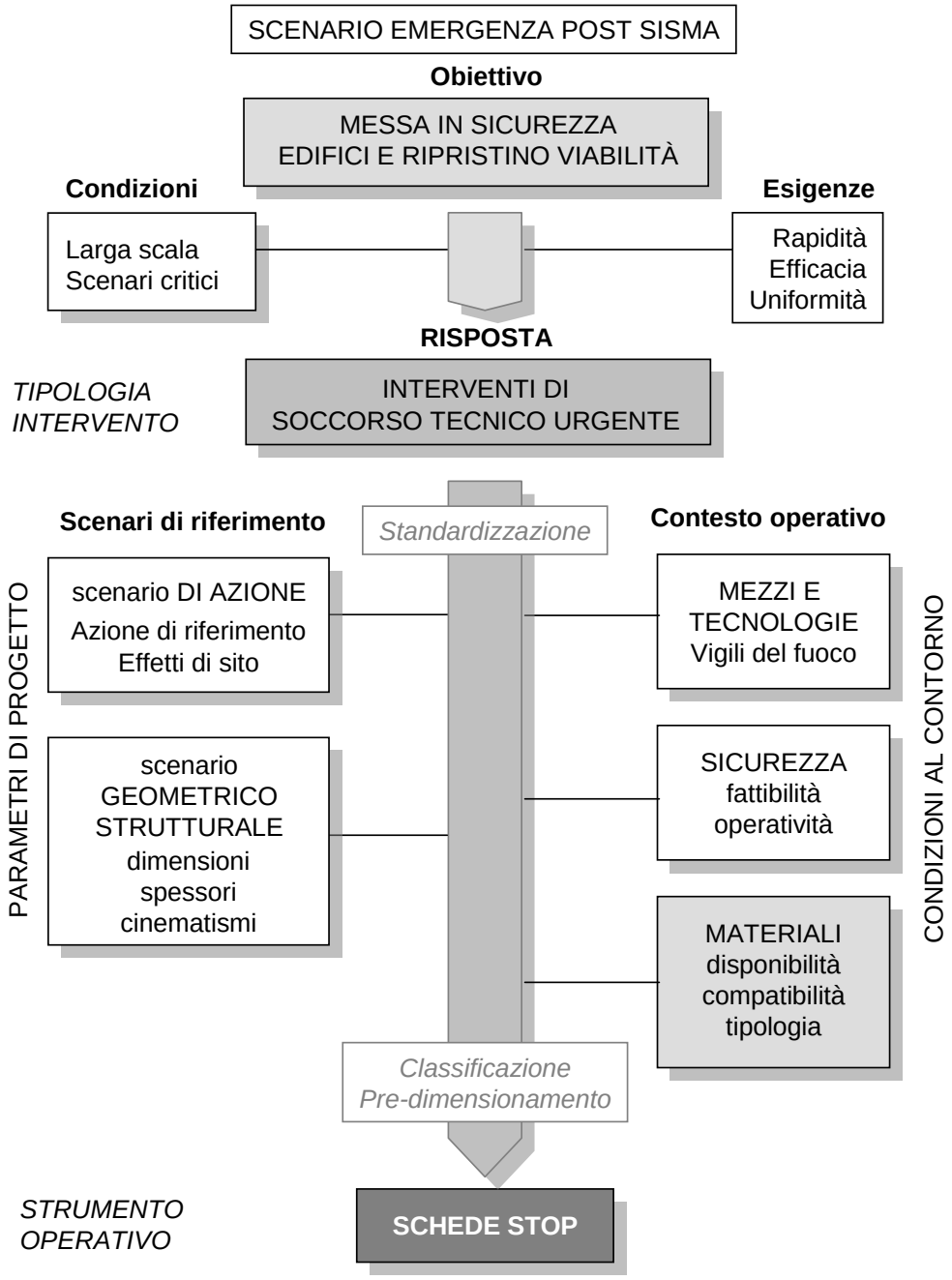


Figura 3.2 Schema logico dei criteri di progetto delle schede STOP.

Ulteriori elementi considerati nella progettazione delle opere provvisionali sono legati alle seguenti problematiche:

- la compatibilità dei materiali in relazione ai beni e valori da tutelare;
- la specificità delle attrezzature e delle tecniche di intervento dei Vigili del Fuoco;
- la sicurezza degli operatori, sia in rapporto alla fattibilità sia all'operatività legata al tipo di materiali disponibili.

Prendendo in considerazione tutti questi elementi si è proceduto con la preventiva classificazione di casistiche rappresentative, la definizione di soluzioni tipo e il relativo pre-dimensionamento; infine sono state elaborate le relative schede tecniche contenute nel Vademecum STOP.

Nel seguito si descrivono, con maggiore dettaglio, i criteri adottati nei procedimenti di standardizzazione e dimensionamento, con particolare riferimento alle azioni di progetto e ai materiali.

3.2.1 Azione sismica di riferimento

Un terremoto distruttivo che comporta danni alle strutture tali da richiedere interventi di messa in sicurezza, anche con l'impiego di opere provvisionali, solleva la necessità di definire l'azione rispetto alla quale le stesse opere devono essere dimensionate.

Solitamente, per definire condizioni di sicurezza di parti strategiche del territorio (ad esempio la viabilità principale) o per obiettivi di salvaguardia dei beni storico-monumentali, tali opere devono essere realizzate già dalle prime fasi dell'emergenza sismica.

Da un punto di vista funzionale, infatti, l'opera provvisionale per la messa in sicurezza delle costruzioni danneggiate ha la finalità di contrapporsi alla ulteriore mobilitazione dei cinematismi attivati e contenere, per quanto possibile, la prosecuzione del danno evitando quanto meno il crollo, ovvero fungere da elemento protettivo di aree operative o che permettono lo svolgimento di funzioni strategiche.

Se l'opera è realizzata già nella fase dell'emergenza sismica, la sua prestazione deve essere riferita alle sollecitazioni che si possono produrre nel breve periodo dopo la scossa principale. L'azione di progetto da considerare nel dimensionamento delle opere provvisionali deve, pertanto, essere riferita alle ulteriori azioni sismiche ragionevolmente prevedibili nella fase temporale immediatamente successiva alla sua installazione nell'area di intervento.

Se l'opera provvisionale viene installata immediatamente dopo un sisma, è probabile che debba resistere a eventuali ulteriori scosse, soprattutto qualora l'evento principale abbia avuto un'intensità significativa e vi sia stato un intervallo temporale ridotto tra il terremoto e l'intervento effettuato.

Qual è dunque l'azione sismica da porre alla base del dimensionamento dell'opera? Al riguardo l'esperienza insegna che dopo un terremoto distruttivo si susseguono

altre scosse violente la cui intensità, solitamente, non supera quella della scossa principale, a meno che non si attivino altri eventi sismici in zone sismogenetiche limitrofe. In tale fase acuta, gli ipocentri delle varie scosse interessano diverse parti della faglia o sistema di faglie attivate.

Partendo da tali considerazioni, un criterio che può essere seguito per definire l'entità dell'azione rispetto alla quale progettare le opere che vengono installate nel breve termine può essere quello di considerare un'azione paragonabile a quella che ha determinato il danno che ha richiesto l'introduzione dell'opera provvisionale.

Pare invece meno adeguato seguire il criterio adottato dalla normativa antisismica, riferito a valori derivati da analisi di *hazard* probabilistico, per due principali ragioni:

a) l'evento principale è già avvenuto e potrebbe essersi rivelato diverso da quello previsto nelle analisi di *hazard*;

- si esce dal campo delle valutazioni probabilistiche a medio e lungo termine e si entra in quello delle osservazioni empiriche e *site-specific* post-evento nel breve termine.

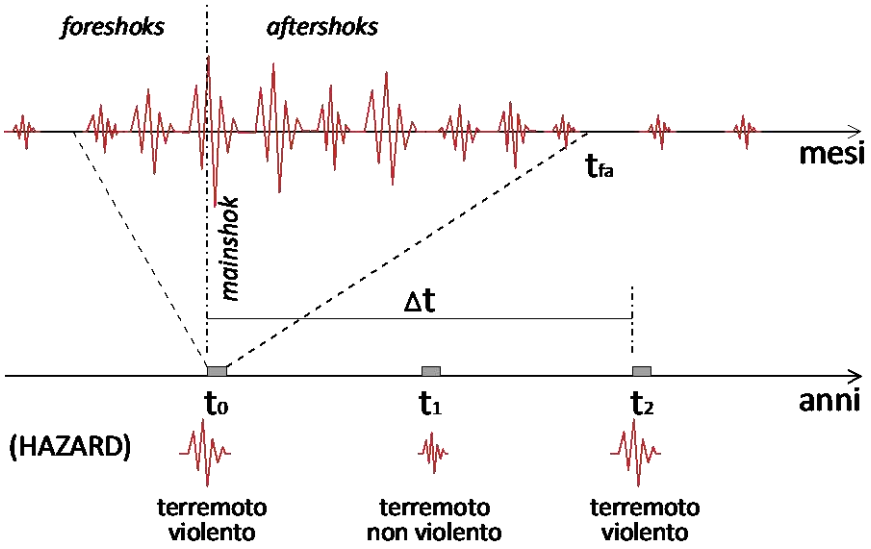


Figura 3.3 Le valutazioni di *hazard* si basano su calcoli probabilistici degli eventi *mainshock* nel lungo termine nei quali non si considerano gli *aftershocks*. Per la definizione delle azioni sismiche attese nella fase dell'emergenza post-sismica le previsioni di *hazard* perdono di significatività ed è più corretto riferirsi a criteri macrosismici ed empirici.

In assenza di dati strumentali estesi sul territorio, una quantificazione dell'azione sismica effettivamente associata all'evento principale può essere derivata per via empirica a partire dal grado di intensità macrosismica osservato nell'area di intervento.

I valori di intensità possono, infatti, essere empiricamente correlati a valori rappresentativi di accelerazione massima al suolo (PGA). La necessità di introdurre opere provvisionali può essere associata al grado di intensità macrosismica

risentita. L'esigenza di installazione sarà puntuale nelle aree che hanno registrato un grado di intensità macrosismica inferiore a VIII MCS e più generalizzata nelle aree caratterizzate da un'intensità macrosismica superiore a VIII MCS.

D'altra parte, l'intervento urgente ed esteso su un territorio colpito da un terremoto distruttivo abbisogna, già nel breve periodo, di criteri pragmatici per l'individuazione di soluzioni applicabili su larga scala.

Tutto questo ha suggerito la definizione di una strategia basata su soluzioni progettuali standardizzate, dimensionate con riferimento a due classi prestazionali, rapportate alle intensità macrosismiche osservate nella zona di progettazione delle opere.

In particolare, valutando le varie relazioni empiriche proposte in letteratura che correlano l'intensità macrosismica con l'accelerazione massima al suolo, si è optato per un dimensionamento delle opere provvisionali con riferimento a due livelli di azione sismica, corrispondenti a diversi range di intensità macrosismica registrata o attesa nel breve periodo.

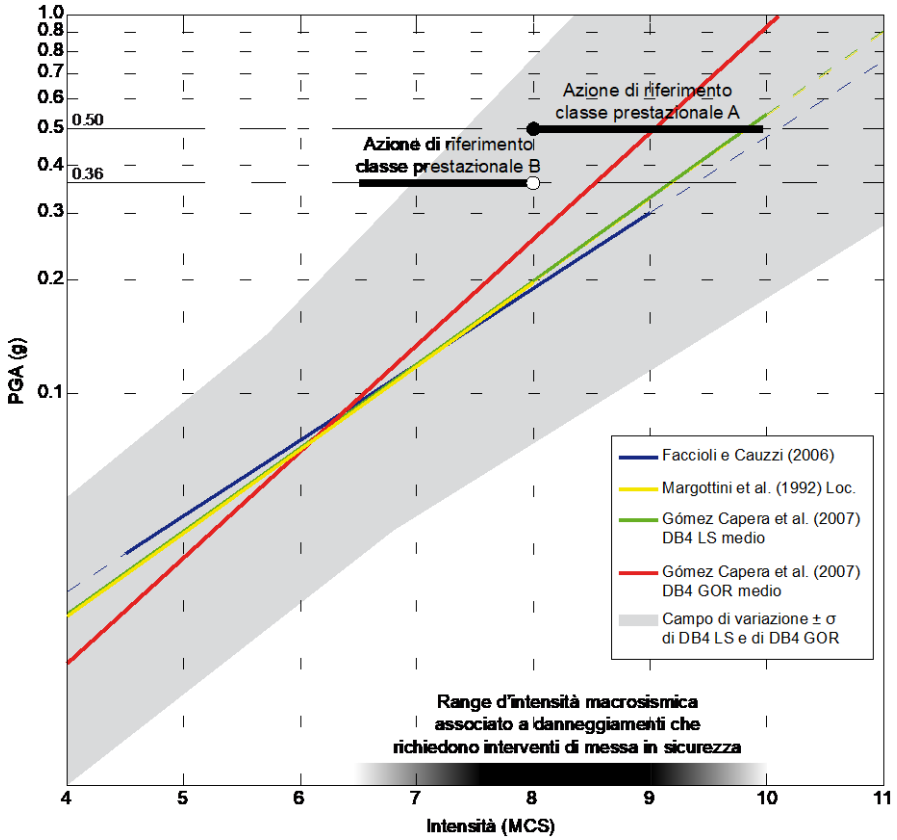


Figura 3.4 Relazioni empiriche tra intensità macrosismica e accelerazione massima al suolo (PGA) con indicati i posizionamenti delle azioni di riferimento utilizzate per le classi prestazionali A e B nell'ambito delle fasce di intensità associate a danneggiamenti che richiedono l'installazione delle opere provvisionali.

Tabella 3.1 Criterio macrosismico per la definizione della classe prestazionale delle opere provvisionali da realizzare nella fase immediatamente post-sisma.

Classe prestazionale	Ambito di intervento	Accelerazione di riferimento (PGA)
A	Installazioni in aree danneggiate caratterizzate da una intensità macrosismica risentita o prevista[1] uguale o superiore al VIII grado della scala MCS	0.50 *g*
B	Installazioni in aree danneggiate caratterizzate da una intensità macrosismica risentita o prevista nel breve termine inferiore al VIII grado della scala MCS *oppure* Installazioni che vengono realizzate in aree danneggiate a distanza di molti mesi dalla scossa principale	0.36 *g*

(1) Nella fase immediatamente post-sisma è opportuno prevedere una estensione del massimo grado registrato a tutta l'area del sistema di faglie correlato alla scossa principale, in modo da tenere conto della possibile migrazione degli ipocentri delle successive scosse di assestamento.

La definizione delle classi prestazionali per le varie aree del territorio colpito dal terremoto può essere fatta nell'immediato post-sisma sulla base del piano quotato delle intensità macrosismiche risentite e delle conoscenze sismotettoniche dell'area. Tale definizione potrà essere resa nota agli operatori VVF dalle Autorità competenti sotto forma di mappa di zonazione o di elenco dei comuni nell'area colpita con indicazione della relativa classe prestazionale richiesta.

Il riferimento alla intensità macrosismica osservata ha anche il vantaggio di essere legato all'effettiva azione sismica risentita al suolo, ossia di tenere implicitamente conto degli eventuali effetti di sito che hanno portato ad incrementare il valore di accelerazione rispetto a quello di riferimento (sito in roccia con superficie piana ed orizzontale). Tali effetti di amplificazione concorrono a definire il livello di scuotimento determinato dalle scosse successive dovuto ai fattori geotecnici e topografici dello specifico sito.

Nel caso del terremoto dell'Aquila, tali valori convenzionali delle azioni di riferimento sono paragonabili a quelli massimi effettivamente registrati rispettivamente in prossimità della zona epicentrale e nell'area ad essa circostante, dove i danni riportati erano comunque tali da richiedere interventi di messa in sicurezza. In assenza di specifiche determinazioni, basate sull'analisi del livello di scuotimento risentito, le classi prestazionali furono definite associando ai comuni che erano classificati in zona 1 secondo l'OPCM 3274/03 la classe A e ai comuni classificati in zona 2 la classe B.

Volendo fare, invece, una corrispondenza tra le azioni convenzionali poste alla base delle classi prestazionali A e B e le azioni sismiche previste dalle NTC 2008, si può affermare che:

- con riferimento all'intero territorio nazionale, le opere di classe A e B consentono di rispondere alle accelerazioni attese nello scenario caratterizzato dal massimo valore di accelerazione prevista al suolo per un

periodo di ritorno di 475 anni, una vita nominale di 50 anni e classe d'uso pari a II (SLV – 10% di probabilità di superamento), corrispondente a 0.28 *g*, aggravato da un coefficiente di amplificazione locale per effetti di sito pari, rispettivamente, a 1.8 e 1.3;

- con riferimento all'area abruzzese, caratterizzata da un valore di a_g (PGA) per la città dell'Aquila, per un periodo di ritorno di 475 anni, una vita nominale di 50 anni e classe d'uso pari a II (SLV – 10% di probabilità di superamento), corrispondente a 0.26 *g*, le opere di classe A e B consentono di rispondere rispettivamente a valori di amplificazione locale per effetti di sito pari, rispettivamente, a 1.9 e 1.4.

Tali valori consentono di tenere in considerazione gli effetti amplificativi di sito che si possono avere in gran parte dei fondivalle anche in prossimità di terrazzi alluvionali, conoidi, creste e versanti, piane alluvionali a seconda delle caratteristiche geotecniche dei materiali e delle caratteristiche geometriche-topografiche del sito in questione.

Per la progettazione di opere provvisionali da realizzarsi successivamente alla fase di emergenza sismica, le NTC 2008 prevedono una azione sismica di riferimento definita come l'accelerazione che ha la probabilità del 10% di essere superata nel periodo di riferimento (pari alla vita nominale moltiplicata per la classe d'uso) di 35 anni (minimo previsto), ossia all'azione corrispondente probabilisticamente ad un periodo di ritorno di 332 anni. Il massimo valore di accelerazione di picco al suolo sul territorio nazionale è pari a 0.23 *g*. Anche in questo caso è necessario poi tener conto dei coefficienti moltiplicativi relativi agli eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica del sito. Pertanto, l'impiego di opere provvisionali di classe prestazionale B garantisce livelli di sicurezza conservativi nella maggior parte delle situazioni geomorfologiche presenti sul territorio. Dove i livelli di *hazard* sono significativamente inferiori potrebbe risultare opportuno dimensionare l'opera per azioni di progetto inferiori a quelle della classe B.

I valori dei coefficienti di amplificazione dovuti ad effetti di sito risultano, in questo caso, globalmente pari a 2.2 per le opere in classe A e 1.6 per le opere in classe B.

3.2.2 Problematiche realizzative

La salvaguardia dei beni danneggiati richiede una rapida realizzazione delle opere provvisionali. Più tardi si inserisce l'opera provvisionale, più la struttura subirà una evoluzione del quadro di danneggiamento come conseguenza del susseguirsi delle scosse nella fase sismica. Per questo è opportuno intervenire con la realizzazione delle opere il prima possibile.

D'altra parte, attuare una immediata installazione dell'opera significa operare in una fase in cui l'azione sismica può manifestarsi durante l'intervento di realizzazione.

Da un punto di vista della sicurezza degli operatori e delle caratteristiche dell'opera stessa, realizzare un'opera provvisionale in piena attività sismica è, pertanto, cosa ben diversa dall'operare in situazioni ordinarie, anche se l'opera è progettata per

resistere a future azioni sismiche. L'intervento realizzativo nella fase di emergenza sismica comporta dunque, per gli operatori, criticità molto maggiori di quelle associate a realizzazioni effettuate a distanza di molti mesi o anni dalla scossa principale. Questo richiede necessariamente l'adozione di soluzioni e tecniche realizzative che, a parità di risultato finale, consentano di salvaguardare la sicurezza degli operatori.

In ultima analisi, le opere provvisionali in emergenza sismica vanno concepite e gestite secondo i princìpi e i criteri propri degli interventi tecnici urgenti in scenari critici.

3.2.3 I materiali

L'esigenza di intervenire in modo esteso con la realizzazione delle opere provvisionali nella fase post-sismica, quando possono avvenire gli *after-shocks*, pone anche problemi relativi alla tipologia di materiale che è più opportuno impiegare. Questo sia con riferimento alla disponibilità e reperibilità degli stessi, sia con riferimento alla necessità di porre in atto interventi tecnici urgenti da parte dei VVF. Disponibilità, manovrabilità, praticità di lavorazione e, per quanto possibile, contenimento dei costi sono, quindi, i parametri principali che guidano la scelta del materiale nella standardizzazione delle opere.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche dei materiali utilizzate per il dimensionamento delle opere.

3.2.3.1 Legno

Per le opere provvisionali si utilizzano elementi in legno massiccio. A seconda della provenienza (estera o nazionale) esistono due diverse classificazioni, basate, per il legname di provenienza estera, sulle resistenze caratteristiche e, per quello di provenienza italiana, su criteri visivi inerenti alle caratteristiche geometriche e alla presenza o meno di determinati difetti.

Tenuto in considerazione il contesto operativo, per cui vi è la possibilità di utilizzare anche legname recuperato in sito (ad esempio elementi provenienti da orizzontamenti lignei pre-esistenti), si è deciso di ammettere classi di resistenza relativamente basse, in particolare la classe C16, pioppo e conifere (UNI EN 338), per quanto riguarda la classificazione estera e la classe S3-Abete/Nord per la classificazione italiana.

Le due classi adottate presentano caratteristiche meccaniche simili e, a favore di sicurezza, sono stati utilizzati per la progettazione i valori di resistenza della classe C16, che consentono anche l'utilizzo di travi smussate, tipo "uso Trieste".

Dimensioni commerciali

In commercio si trovano travi a sezione quadrata aventi le dimensioni riportate in Tabella 3.2.

Tabella 3.2 Denominazione e caratteristiche geometriche delle travi di facile reperibilità.

Denominazione	Base x altezza	Lunghezza
10x10	10 cm x 10 cm	600 cm
13x13	13 cm x 13 cm	600 cm
15x15	15 cm x 15 cm	600 cm
18x18	18 cm x 18 cm	600 cm
20x20	20 cm x 20 cm	800 cm

Inoltre, si utilizzano tavole e tavoloni con le caratteristiche geometriche riportate in Tabella 3.3.

Tabella 3.3 Denominazione e caratteristiche geometriche di tavole e tavoloni.

Denominazione		Base x altezza	Lunghezza
Tavola	2.5x12	2.5 cm x 12 cm	400 cm
Tavolone	5x20	5 cm x 20 cm	400 cm

In seguito, per identificare un elemento ligneo si farà riferimento solo alla sua denominazione.

Parametri caratteristici

In Tabella 3.4 si riportano i valori caratteristici delle resistenze, dell'elasticità e della massa specifica per un legno di classe C16 (UNI EN 338).

Tabella 3.4 Parametri caratteristici di resistenza (X_k), elasticità e massa specifica, per legno di classe C16.

Descrizione	Simbolo	Valore
Flessione (5-percentile)	$f_{m,k}$	16 MPa
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,0,k}$	10 Mpa
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,90,k}$	0.3 Mpa
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,0,k}$	17 Mpa
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,90,k}$	2.2 Mpa
Taglio (5-percentile)	$f_{v,k}$	1.8 Mpa
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,mean}$	8000 Mpa
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,0.05}$	5360 Mpa
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)	$E_{90,mean}$	270 Mpa
Modulo di taglio (medio)	G_{mean}	500 Mpa
Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	310 kg/m^3
Massa volumica (media)	ρ_{mean}	370 kg/m^3

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo, indicati con X_d), sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{K_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sul materiale e K_{mod} il coefficiente che tiene conto dell'umidità dell'ambiente dove l'opera è posta (classe di servizio) e della durata dell'azione cui l'opera è soggetta (classe di durata del carico).

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale γ_M

Il coefficiente di sicurezza parziale sul materiale γ_M tiene conto di eventuali variabilità delle proprietà dei materiali, nonché, in abbinamento con i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni, di incertezze sulla geometria e sul modello di calcolo (§ 2.3, NTC 2008).

Per gli elementi lignei che compongono le opere di puntellamento si è distinto tra due elementi principali: elementi "primari" ed elementi "secondari". I primi sono gli elementi principali dell'opera, ai quali, per esempio, è assegnata la maggior parte del carico e che non hanno subito grosse lavorazioni (intagli ecc.). Gli elementi secondari sono quelli che hanno funzione di diffusione degli sforzi.

Si adottano coefficienti di sicurezza distinti a seconda che l'elemento sia primario o secondario ed abbia, quindi, semplice funzione di diffusione degli sforzi o meno; i coefficienti di sicurezza parziale sul materiale (γ_M) adottati sono riportati in Tabella 3.5. Nella stessa tabella si riporta anche il coefficiente parziale di sicurezza per le unioni, che assume sempre il valore 1.5.

Tabella 3.5 Coefficienti di sicurezza parziale sul materiale per gli elementi in legno massiccio, primari e secondari, e per le unioni.

Descrizione	γ_M
Legno massiccio – elementi primari	1.5
Legno massiccio – elementi secondari	1.0
Unioni	1.5

Classe di servizio e classe di durata del carico: K_{mod}

La funzione delle opere provvisionali è quella di "aiuto" nel sostenere il peso proprio di parti strutturali danneggiate dal sisma, oppure quella di evitare eventuali ribaltamenti di parti dell'opera a causa di repliche sismiche.

Nel primo caso, poiché l'opera deve sostenere il peso della struttura per l'intera vita dell'opera provvisionale (valutata in 10 anni), si considera una classe di durata del carico "lunga". Nel secondo caso, invece, l'opera provvisionale è chiamata ad intervenire solamente in caso di sisma e, quindi, è soggetta ad azioni di tipo istantaneo.

Per quanto riguarda la classe di servizio, a seconda che l'opera sia esposta o meno alle intemperie, si considera in classe di servizio 2 (caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno) oppure 3 (caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2).

La Tabella 3.6 riporta i valori di K_{mod} per diverse classi di servizio e di durata del carico.

Paragrafo 4.10

Tabella 3.6 Valori di K_{mod}, per legno massiccio, al variare delle classi di durata del carico e classe di esposizione (da NTC 2008).

Classe di servizio	Classe di durata del carico		
	Permanente	Lunga	Istantanea
classe 2	0.6	0.70	1.0
classe 3	0.5	0.55	0.9

3.2.3.2 Picchetti e graffe

Per la realizzazione dei picchetti e delle graffe (denominate anche cambre) si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo FeB44k. Tale tipo di acciaio, pur non essendo più contemplato nelle NTC 2008, è ancora piuttosto diffuso.

Parametri caratteristici

Paragrafo 4.10

Tabella 3.7 Parametri caratteristici (X_k) per i picchetti e le graffe.

Descrizione	Simbolo	Valore
Resistenza caratteristica	$f_{y,k}$	430 MPa
Modulo di elasticità longitudinale	E	206000 MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	79231 MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Peso specifico del materiale	γ	77.0 kN/m^3

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d, sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_s}$$

dove γ_S è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.8).

Tabella 3.8 Coefficiente di sicurezza parziale sul materiale per le barre d'acciaio (§ 4.1.2.1.1.3 delle NTC 2008).

Materiale	γ_M
Barre acciaio	1.15

3.2.3.3 Acciai da carpenteria

Per gli elementi in acciaio si utilizzano acciai di tipo S275 (ex Fe430). Tale tipo di acciaio è il più diffuso e, rispetto al S235 (ex Fe360), consente di ottenere profili più leggeri che agevolano le operazioni di installazione in quota.

Resistenze e parametri caratteristici

Tabella 3.9 Tensioni caratteristiche (X_k) dell'acciaio S275 (§ 11.3.4.1, NTC 2008).

Paragrafo 4.11

Descrizione	Simbolo	Valore
Resistenza di snervamento per spessori ≤40 mm	f_{yk} (s≤40 mm)	275 MPa
Resistenza di snervamento per spessori >40 mm	f_{yk} (s>40 mm)	255 MPa
Resistenza di rottura per trazione per spessori ≤40 mm	f_{tk} (s≤40 mm)	430 MPa
Resistenza di rottura per trazione per spessori >40 mm	f_{tk} (s>40 mm)	410 MPa
Modulo di elasticità longitudinale	E	210000 MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	80769 MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Peso specifico del materiale	γ	77.0 kN/m^3

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d, sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.10).

Tabella 3.10 Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali, da utilizzare nel calcolo della resistenza dei profili in acciaio (§ 4.2.4.1 NTC 2008).

Materiale	γ_M
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	γ_{M0} = 1.05
Resistenza ad instabilità delle membrature	γ_{M1} = 1.05
Resistenza nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	γ_{M2} = 1.25

3.2.3.4 Bulloni e chiodi

Si utilizzano bulloni di classe 8.8, scelti per la loro facile reperibilità e diffusione. Le tensioni di snervamento e rottura sono riportate in Tabella 3.11.

Tabella 3.11 Tensioni di snervamento e rottura per bulloni e chiodi di classe 8.8 conformi, per le caratteristiche dimensionali, alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 (§ 11.3.4.6, NTC 2008).

Paragrafo 4.10

Descrizione	Classe8.8	
Tensione di snervamento (MPa)	f_{yb}	640
Tensione di rottura (MPa)	f_{tb}	800

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d, sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (Tabella 3.12).

Tabella 3.12 Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali, da utilizzare nel calcolo della resistenza di chiodi ed i bulloni (§ 4.2.8.1.1, NTC 2008).

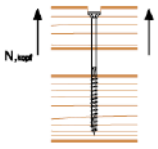
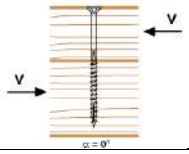
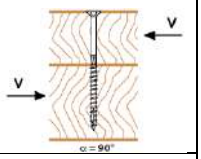
Materiale	γ_M
Resistenza di chiodi e bulloni	γ_{M2} = 1.25

3.2.3.5 Viti per legno

Per le viti per legno si adottano i valori di resistenza ad estrazione e a taglio riportati dalle norme DIN 1052:2004 (vedi Tabella 3.13).

Resistenze caratteristiche

Tabella 3.13 Resistenze caratteristiche (X_k) ad estrazione e a taglio per viti da legno (da DIN 1052:2004).

diametro d (mm)	lunghezza L (mm)	resistenza estrazione		resistenza a taglio	
		$R_{ax,k}$ (kN)	$R_{ax,k}$ (kN)	R_k (kN)	R_k (kN)
		Estrazione filetto	Penetrazione testa 		
5	100-120	2.89	1.16	1.61	1.61
6	100-120	3.47	1.66	2.24	2.24
	140-300	5.20	1.66	2.24	2.24
8	100-140	4.81	2.43	3.64	3.64
	160-280	7.39	2.43	3.64	3.64
	300-400	9.24	2.43	3.64	3.64
10	160-280	9.24	3.95	5.47	4.65
	300-400	11.55	3.95	5.47	4.65
12	200-280	11.09	4.97	6.58	5.55
	300-600	16.63	4.97	6.58	5.55

Resistenze di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d, sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alle unioni tra elementi lignei (Tabella 3.14).

Tabella 3.14 Coefficiente parziale di sicurezza relativo alle unioni tra elementi lignei (§ 4.4.6, NTC 2008).

Materiale	γ_M
Unioni	1.5

3.2.3.6 Cavi a trefolo in acciaio

Resistenze caratteristiche dei cavi

Per il calcolo delle opere provvisionali sono stati considerati cavi di tipo a trefolo aventi i valori minimi di resistenza caratteristica definiti nella Tabella 3.15.

Tabella 3.15 Valori dei carichi caratteristici (X_k = Q_k) a trazione dei cavi per differenti diametri (portata). I dati sono ricavati dal catalogo Teci (2009) per cavo $S10^{ZN}$.

Diametro (mm)	Q_k	
	(kN)	(t)
12	107.9	11.00
14	146.6	14.95
16	191.2	19.50
18	242.7	24.75
20	299.1	30.50
22	360.9	36.80
24	429.5	43.80

Resistenza di calcolo

I parametri che si utilizzano nel dimensionamento (parametri di calcolo), indicati con X_d, sono ottenuti a partire dai rispettivi parametri caratteristici (X_k) mediante la relazione seguente:

$$X_d = \alpha \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo ai cavi e α è il coefficiente di efficacia dell'attacco con morsetti.

Per l'impiego dei cavi a trefoli come tiranti nelle opere provvisionali, le azioni si possono considerare di tipo statico equivalente invece che dinamiche; inoltre, non sono presenti le problematiche tipiche del sollevamento quali, ad esempio, la possibilità di grossi sbilanciamenti dei carichi. Si è quindi ritenuto ragionevole adottare un coefficiente di sicurezza minore rispetto al valore di 5 previsto in caso di sollecitazioni dinamiche ripetute, in particolare γ_M = 2.5, valore che tiene conto delle caratteristiche statiche/vibratorie del carico e anche della possibilità che la resistenza ultima del cavo venga ridotta a causa dell'adozione di raggi di curvatura ridotti.

Per tener conto dell'eventuale debolezza dei sistemi di giunzione effettuati con i morsetti, si considera un coefficiente di efficacia dell'attacco α = 0.8.

Si ha quindi che: $Q_d = \alpha \cdot \frac{Q_k}{\gamma_M} = 0.8 \cdot \frac{Q_k}{2.5}$

Si riportano in Tabella 3.16 i valori di progetto per i cavi.

Tabella 3.16 Valori dei carichi di progetto (Q_d) a trazione dei cavi per differenti diametri. I dati sono ricavati dal catalogo Teci (2009) per cavo $S10^{ZN}$.

Diametro (mm)	Q_d (kN)	Q_d (t)
12	34.5	3.52
14	46.9	4.78
16	61.2	6.24
18	77.7	7.92
20	95.7	9.76
22	115.5	11.78
24	137.5	14.02

3.2.3.7 Dispositivi per attacchi

Per le giunzioni e gli attacchi si utilizzano:

- golfari;
- grilli;
- tenditori.

Come per i cavi, nei calcoli sono considerate resistenze di progetto ricondotte ad un coefficiente di sicurezza γ_M = 2.5 pertanto

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_M}$$

Tutti i dispositivi di attacco devono essere dimensionati per un carico superiore o uguale al carico di progetto del relativo cavo.

Golfari

Si adottano golfari tipo DIN 580 maschio e DIN 582 femmina (da catalogo Teci) o equivalenti.

In Tabella 3.17 si riportano i carichi caratteristici (Q_k) e di calcolo (Q_d), ottenuti mediante l'impiego di un coefficiente di sicurezza parziale sul materiale γ_M = 2.5.

Tabella 3.17 Carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per i golfari per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Teci (2009).

Misura (mm)	Q_k (kN)	Q_d (kN)
M30	141.2	56.5
M36	200.0	80.0
M42	274.6	109.8

Grilli

Si adottano grilli di tipo omega o equivalenti.

In Tabella 3.18 si riportano i valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d), ottenuti con coefficiente di sicurezza parziale sul materiale $\gamma_M = 2.5$.

Tabella 3.18 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per grilli omega per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Teci (2009).

Misura (mm)	Q_k (kN)	Q_d (kN)
A22	98.1	39.2
A26	159.3	63.7
A31	232.9	93.2
A36	318.7	127.5
A43	416.8	166.7

Tenditori

Si adottano due tipi di tenditore:

- tenditori zincati a due occhi, tipo O-O;
- tenditori zincati con due occhielli allungati, tipo IIB - UNI 2020.

In Tabella 3.19 e in Tabella 3.20 si riportano i rispettivi carichi caratteristici (Q_k) e di calcolo (Q_d), ottenuti con coefficiente di sicurezza parziale sul materiale $\gamma_M = 2.5$.

Tabella 3.19 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per tenditori zincati a due occhi tipo O-O per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Teci (2009).

Misura (mm)	Q_k (kN)	Q_d (kN)
M22	103.2	41.3
M24	120.0	48.0
M27	156.9	62.8
M30	190.6	76.3
M33	236.9	94.8
M36	255.0	102.0
M39	309.9	123.9

Tabella 3.20 Valori minimi dei carichi caratteristici (Q_k) e di progetto (Q_d) per tenditori zincati a due occhi tipo IIB per differenti misure. I valori e la descrizione (misura) sono stati tratti da Teci (2009).

Misura (mm)	Q_k (kN)	Q_d (kN)
A27	98.1	39.2
A30	122.6	49.0
A33	154.4	61.8
A36	196.1	78.4
A39	245.2	98.1
A45	308.9	123.6
A52	392.2	156.9

3.2.3.8 Tasselli ancoranti

Si utilizzano tasselli ancoranti di tipo meccanico aventi caratteristiche minime uguali o superiori a quelle riportate in Tabella 3.21.

Nel caso di impiego di tasselli chimici, al fine di garantire le stesse resistenze a trazione e a taglio definite nella Tabella 3.21, occorre acquisire informazioni su resistenze e modalità applicative dal fornitore del prodotto in base alla qualità della muratura, al diametro della barra e alla classe dell'acciaio.

Tabella 3.21 Valori minimi dei carichi e dei valori di posa per i tasselli ancoranti di tipo meccanico. I dati sono stati tratti da Würth (2009) per tasselli di tipo W-HAZ.

Descrizione		Filetto	
		M10	M12
Zona tesa, calcestruzzo fessurato C20/25	trazione (kN)	7.6	12.3
Zona tesa, calcestruzzo fessurato C20/25	taglio (kN)	20.5	24.5
Zona compressa, calcestruzzo non fessurato C20/25	trazione (kN)	11.9	14.3
Zona compressa, calcestruzzo non fessurato C20/25	taglio (kN)	20.7	34.3
Profondità foro (mm)		95	105
Diametro foro (mm)		15	18
Profondità ancoraggio (mm)		70	80
Distanza caratteristica tra ancoranti (mm)		216	240
Distanza minima tra ancoranti (mm)		70	80
Distanza caratteristica dai bordi (mm)		107	120
Distanza minima dai bordi (mm)		70	80
Spessore minimo supporto (mm)		140	160
Coppia di serraggio (M·m)		55	80

3.2.3.9 Puntelli telescopici regolabili in acciaio

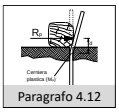
Per la progettazione degli interventi con utilizzo di puntelli telescopici in acciaio, si è fatto riferimento alla norma UNI EN 1065. Secondo tale norma i puntelli devono essere classificati secondo la resistenza caratteristica nominale $R_{y,k}$ e alla massima lunghezza l_{max}, come riportato nella Tabella 3.22.

Per i puntelli di classe A, B e C la resistenza caratteristica nominale riportata nella tabella è applicata alla massima lunghezza di estensione. Per i puntelli di classe D ed E la resistenza caratteristica nominale è applicata a tutte le possibili lunghezze di estensione.

I valori della resistenza di calcolo utilizzati sono stati dedotti da quelli della resistenza caratteristica, utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 1.7.

Tabella 3.22 Valori della lunghezza, alla massima estensione, e resistenza caratteristica nominale per le differenti classi dei puntelli telescopici in acciaio.

Classe	Lunghezza alla massima estensione l_{max} (m)	Resistenza caratteristica nominale $R_{y,k}$ (kN)
A 25	2.50	20.4
A 30	3.00	17.0
A 35	3.50	14.6
A 40	4.00	12.8
B 25	2.50	27.2
B 30	3.00	22.7
B 35	3.50	19.4
B 40	4.00	17.0
B 45	4.50	15.1
B 50	5.00	13.6
B 55	5.50	12.4
C 25	2.50	40.8
C 30	3.00	34.0
C 35	3.50	29.1
C 40	4.00	25.5
C 45	4.50	22.7
C 50	5.00	20.4
C 55	5.50	18.6
D 25	2.50	34.0
D 30	3.00	
D 35	3.50	
D 40	4.00	
D 45	4.50	
D 50	5.00	
D 55	5.50	
E 25	2.50	51.0
E 30	3.00	
E 35	3.50	
E 40	4.00	
E 45	4.50	
E 50	5.00	
E 55	5.50	


Paragrafo 4.12

3.2.3.10 Picchetti

Per l'ancoraggio a terra delle opere provvisionali, qualora necessario, si adottano barre ad aderenza migliorata FeB44k ϕ26, di lunghezza minima 80 cm, ed infisse nel terreno per una profondità minima di 50 cm.

La resistenza caratteristica del suddetto sistema di ancoraggio è stata valutata mediante prove in situ su terreno di varie caratteristiche. Tali prove hanno evidenziato sempre la rottura del sistema di ancoraggio per snervamento della barra d'acciaio. In Tabella 3.23 si riportano i valori minimi di resistenza ottenuti nelle prove (Q_k) e i valori di resistenza di calcolo (Q_d), ottenuti mediante la relazione

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_M}$$

assumendo un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 1.25$.

Figura 3.5 Foto di una prova su picchetti.

Tabella 3.23 Resistenza minima da prove in situ (Q_k) e resistenze di calcolo (Q_d) per i sistemi di ancoraggio a terra mediante picchetti. Valori ottenuti su terreno di discrete caratteristiche e per una profondità di infissione di 50 cm.

Descrizione	**Qk (kN)**	**Qd (kN)**
Picchetto Φ26/30+50	12.5	10.0

Capitolo 4

4 Ipotesi e criteri di calcolo

4.1 Ipotesi e criteri di calcolo delle opere provvisionali standardizzate

In questo capitolo si illustrano i criteri e le ipotesi di calcolo posti alla base delle scelte progettuali e del dimensionamento delle opere provvisionali contenute nel Vademecum STOP.

La struttura della trattazione segue lo schema per punti illustrato nella Figura 4.1, di seguito riportata.

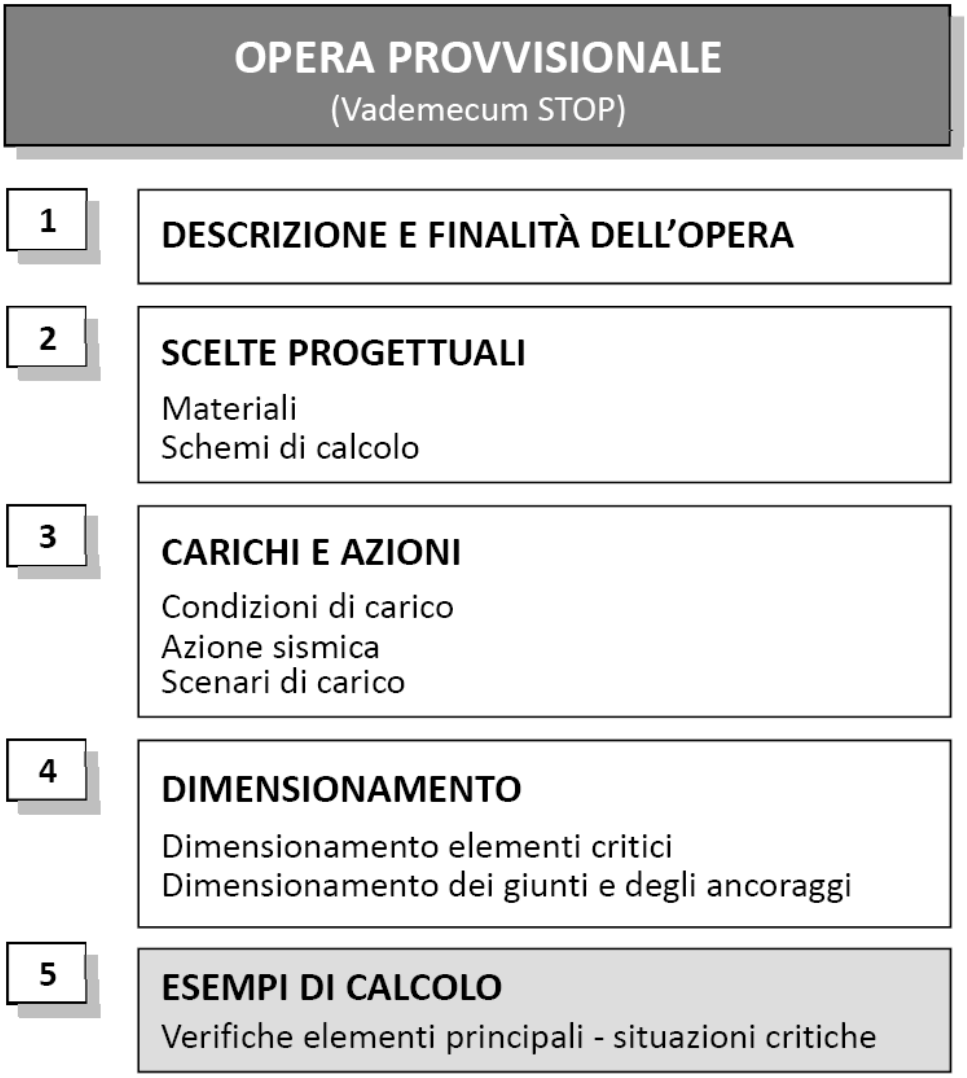


Figura 4.1 Struttura logica utilizzata per illustrare i criteri e le ipotesi alla base del dimensionamento delle opere provvisionali del Vademecum STOP.

Nella trattazione viene utilizzata la stessa nomenclatura delle soluzioni progettuali e degli elementi strutturali e di completamento utilizzata nel Vademecum STOP.

4.2 Puntellatura di ritegno in legno (STOP-PR)

4.2.1 Descrizione e finalità dell'opera

La puntellatura di ritegno è un presidio esterno atto ad evitare il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano.

Finalità dell'opera è di impedire o contrastare i seguenti cinematismi:

a) distacco della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento su muri perimetrali o di spina (Figura 4.2.a);
b) distacco della facciata per fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.2.b);
c) spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.2.c).

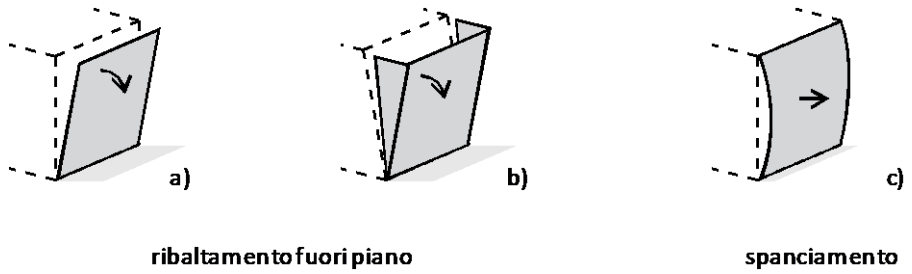


Figura 4.2 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio esterno avente la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al suolo, ridistribuendole secondo componenti verticali e orizzontali (Figura 4.3 e Figura 4.4).

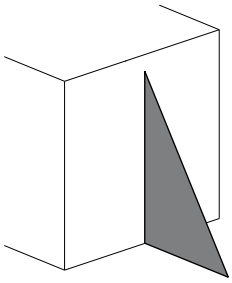


Figura 4.3 Rappresentazione del presidio esterno che deve contrastare i cinematismi; individuazione dello schema base.

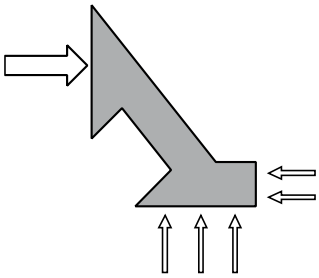


Figura 4.4 Rappresentazione schematica del presidio. È evidenziata la modalità di trasferimento delle azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al suolo, ridistribuendole secondo componenti verticali e orizzontali.

4.2.2 Scelte progettuali

4.2.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di puntellamento sono state individuate differenti soluzioni progettuali che si differenziano per la possibilità o meno di posizionare una base d'appoggio a terra alla stessa quota d'imposta della parete da contrastare. Si distinguono quindi due tipologie di configurazioni (Figura 4.5 e Figura 4.6):

- puntelli di ritegno su base d'appoggio;
- puntelli di ritegno a stampella.

La soluzione "su base d'appoggio" è indicata per i casi in cui sia possibile porre una base d'appoggio a terra alla quota d'imposta della parete e può essere indifferentemente eseguita secondo uno schema a fasci convergenti (i puntoni convergono tutti in uno stesso punto a terra) o a fasci paralleli (i puntoni sono tutti paralleli tra loro) (Figura 4.5).

La soluzione "a stampella" è indicata per tutti i casi in cui non sia possibile (o agevole) disporre una base d'appoggio alla quota d'imposta della parete e può essere eseguita indifferentemente secondo lo schema "puntelli multipli su punto d'appoggio" (i puntoni convergono in un punto) o "puntelli multipli su zona d'appoggio" (i puntoni convergono in una zona dalle dimensioni ridotte) (Figura 4.6).

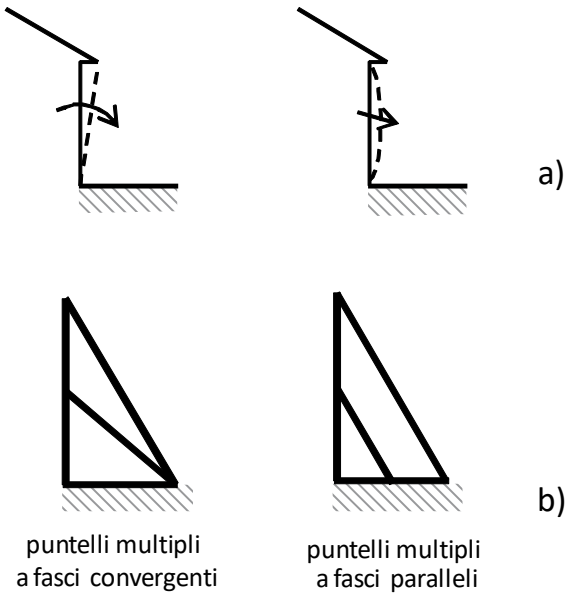


Figura 4.5 a) Situazioni in cui è possibile porre una base d'appoggio alla quota d'imposta della parete. b) Soluzioni "su base d'appoggio".

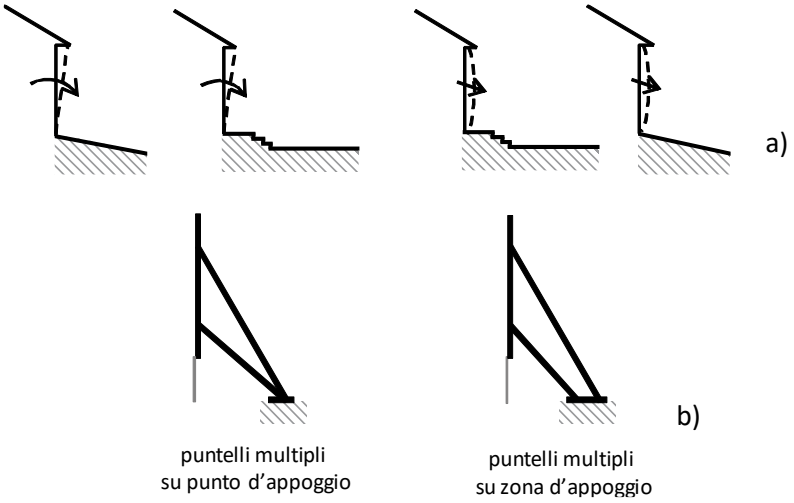


Figura 4.6 a) Situazioni in cui non è possibile porre la base d'appoggio alla quota d'imposta della parete. b) Soluzioni "a stampella".

Le due tipologie di soluzioni si possono differenziare, inoltre, in base all'altezza della parete da presidiare. In particolare, correlando l'altezza al numero di puntoni, si propongono le seguenti tre soluzioni:

- R1: 1 solo puntone; per altezze di puntellamento fino a 3 m (Figura 4.7);
- R2: 2 puntoni; per altezze di puntellamento da 3 a 5 m (Figura 4.8);
- R3: 3 puntoni; per altezze di puntellamento da 5 a 7 m (Figura 4.9).

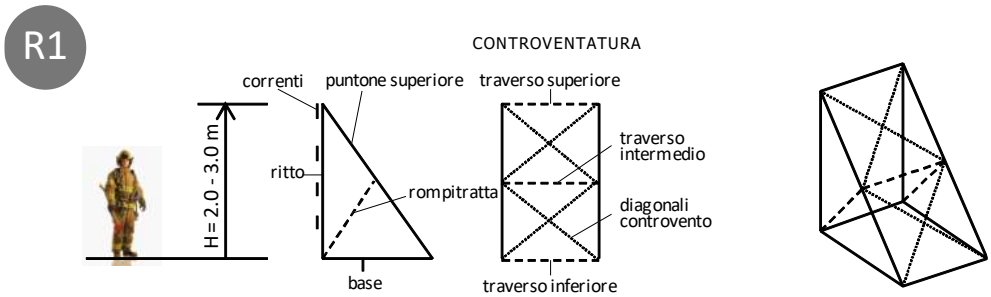


Figura 4.7 Puntelli di ritegno. Soluzione R1, per altezze di puntellamento fino a 3 m.

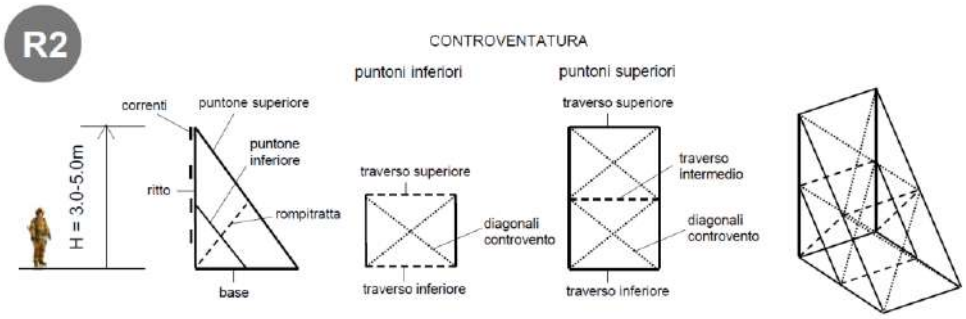


Figura 4.8 Puntelli di ritegno. Soluzione R2, per altezze di puntellamento da 3 a 5 m.

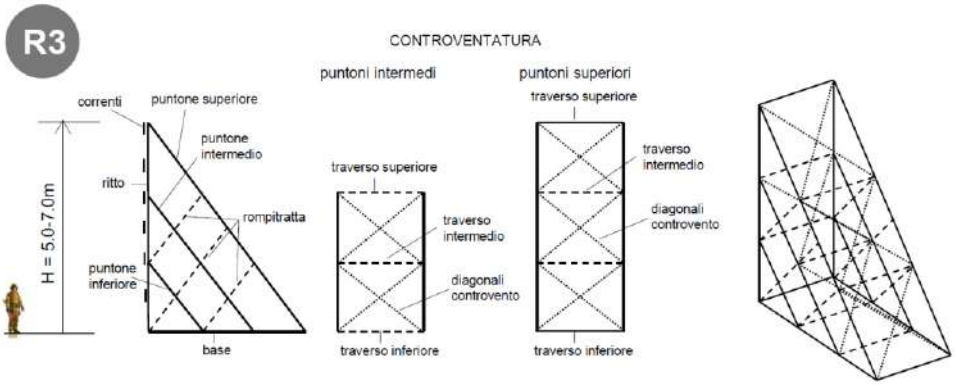


Figura 4.9 Puntelli di ritegno. Soluzione R3, per altezze di puntellamento da 5 a 7 m.

È sempre opportuno che ciascun puntone venga posto in prossimità del solaio di piano per meglio contrastare l'azione sismica; in questo modo a ciascun puntone viene attribuita un'area d'influenza della parete da presidiare di altezza pari circa all'altezza d'interpiano e larghezza uguale all'interasse tra i presìdi (Figura 4.10).

La limitazione delle altezze di puntellamento a 7 m è dovuta alle lunghezze commerciali delle travi in legno utilizzabili (si veda la Tabella 3.2).

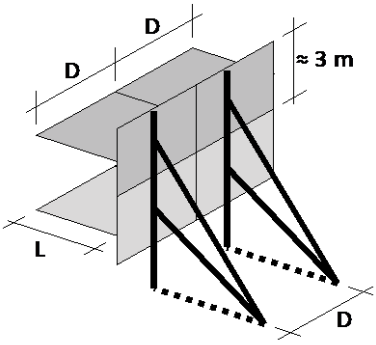


Figura 4.10 Schematizzazione dell'area di influenza di ciascun puntone.

Per ciascuna configurazione l'inclinazione ideale del puntone superiore è compresa tra circa 45° e 60°; in particolare, per una maggiore semplicità esecutiva, in fase realizzativa sono state suggerite le pendenze limite 2:1 e 2:2 (Figura 4.11), per le quali è stato effettuato il dimensionamento.

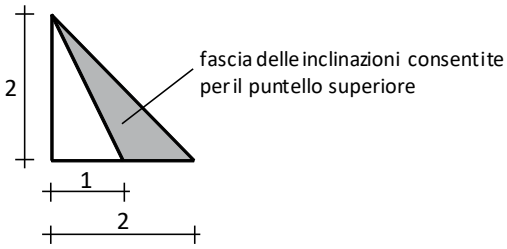


Figura 4.11 Inclinazioni consentite per il puntone superiore.

4.2.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l'opera provvisionale è il legno. Nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità, scegliendo di utilizzare la classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda il § 3.2.3).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutti i componenti principali dell'opera.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e, pertanto, per il dimensionamento si assumerà una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i puntoni) e pari a 1 per gli elementi secondari (si veda § 3.2.3.1).

4.2.2.3 Schema di calcolo

Le configurazioni individuate sono state calcolate attraverso schemi reticolari in cui le aste sono costituite da travi in legno considerate come incernierate alle estremità soggette a carichi concentrati ai nodi.

Per il calcolo dei puntoni, che sono gli elementi maggiormente sollecitati (§ 4.2.4.1), si utilizza lo schema statico riportato in Figura 4.12.

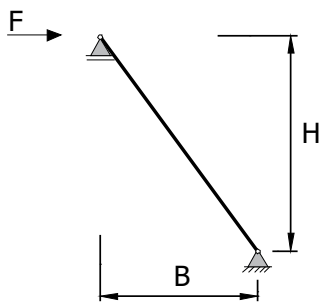


Figura 4.12 Schema statico adottato per il calcolo dei puntoni.

4.2.3 Carichi e azioni

4.2.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisionale si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.1. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Per un'opera provvisionale si assume una vita nominale inferiore a 10 anni (§ 2.4.1, NTC 2008).

In generale, si assumerà che i puntelli debbano sostenere le azioni orizzontali della muratura e di quota parte degli orizzontamenti con i relativi carichi permanenti e variabili.

Tabella 4.1 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

Descrizione	Classe di durata (durata)
Pesi strutturali (G_1)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Permanenti portati (G_2)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Variabili (Q)	Media (1 settimana – 6 mesi)
Azione sismica (E)	Istantaneo

Per la classe di servizio 3 e per la classe di durata istantanea (azione sismica), per il legno massiccio si ricava K_{mod} = 0.9 (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.2.3.2 Peso solai

Si assume l'ipotesi che i solai siano di tipo latero-cementizio di altezza 16+4 cm caricati in conformità alla normativa vigente secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008). Si considera un'area di influenza di solaio, gravante sulla muratura, di lunghezza pari a 2.5 m. A vantaggio di sicurezza si assume che il numero dei solai da contrastare sia pari al numero di puntoni dello schema statico di riferimento (1, 2 o 3).

La Tabella 4.2 riporta l'analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.2 Analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento 16+4 cm.

Nome	Descrizione	Pesi parziali	Peso totale
permanenti strutturali (G_1)	solaio latero-cemento 16+4 cm	2.6 kN/m^2	2.6 kN/m^2
permanenti non strutturali (G_2)	intonaco	0.3 kN/m^2	3.0 kN/m^2
	caldana e massetto (8 cm)	1.1 kN/m^2	
	pavimentazione	0.4 kN/m^2	
	tramezzi	1.2 kN/m^2	
carichi variabili (Q)	carichi di esercizio	2.0 kN/m^2	2.0 kN/m^2

4.2.3.3 Peso muratura

Si ipotizza una muratura dal peso di 20 kN/m^3; tale assunzione permette di considerare praticamente tutte le tipologie murarie, tenuto conto del fatto che non viene effettuata alcuna riduzione del carico legata alla presenza di aperture.

La Tabella 4.3 riporta l'analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.3 Analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

Nome	Descrizione	Simbolo	Peso
permanenti strutturali (G_1)	murature	γ_m	20 kN/m^3

4.2.3.4 Combinazione dei carichi

In accordo col § 2.5.3 delle NTC 2008, la combinazione sismica è data da:

$$G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q + E$$

con $\psi_2 = 0.3$ e in cui E rappresenta l'azione sismica.

4.2.3.5 Azione sismica

L'azione sismica sulla parete da presidiare è calcolata utilizzando lo spettro di progetto secondo quanto descritto al § 3.2.3 delle NTC 2008 ed è quindi dato dalla relazione:

$$F_a = S\, S_q(T)\, W_a$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche (dato dal prodotto dei coefficienti di amplificazione topografica S_T e stratigrafica S_S);

T è il periodo fondamentale della struttura da presidiare;

$S_q(T)$ è il valore dell'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura;

W_a è il peso in combinazione sismica dell'elemento da presidiare.

Il fatto che la parete da trattenere è caratterizzata da un cinematismo fuori piano in atto porta ad un significativo innalzamento del suo periodo fondamentale, tale

per cui l'accelerazione spettrale corrispondente risulta inferiore a quella di ancoraggio.

$$S_q(T) < \frac{a_g}{g}$$

dove:

a_g è il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento in roccia e superficie orizzontale;

g è l'accelerazione di gravità.

A favore di sicurezza si assume comunque un valore minimo di accelerazione pari a quella del suolo; pertanto, si ricava un'azione sismica (F_a) cui è soggetto l'elemento pari a:

$$F_a = S\, S_q(T)\, W_a = S\, \frac{a_g}{g}\, W_a$$

con il significato dei simboli definito sopra.

Nel caso di edificio a n piani, si ammette che l'azione sismica agente in corrispondenza di ciascun piano sia distribuita in modo proporzionale alla quota (h_j) (distribuzione triangolare); pertanto, l'azione sul piano j-mo diviene:

$$F_j = \gamma_j \cdot F_a$$

dove il fattore di amplificazione γ_j vale:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} h_j$$

Paragrafo 4.11

e dove:

W_i è il peso del piano i-esimo;

h_i è la quota del piano i-esimo.

Nel caso di pesi di piano e interpiani costanti, la relazione del coefficiente di amplificazione γ_j si semplifica nella forma:

$$\gamma_j = \frac{2j}{n+1}$$

Paragrafo 4.11

Ovviamente si ha che

$$\sum_{i=1}^{n} F_i = F_a$$

e pertanto continua a valere che l'azione sismica totale si ottiene con la relazione

$$F_a = S\, \frac{a_g}{g}\, W_a$$

Per il calcolo dell'azione sismica si può giungere ad un risultato analogo, considerando il fatto che la facciata da presidiare è una parete ormai "scollegata" dall'impianto strutturale e che, quindi, in caso di una ulteriore scossa, lavorerà fuori piano come elemento "secondario". Per tali elementi le azioni sismiche (F_a) si

possono calcolare in accordo con quanto riportato nel § 7.2.3 delle NTC 2008 (Eq. 7.2.1):

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

S_a rappresenta l'accelerazione adimensionalizzata massima al suolo;

W_a il peso dell'elemento;

q_a il fattore di struttura.

Il termine S_a è definito come:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \left[\frac{3\left(1+\frac{Z}{H}\right)}{1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g}{g} \cdot S$$

in cui

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Z è la quota del baricentro dell'elemento da presidiare;

H è l'altezza della costruzione;

T_a è il periodo fondamentale della parete da presidiare;

T_1 è il periodo fondamentale della struttura di cui la parete fa parte.

Nelle stesse ipotesi fatte in precedenza, ossia che la parete da presidiare abbia già subito un forte degrado della propria rigidezza, oppure sia già presente un cinematismo, si può assumere che il suo periodo fondamentale di oscillazione (T_a) sia molto maggiore di quello della struttura di cui fa parte (T_1). Con questa supposizione, dalla formula 7.2.2 delle NTC 2008, si desume che l'elemento da presidiare subisce durante un sisma un'accelerazione massima pari a quella del suolo e quindi:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S$$

Si ottiene che la forza orizzontale a cui è soggetta la parete da presidiare durante un evento sismico è pari a:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{S \cdot W_a}{q_a}$$

dove i valori dell'accelerazione al suolo a_g e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche S sono quelli definiti al § 3.2.1.

A favore di sicurezza, infine, considerando un valore del fattore di struttura dell'elemento da presidiare unitario (q_a=1), sebbene a rigore la tabella 7.2.I delle

NTC 2008 per pareti esterne e di facciata preveda q_a=2, si ottiene un'azione sismica pari a:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot S_a \cdot W_a$$

analoga a quella calcolata mediante l'utilizzo degli spettri.

Si noti tuttavia che la relazione 7.2.1 delle NTC 2008 non prevede l'utilizzo di alcun fattore amplificativo che tenga conto dell'eventuale distribuzione non uniforme dell'azione sismica con la quota (che in realtà rientra implicitamente nella definizione del coefficiente S_a). In questo modo sono penalizzate le pareti a quota minore, ma si sottostima l'azione sulle porzioni di pareti a quota maggiore.

L'approccio che si è seguito è dunque quello di dimensionare le opere di ritegno per l'azione maggiore, quindi di utilizzare il calcolo dell'azione sismica mediante gli spettri di risposta e dimensionando l'opera per l'elemento maggiormente sollecitato.

Per la definizione del peso in combinazione sismica dell'elemento da presidiare W_a, si fa riferimento ad un criterio di aree di influenza, secondo il quale a ciascun ritegno compete una porzione di muratura avente larghezza pari all'interasse tra i presìdi e una porzione dei solai e della copertura gravanti sulla parete stessa. Tali assunzioni sono schematizzate in Figura 4.13.

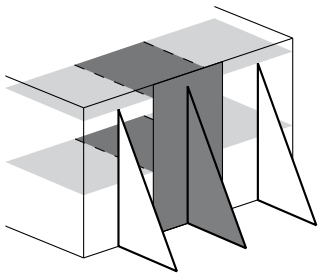


Figura 4.13 Rappresentazione delle aree di influenza per il puntello centrale (grigio). Al puntello viene assegnato il carico di parte della muratura e parte dei solai.

4.2.3.6 Scenari di carico

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, si è deciso di definire degli scenari di carico di riferimento.

In particolare, sono state considerate pareti di spessore fino a 60 cm e da 60 cm fino a 100 cm; tali valori si ritengono rappresentativi sia di costruzioni di civile abitazione che di opere monumentali di altezza complessiva rientrante nei limiti di applicazione della scheda STOP-PR del Vademecum.

L'azione orizzontale è stata calcolata ipotizzando che a ciascun puntone competa una porzione di muratura di altezza pari a 3.0 m ed una porzione di solaio di lunghezza pari a 2.5 m (Figura 4.14).

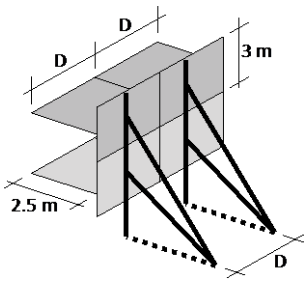


Figura 4.14 Scenario di carico di riferimento. Dimensioni utilizzate per il calcolo dei pesi di piano associati a ciascun puntone.

In tali ipotesi si ha che il peso del piano j-mo (W_j) in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = W_{parete}+W_{solaio}=\gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot D+\left(G_1+G_2+\psi_2 \cdot Q\right) \cdot L_{solaio} \cdot D =$$

$$=20\ \frac{\text{kN}}{\text{mc}} \cdot 3.0\ \text{m} \cdot s_m \cdot D + (5.6 + 0.3 \cdot 2.0) \cdot 2.5\ \text{m} \cdot D = (60 \cdot s_m + 15.5) \cdot D\ [\text{kN}]$$

con:

s_m spessore della parete muraria (in metri);

D interasse dei presìdi (in metri);

γ_m peso specifico della muratura;

h_{int} altezza d'interpiano;

L_{solaio} luce d'influenza del solaio.

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata tenendo conto delle accelerazioni definite per ogni classe di prestazione (si veda la Tabella 3.1).

4.2.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell'opera di ritegno viene effettuato svolgendo le seguenti verifiche:

- verifica dell'elemento maggiormente sollecitato;
- verifica delle criticità globali;
- verifica delle criticità locali.

La verifica di resistenza delle travi lignee si esegue sull'elemento maggiormente sollecitato (tipicamente il puntone superiore).

Le criticità globali che si considerano sono:

a) possibile rotazione complessiva;

b) possibile scivolamento alla base.

Le criticità locali sono:

1. possibile scalzamento verso l'alto della zona d'imposta superiore del puntello;

2. possibile scalzamento verso l'esterno della zona d'imposta alla base del puntello;
3. possibile sfilamento verso l'alto del ritto.

Tali criticità sono rappresentate in Figura 4.15.

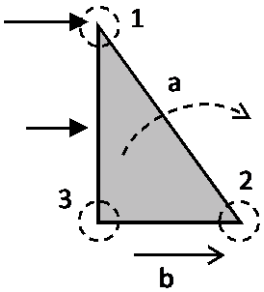


Figura 4.15 Criticità globali: a) possibilità di ribaltamento dell'opera; b) possibilità di scivolamento dell'opera. Criticità locali: 1) possibilità di scalzamento verso l'alto della zona d'imposta superiore del puntello; 2) possibilità di scalzamento verso l'esterno della zona d'imposta alla base del puntello; 3) possibilità di sfilamento verso l'alto del ritto.

Le criticità elencate sono inibite da una corretta progettazione e realizzazione delle connessioni degli elementi e degli ancoraggi a terra, come indicato nel Vademecum STOP.

4.2.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sull'elemento maggiormente sollecitato (elemento critico, ossia il puntone superiore, Figura 4.16) attraverso delle verifiche di stabilità per aste semplicemente compresse, secondo le indicazioni riportate al § 4.4.8.2.2 delle NTC 2008.

Per ragioni di semplicità esecutiva, la sezione così dimensionata è mantenuta tale anche per gli altri elementi "principali" dell'opera di ritegno (sono dunque esclusi i rompitratta, gli elementi di controvento e di contenimento).

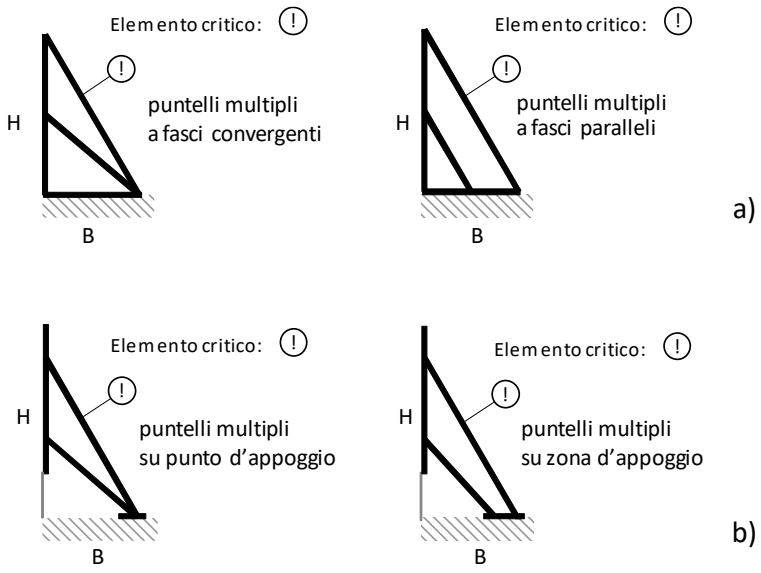


Figura 4.16 Determinazione dell'elemento maggiormente sollecitato, o critico, per puntelli a) "su base d'appoggio" e b) "a stampella".

4.2.4.2 Dimensionamento dei giunti e degli ancoraggi

Per ciascun giunto sono condotte le seguenti verifiche (Figura 4.17):

- verifica a taglio del tallone;
- verifica a schiacciamento del dente frontale;
- verifica a schiacciamento della parte posteriore del dente.

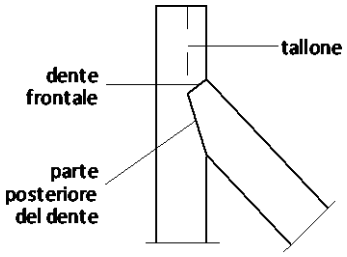


Figura 4.17 Localizzazione delle zone da verificare; il giunto maggiormente sollecitato è quello superiore in quanto, come evidenziato nella Figura 4.11, generalmente l'angolo tra ritto e diagonale è inferiore rispetto a quello tra base e diagonale; quindi, la componente tagliante sul tallone è maggiore.

Per semplicità di esecuzione si prescrivono giunti di tipo "a dente singolo", con una fresata di profondità pari al massimo ad un quarto dell'altezza della sezione (Figura 4.18).

La verifica del tallone su tutte le configurazioni considerate è sempre soddisfatta per un prolungamento del ritto oltre il giunto di almeno 4 volte il lato della sezione (s). Per la base, poiché l'inclinazione è inferiore, è invece sufficiente un prolungamento pari a $3s$.

Per quanto riguarda lo schiacciamento del dente frontale, si ammette una plasticizzazione locale del materiale.

La parte posteriore del dente risulta sempre verificata a schiacciamento locale.

Inoltre, per garantire l'integrità del giunto anche durante un evento sismico, si dispongono delle viti che collegano il puntone al ritto o alla base (Figura 4.18).

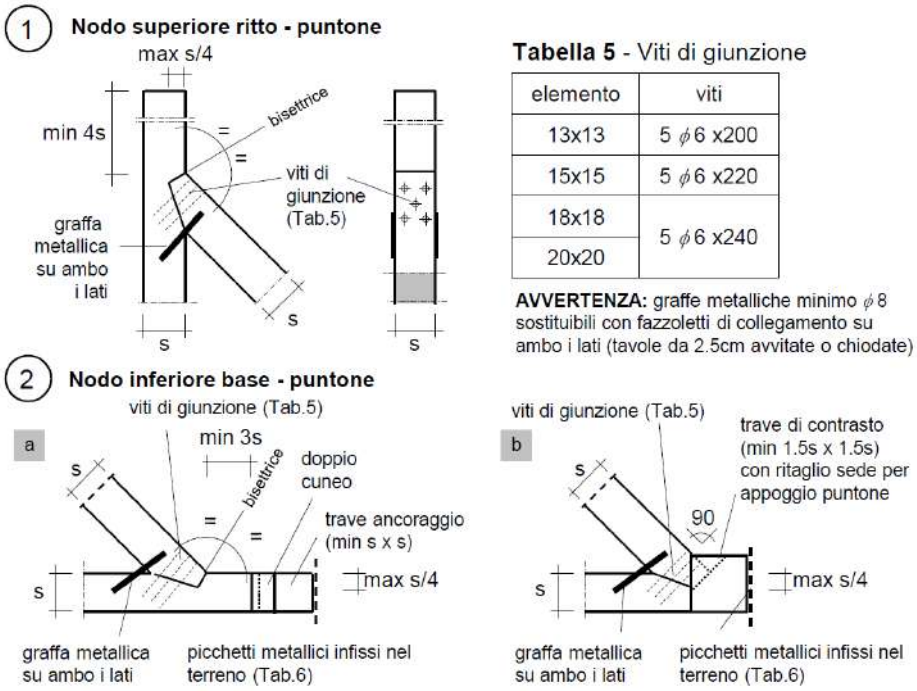


Figura 4.18 Caratteristiche geometriche dei giunti e lunghezza minima del tallone per giunti sul ritto e sulla base.

Ancoraggi

Il numero di picchetti di ancoraggio è definito in funzione della classe prestazionale associata all'opera e dei differenti scenari di configurazione e di carico. Tale numero è stato calcolato considerando la spinta orizzontale proveniente dalla struttura e riportata a terra dall'opera di ritegno (F_h), ridotta della componente legata all'attrito tra l'opera di ritegno e il terreno (F_a).

Detta R_p la resistenza di un picchetto (si veda la Tabella 3.23), il numero N di picchetti necessari per ogni puntello di ritegno è calcolato tramite l'espressione:

$R_p \cdot N = F_h - F_a$

Di conseguenza, essendo D l'interasse tra le opere di ritegno, il valore (d) dell'interasse tra i picchetti risulta: $d = D / N$.

Si assume infine una profondità di infissione di almeno 50 cm, su terreno di discrete caratteristiche (Figura 4.19).

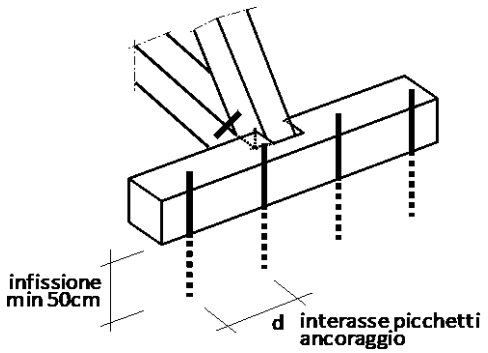


Figura 4.19 Particolare dell'ancoraggio a terra delle puntellature su base di appoggio. I picchetti devono essere infissi sul terreno per una profondità di almeno 50 cm e posti ad interasse *d* come indicato nel Vademecum STOP nella scheda PR.

4.2.5 Esempio di calcolo

Si riporta, a titolo di esempio, il calcolo di un'opera di ritegno di tipo R2 con le seguenti caratteristiche:

- classe prestazionale *A* (S_a = 0.504);
- numero di piani: n = 2;
- base: B = 3.5 m;
- interasse: D = 1.5 m;
- spessore parete muraria: s_m = 100 cm;
- altezza da presidiare H = 5.0 m.

La Tabella 3 nella scheda STOP-PR del Vademecum STOP indica, per i valori sopra riportati, l'utilizzo di una sezione 18x18.

4.2.5.1 Verifica dell'asta critica

Calcolo delle sollecitazioni sui puntoni

Come indicato al § 4.2.3.6, l'azione su ogni puntello è calcolata ipotizzando che su ciascuno di essi agisca una porzione di muratura di altezza pari a 3 m e una porzione di solaio con lunghezza di influenza pari a 2.5 m.

Utilizzando i dati della Tabella 4.2 e della Tabella 4.3, si ottiene che il peso dei solai in combinazione sismica risulta:

$P_s = G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q = 2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2.0 = 6.2\ \text{kN/m}^2$

In tali ipotesi si ha che il peso del piano *j*-mo in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = W_{parete} + W_{solaio} = \gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot D + \left(G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q\right) \cdot L_{solaio} \cdot D =$$
$$= 20\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.0\ \text{m} \cdot 1.0\ \text{m} \cdot 1.5\ \text{m} + (2.6 + 3.0 + 0.3 \cdot 2)\ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.5\ \text{m} \cdot 1.5\ \text{m} = 113.3\ \text{kN}$$

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata in accordo al § 4.2.3.5. Tale azione si immagina concentrata in corrispondenza del solaio di piano. La forza statica equivalente è stata calcolata con la relazione seguente:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot W_a$$

Nel caso di un puntellamento su due piani si ottengono i valori in Tabella 4.4.

Tabella 4.4 Pesi di piano, coefficienti amplificativi e forze di piano per un puntello di tipo R2 con base B=3.5 m, interasse D=1.5 m, spessore muratura s_m=100 cm.

Paragrafo 4.11

	W_j (kN)	γ_j	$F_{h,j}$ (kN) (classe A)
piano 1	113.3	0.66	38.1
piano 2	113.3	1.33	76.1

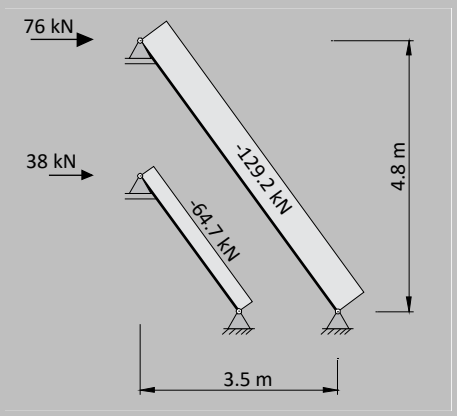


Figura 4.20 Schema statico e sollecitazioni per l'esempio di calcolo.

Risolvendo lo schema statico si ottengono gli sforzi normali sui puntoni in Tabella 4.5.

Tabella 4.5 Sforzi normali sui puntoni del puntello R2.

	N (kN)
Asta 1	-64.7
Asta 2	-129.2

Verifiche asta critica

Si riporta di seguito la verifica dell'asta maggiormente sollecitata (asta 2, corrispondente al puntone superiore).

L'asta 2 è realizzata in legno C16 (per i parametri caratteristici si veda la Tabella 3.4). Si considerano inoltre le seguenti classi:

classe di servizio: 3

classe durata dei carichi: istantanea

Si assumono quindi i seguenti valori:

$f_{c,0,k}$ = 17 MPa

K_{mod} = 0.90

γ_M = 1.50

$f_{c,0,d} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M$ = 10.2 MPa

e i seguenti parametri geometrici:

L = 6.0 m lunghezza asta

18x18 sezione

A = 324 cm^2 area

$J_x = J_y = J$ = 8748 cm^4 momento d'inerzia

$\rho = \sqrt{J/A}$ = 5.19 cm raggio giratore d'inerzia

$\beta_x = \beta_y = 0.5$ coefficiente che tiene conto della presenza dei rompitratta in mezzeria nelle due direzioni

§4.4.8.2.2, NTC 2008: elementi compressi (instabilità di colonna)

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = \beta_x \cdot L$ = 3.0 m lunghezza libera di inflessione

$\lambda_x = \lambda_y = l_{eff,x} / \rho = 57.7$ snellezza

$E_{0.05}$ = 5360 MPa

$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2$ = 15.8 MPa

$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k}/\sigma_{crit,c}} = 1.04$

$\beta_c = 0.2$ legno massiccio

$k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2] = 1.12$

$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = 0.66$

Sforzo normale agente: N = 129.2 kN

$\sigma_{c,0,d} = N / A$ = 3.99 MPa

$\sigma_{c,0,d} / (k \cdot f_{c,0,d}) = 3.99 / (0.66 \cdot 10.2) = 0.59 < 1$ VERIFICATO

4.2.5.2 Verifica giunto

Per i giunti, la verifica più rilevante è quella che concerne la tenuta a taglio parallelo alla fibratura del tallone (scalzamento del tallone, Figura 4.21).

Per la verifica si utilizza la seguente formula:

$$\tau_d = \frac{N \cdot \left[\cos\alpha - f_a \cdot \sin(\alpha-\beta) \cdot \cos\beta\right]}{s \cdot 4s} \leq f_{v,d}$$

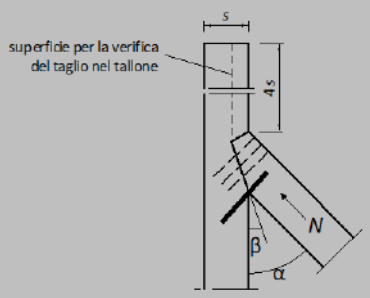


Figura 4.21 Schema per la verifica dello scalzamento del tallone e individuazione della superficie di verifica.

Si assumono i seguenti valori:

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.90

γ_M = 1.50

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.08 MPa

Si riporta la verifica del giunto maggiormente sollecitato per l'asta 2 dell'esempio precedente.

Giunto in testa all'asta 2:

N = -129.2 kN sforzo normale

f_a = 0.4 coefficiente d'attrito statico (legno-legno)

α = 36 °

β = 9 °

s = 18 cm

$\tau_d = N \cdot [\cos\alpha - f_a \cdot \sin(\alpha - \beta) \cdot \cos\beta] / (4s^2)$ = 0.63 MPa ≤ 1.08 MPa VERIFICATO

Inoltre, per garantire l'integrità del giunto anche durante un evento sismico, il puntone viene collegato al ritto e alla base tramite viti, come illustrato in Figura 4.21.

Si omettono le verifiche a schiacciamento locale della parte anteriore e posteriore del dente in quanto, per tali parti, si ammette che si possano verificare fenomeni di plasticizzazione locale.

4.2.5.3 Verifica ancoraggi

Per la verifica degli ancoraggi si definisce l'azione orizzontale da affidare alla tenuta dei picchetti come l'azione orizzontale totale del puntone cui è sottratta la componente dovuta all'attrito.

Si riporta il calcolo per l'opera di ritegno che si sta analizzando nell'esempio, considerando però, a favore di sicurezza, la configurazione a puntoni convergenti (Figura 4.22).

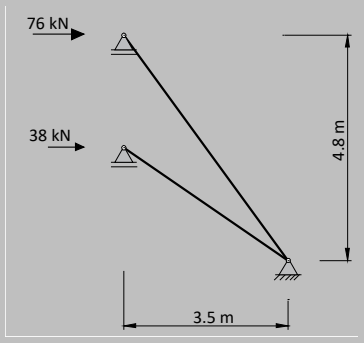


Figura 4.22 Schema di puntello a fasci convergenti.

D = 1.5 m interasse tra i puntelli

$A_{h,1}$ = 76.1 kN azione orizzontale asta 1

$A_{h,2}$ = 38.1 kN azione orizzontale asta 2

$A_{h,t}$ = 114.2 kN azione orizzontale totale

$A_{v,1}$ = 104.4 kN azione verticale asta 1

$A_{v,2}$ = 26.1 kN azione verticale asta 2

$A_{v,t}$ = 130.5 kN azione verticale totale

f_a = 0.5 coefficiente d'attrito legno-terreno

R_p = 10 kN tenuta di un picchetto

$A_h = A_{h,t} - f_a \cdot A_{v,t}$ = 48.9 kN azione orizzontale da trattenere

Si dispongono pertanto i picchetti con interasse:

$d = D \cdot R_p / A_h$ = 0.30 m

4.3 Puntellatura di contrasto in legno (STOP-PC)

4.3.1 Descrizione e finalità dell'opera

La puntellatura di contrasto è un presidio esterno atto ad evitare il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano che sfrutta la possibilità di trasferire i carichi orizzontali ad un edificio prospicente.

Obiettivo dell'intervento è impedire o contrastare:

a) il ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.23.a);

b) il ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.23.b);

c) lo spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.23.c).

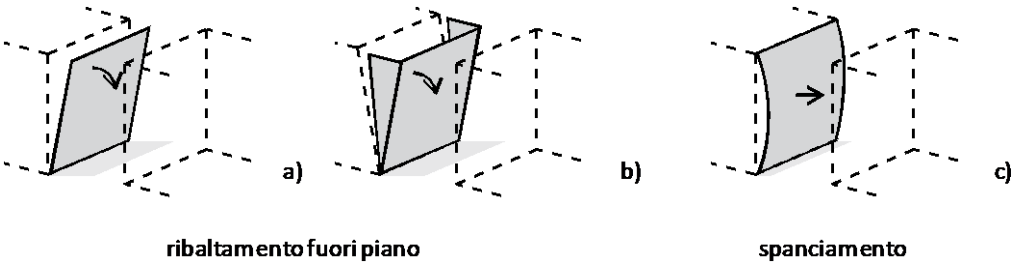


Figura 4.23 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio esterno avente la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare ad un edificio prospiciente in buone condizioni, ridistribuendole secondo componenti prevalentemente orizzontali (Figura 4.24 e Figura 4.25).

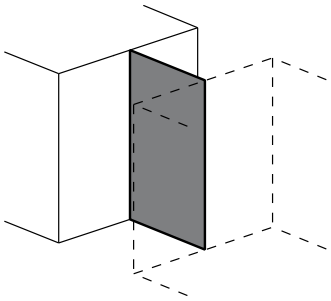


Figura 4.24 Rappresentazione del presidio esterno che deve contrastare i cinematismi fuori piano della facciata.

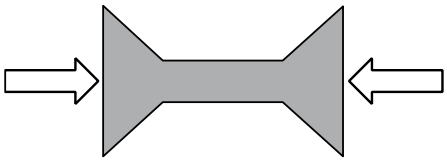


Figura 4.25 Rappresentazione schematica del presidio. Viene evidenziata la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare al fabbricato prospiciente, ridistribuendole secondo componenti prevalentemente orizzontali.

4.3.2 Scelte progettuali

4.3.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di puntellamento di contrasto sono state individuate differenti soluzioni progettuali, principalmente basate sul riconoscimento tra due scenari:

- contrasto alla pari: la parete da sostenere ha un'altezza uguale o inferiore al fabbricato di contrasto (o presidiante);
- contrasto con scarico: la parete da sostenere è più alta del fabbricato di contrasto.

La Figura 4.26 illustra la classificazione appena introdotta.

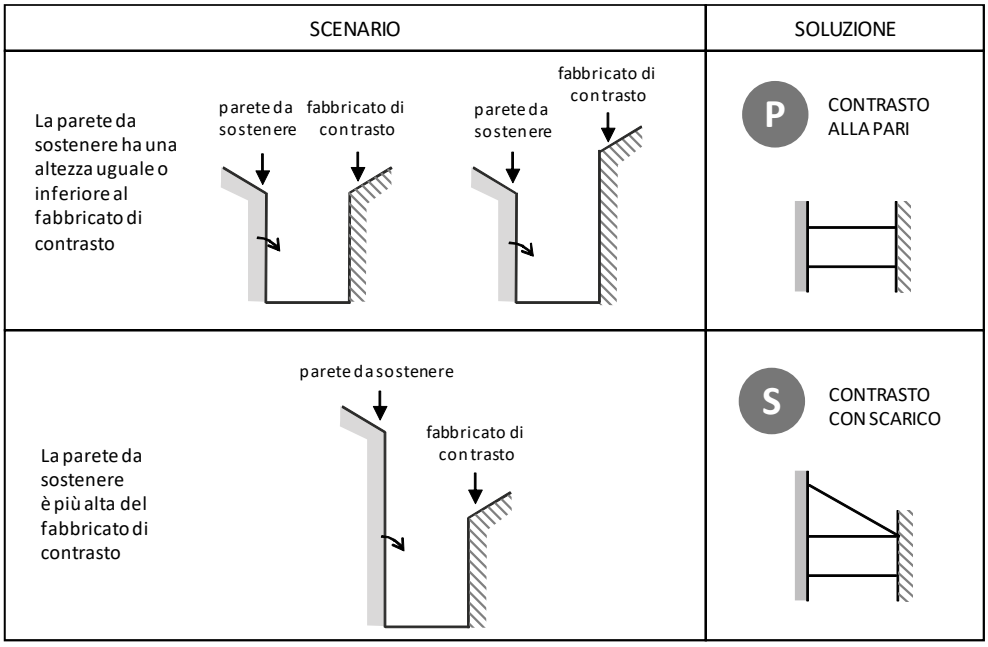


Figura 4.26 Scenari possibili per i puntelli di contrasto. Contrasto alla pari ("P") quando la parete da sostenere ha un'altezza uguale o inferiore al fabbricato di contrasto. Contrasto con scarico ("S"): quando la parete da sostenere è più alta del fabbricato di contrasto.

Le soluzioni, inoltre, sono diversificate in funzione delle dimensioni geometriche del problema, in particolare in base al numero di impalcati (contrasto al 1°, 2° o 3° impalcato) e alla distanza (*L*) tra l'edificio da presidiare e quello presidiante (in particolare i valori di *L* sono definiti in riferimento all'altezza di interpiano *h*: $L \leq h$; $h < L \leq 1.5 \cdot h$; $1.5 \cdot h < L \leq 2 \cdot h$). Le configurazioni che si individuano per i differenti valori dei due parametri sono rappresentate in Figura 4.27 per la soluzione "contrasto alla pari" ("P") e in Figura 4.28 per la soluzione "contrasto con scarico" ("S").

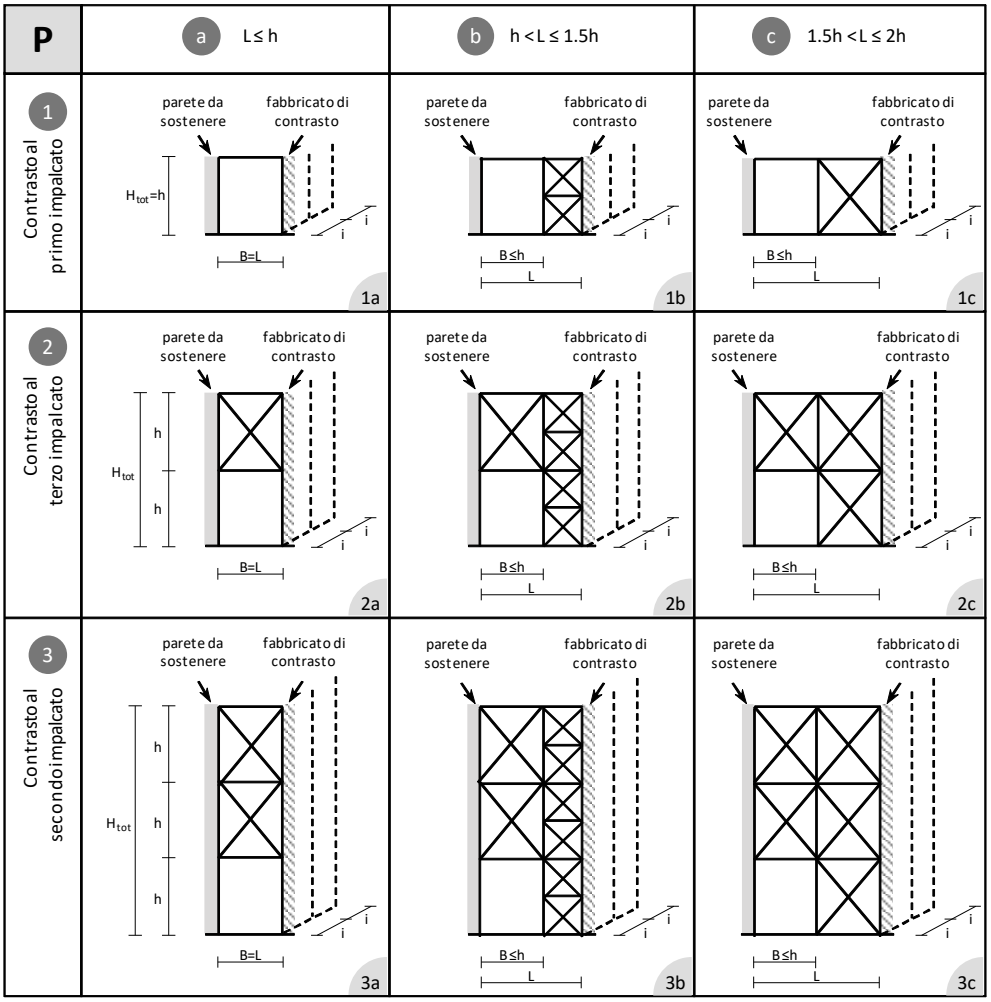


Figura 4.27 Soluzioni progettuali per contrasti alla pari, diversificate in base al numero di impalcati dell'edificio da presidiare e presidiante e in base alla distanza tra i due edifici.

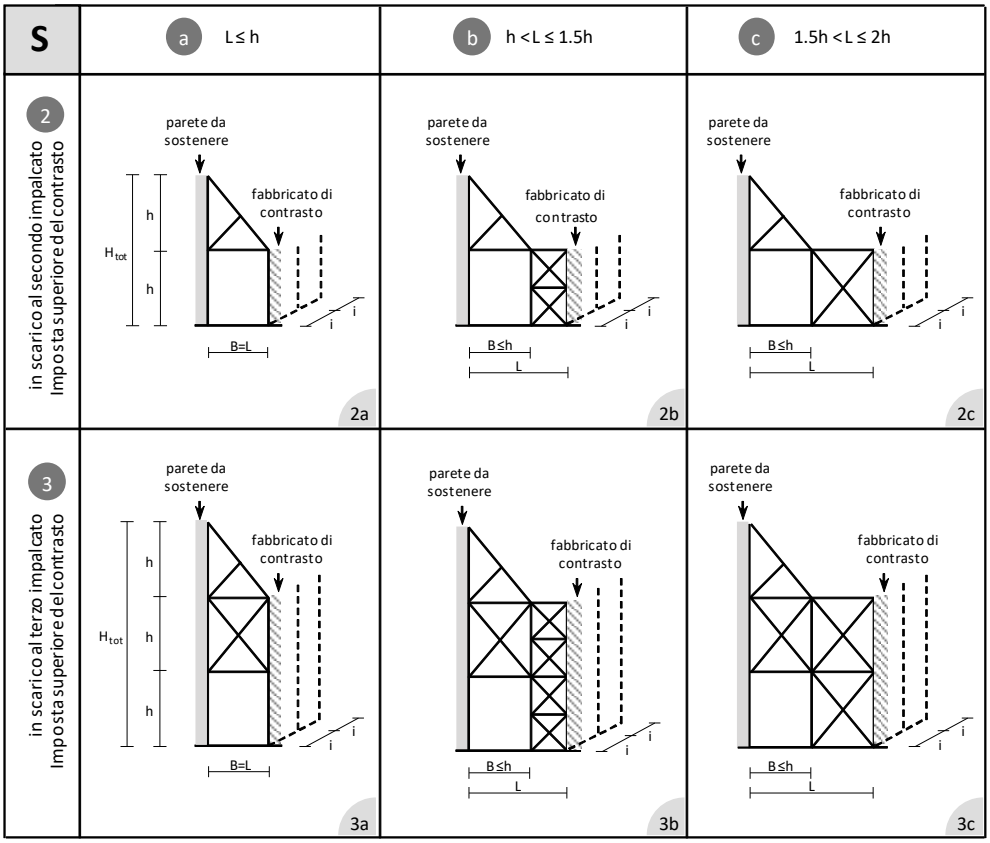


Figura 4.28 Soluzioni progettuali per contrasti in scarico, diversificate in base al numero di impalcati dell'edificio da presidiare e presidiante e in base alla distanza tra i due edifici.

Si osserva che nei casi in cui $L > h$ si prevede la presenza di un elemento di irrigidimento verticale. Lo scopo di tale elemento è duplice: in primo luogo limita la lunghezza del traverso e consente un'inclinazione ottimale per l'elemento diagonale; in secondo luogo, consente la gestione delle criticità legate allo scarico delle sollecitazioni su pareti che potrebbero non essere in grado di sopportare la spinta, attraverso la diffusione degli sforzi.

4.3.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l'opera provvisionale è il legno. Nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità, in particolare si è scelto di utilizzare la classe C16 (Tabella 3.4).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento si assume una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i diagonali compressi) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

4.3.3 Carichi e azioni

Le definizioni dei carichi e delle azioni sono le stesse utilizzate per i puntelli di ritegno (§ 4.2.3).

4.3.4 Dimensionamento

Per il dimensionamento del puntellamento di contrasto si adottano le stesse indicazioni riportate nella scheda STOP-PR per i puntelli di ritegno. In particolare, viene dimensionato l'elemento maggiormente sollecitato (elemento critico) per ogni soluzione progettuale. L'elemento critico coincide, per gli schemi "alla pari", con il traverso superiore, mentre negli schemi "con scarico" con il diagonale principale (Figura 4.29). Le dimensioni della sezione dell'elemento critico sono definite in funzione della larghezza della zona di passaggio (*B*) e dell'altezza d'interpiano (*h*) (si veda la Figura 4.29). Nel caso di schema P1, la lunghezza del puntone coincide con la distanza *B*.

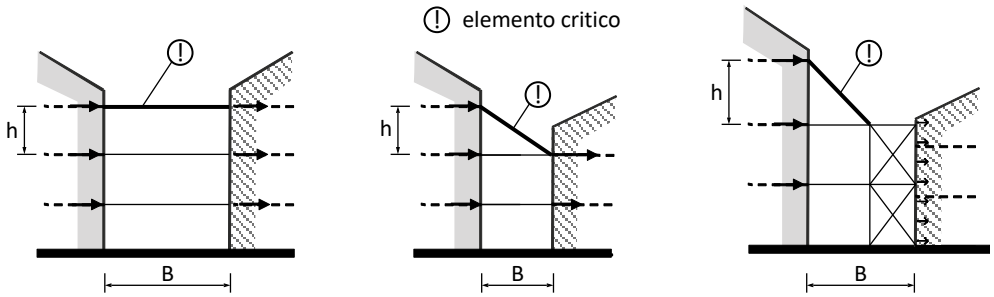


Figura 4.29 Individuazione dell'elemento critico del puntello di contrasto. Per convenzione si assume che la parete da presidiare sia sempre quella di sinistra.

Paragrafo 4.11

L'applicabilità delle tabelle riportate nella scheda STOP-PR al caso della scheda STOP-PC è supportata dalla validità delle stesse ipotesi di calcolo:

- rapporto *B/h* dell'elemento critico compreso nell'intervallo [0.5; 1];
- classe dei puntelli in legno non inferiore a C16.

Il dimensionamento è stato fatto considerando la condizione più sfavorevole; in particolare, per il contrasto alla pari, si è posto $B=h$ (massima lunghezza del traverso), mentre per il contrasto con scarico si è posto $B=0.5 \cdot h$ (massima inclinazione e quindi massimo sforzo sul diagonale).

Coerentemente con le ipotesi di calcolo formulate, è bene specificare che i puntelli di contrasto dimensionati con la scheda STOP-PC non sono pensati per contrastare fenomeni di martellamento tra fabbricati; tuttavia, tengono conto dell'autoportanza della puntellatura in caso di potenziale allontanamento reciproco delle pareti prospicienti durante un sisma.

4.3.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera di contrasto viene effettuato in modo simile a quanto già presentato per i puntelli di ritegno: a partire dalla forza sismica di piano, si dimensionano gli elementi maggiormente sollecitati.

Per il contrasto alla pari si adottano, cautelativamente, le stesse sezioni calcolate per i puntelli di ritegno a parità di base *B*, di interasse *D* e di altezza complessiva *H*. Si è infatti verificato che la maggior lunghezza libera d'inflessione è compensata dal minor sforzo normale agente.

Nel caso di contrasto con scarico, fissate *B*, *D* e *H*, è stata verificata la possibilità di utilizzare le sezioni dei puntelli di ritegno R1, nonostante le azioni siano leggermente superiori (si ricorda che le azioni sismiche dipendono dalla quota). Per le configurazioni S2 si è appurato che tale ipotesi è corretta. Per le configurazioni S3, invece, l'incremento delle sollecitazioni dovuto alla maggior quota del contrasto è tale da rendere insufficienti le sezioni definite negli schemi R1; si è quindi passati ai valori definiti per i puntelli R2 e se ne è verificata l'adeguatezza per le configurazioni S3.

La Tabella 4.6 illustra la corrispondenza tra le sezioni previste per gli schemi di puntelli di contrasto (STOP-PC) e le sezioni dei puntelli di ritegno (STOP-PR).

Tabella 4.6 Corrispondenza tra le sezioni definite per i puntelli di contrasto e quelle dei puntelli di ritegno.

Configurazione STOP-PC		**Configurazione corrispondente STOP-PR**
Contrasto alla pari	P1	R1
	P2	R2
	P3	R3
Contrasto con scarico	S2	R1
	S3	R2

Risultato dei ragionamenti illustrati, sono le tabelle di dimensionamento dei sistemi di contrasto (Tabella 4.7 e Tabella 4.8).

Tabella 4.7 Tabella di dimensionamento dei sistemi di contrasto alla pari.

P	Dimensionamento di RITTI, TRAVERSI, LONGHERONI, DIAGONALI PRINCIPALI							
	Classe A				Classe B			
Altezza complessiva H_{tot} (m)	Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6$ m		Spessore max parete da sostenere: $0.6\ m < s_m \leq 1.0$ m		Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6$ m		Spessore max parete da sostenere: $0.6\ m < s_m \leq 1.0$ m	
	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)
$6m<H_{tot} \leq 9m$	20 x 20	max 2.0	20 x 20	max 1.5	20 x 20	max 2.0	20 x 20	max 2.0
$3m<H_{tot} \leq 6m$	18 x 18	max 2.0	20 x 20	max 2.0	15 x 15	max 2.0	18 x 18	max 2.0
$H_{tot} \leq 3m$	15 x 15	max 2.0	18 x 18	max 2.0	13 x 13	max 2.0	15 x 15	max 2.0

Tabella 4.8 Tabella di dimensionamento dei sistemi di contrasto in scarico.

S	Dimensionamento di RITTI, TRAVERSI, LONGHERONI, DIAGONALI PRINCIPALI, ELEMENTI DI BLOCCO							
	Classe A				Classe B			
Altezza complessiva H_{tot} (m)	Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6$ m		Spessore max parete da sostenere: $0.6\ m < s_m \leq 1.0$ m		Spessore max parete da sostenere: $s_m \leq 0.6$ m		Spessore max parete da sostenere: $0.6\ m < s_m \leq 1.0$ m	
	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)	Sezione (cmxcm)	Interasse i (m)
$6m<H_{tot} \leq 9m$	18 x 18	max 2.0	20 x 20	max 2.0	15 x 15	max 2.0	18 x 18	max 2.0
$3m<H_{tot} \leq 6m$	15 x 15	max 2.0	18 x 18	max 2.0	15 x 15	max 2.0	15 x 15	max 2.0

4.3.5 Esempio di calcolo

Per gli esempi di calcolo si rimanda al paragrafo relativo alla scheda STOP-PR.

4.4 Puntelli di sostegno e sbadacchiatura aperture (STOP-SA)

4.4.1 Descrizione e finalità dell'opera

I puntelli di sostegno e sbadacchiatura delle aperture sono presìdi atti a contrastare la caduta della parte muraria al di sopra delle aperture e la conseguente possibile perdita d'appoggio del solaio soprastante (Figura 4.30.a); possono inoltre contrastare l'eccessiva deformazione dei maschi murari posti lateralmente al vano (Figura 4.30.b).

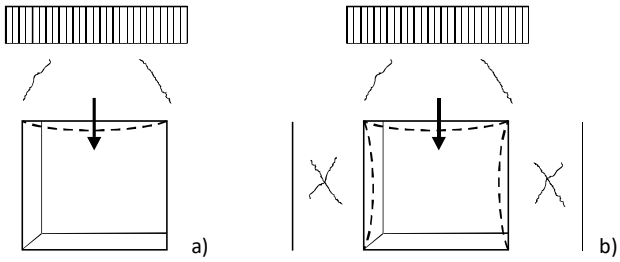


Figura 4.30 Tipi di movimento da contrastare. a) Caduta massa gravante. b) Contenimento della deformazione laterale dei maschi murari.

Lo scopo del presidio, su cui si basa il dimensionamento dell'opera, è sostenere i carichi verticali e trasferirli alla parte inferiore dell'apertura (Figura 4.31). Inoltre, può essere necessario limitare la deformazione dei maschi murari laterali all'apertura, bloccando gli effetti dell'espulsione laterale.

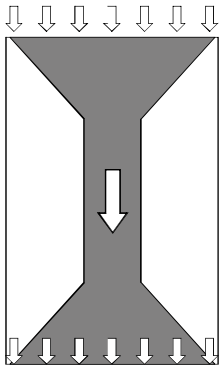


Figura 4.31 Schematizzazione del funzionamento del presidio: il carico verticale sopra un'apertura è sostenuto dall'opera di ritegno e trasferito alla parte inferiore.

L'elemento che genera l'azione verticale è la parte di muratura soprastante l'apertura da presidiare; a tale carico si aggiunge anche una porzione di solaio sopra l'apertura.

Nei casi in cui si cerchi di limitare la deformazione dei maschi murari, l'opera di sostegno viene irrigidita tramite dei controventi ed un traverso intermedio con lo scopo di contrastare uno spostamento legato allo scivolamento del blocco

triangolare che si può formare in seguito alla rottura per taglio dei maschi murari attorno all'apertura.

4.4.2 Scelte progettuali

4.4.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di sostegno e sbadacchiatura delle aperture, sono state individuate differenti soluzioni progettuali, basate sul tipo di movimento da contrastare e sulle dimensioni dell'apertura. Si distinguono quindi:

- opere aventi sola funzione di sostegno;
- opere con funzione sia di sostegno che di sbadacchiatura;

e opere per:

- aperture "strette", con luci fino a 1.5 m;
- aperture "larghe", con luci comprese tra 1.5 e 3 m.

Le configurazioni individuate sono rappresentate in Figura 4.32.

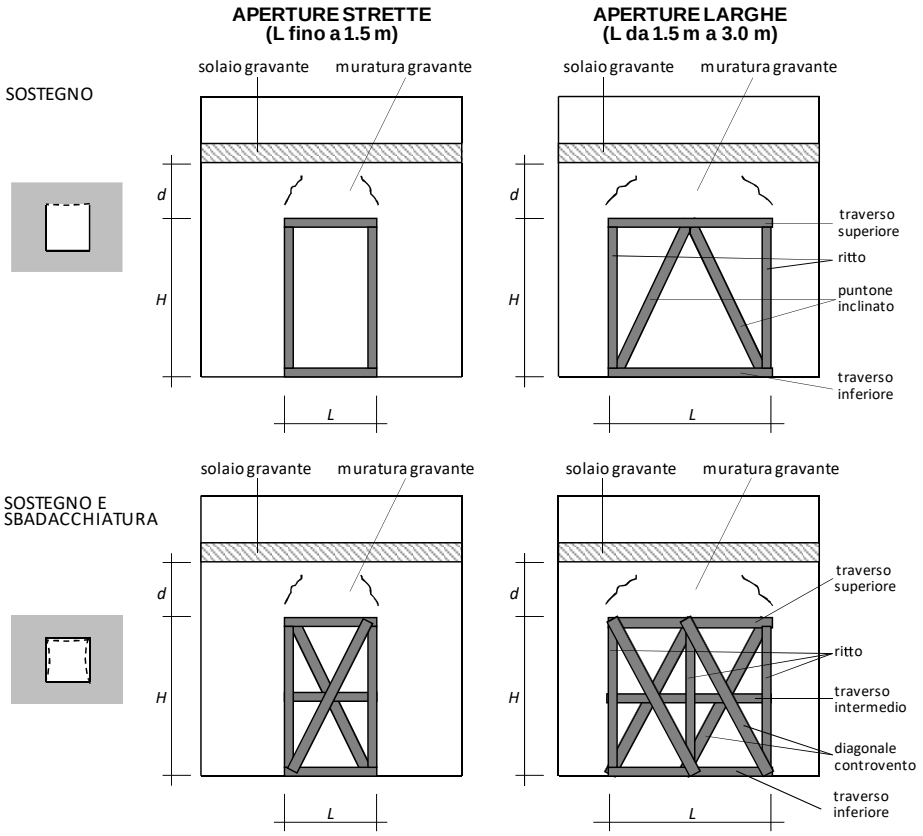


Figura 4.32 Configurazioni individuate per il dimensionamento delle opere di sostegno e sbadacchiatura. Le configurazioni si diversificano in base al tipo di movimento che l'opera deve contrastare e alla larghezza dell'apertura.

4.4.2.2 Materiali

Per l'opera provvisionale si utilizzano elementi in legno con sezioni di forma quadrata (si veda il § 3.1.1).

Paragrafo 4.11

Per le caratteristiche del materiale adottate per il dimensionamento si veda la Tabella 3.4.

Si prevede inoltre che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e pertanto per il dimensionamento si assume una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come, ad esempio, i ritti) e pari ad 1 per gli elementi secondari o di distribuzione (come, ad esempio, i traversi) (si veda il § 3.2.3.1).

4.4.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dell'opera si utilizza uno schema statico di trave continua (traverso) su due o tre appoggi (ritti), a seconda della ampiezza dell'apertura.

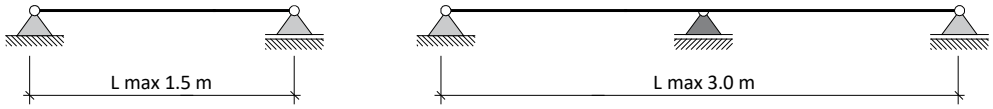


Figura 4.33 Schema statico utilizzato per il dimensionamento dell'opera a seconda della ampiezza dell'apertura. a) Aperture "strette". b) Aperture "larghe".

4.4.3 Carichi e azioni

4.4.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisionale si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.9. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisionale, si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1 NTC 2008).

Tabella 4.9 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

Descrizione	Classe di durata Durata
Pesi strutturali (G_1)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Permanenti portati (G_2)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Variabili (Q)	Media (1 settimana – 6 mesi)

Per la classe di servizio 3 e per la classe di durata lunga, per il legno massiccio, si ricava K_{mod} = 0.55 (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.4.3.2 Peso solai

Si assumono solai di tipo latero-cementizio di altezza 16+4 cm caricati in conformità alla normativa vigente, secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008).

In Tabella 4.10 si riporta l'analisi dei carichi per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.10 Analisi dei carichi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento 16+4 cm.

Nome	Descrizione	Peso parziale	Peso totale
permanenti strutturali (G_1)	solaio latero-cemento 16+4 cm	2.6 kN/m^2	2.6 kN/m^2
permanenti non strutturali (G_2)	intonaco	0.3 kN/m^2	3.0 kN/m^2
	caldana e massetto (8 cm)	1.1 kN/m^2	
	pavimentazione	0.4 kN/m^2	
	tramezzi	1.2 kN/m^2	
carichi variabili (Q)		2.0 kN/m^2	2.0 kN/m^2

4.4.3.3 Peso muratura

Si assume muratura dal peso di 20 kN/m^3; ciò permette di considerare praticamente tutte le tipologie murarie, tenuto in conto del fatto che non viene effettuata alcuna riduzione del carico legata alla presenza di aperture.

La Tabella 4.11 riporta l'analisi dei carichi della muratura per lo scenario di riferimento.

Tabella 4.11 Analisi dei carichi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti dalle murature.

Nome	Descrizione	Simbolo	Peso
permanenti strutturali (G_1)	murature	γ_m	20 kN/m^3

4.4.3.4 Combinazione dei carichi

La combinazione agli stati limite ultimi si ottiene dalla relazione:

$1.3\ G_1 + 1.5\ G_2 + Q$

Rispetto a quanto suggerito al § 2.5.3 delle NTC 2008, si considera il coefficiente per i carichi variabili pari ad 1, in quanto si presume che l'edificio in cui è posto il presidio non sia soggetto alle condizioni di affollamento definite dalle NTC 2008.

4.4.3.5 Scenari di carico

Al fine di semplificare le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, gli scenari di carico di riferimento sono simili per ciascuna configurazione individuata e si prendono in considerazione i seguenti intervalli per lo spessore della muratura:

- fino a 40 cm;
- da 40 a 60 cm;
- da 60 a 80 cm;
- da 80 a 100 cm.

Inoltre, si considera il carico gravante del solaio attraverso la definizione di 4 differenti fasce di carico (Figura 4.34):

- fascia gravante 0 m: da utilizzarsi nei casi in cui o non c'è il solaio, o la distanza tra l'apertura e il solaio (*d*) è maggiore della larghezza *L* dell'apertura (in quest'ultimo caso si ritiene che il peso del solaio si scarichi ai lati dell'apertura);
- fascia gravante 1 m: da utilizzarsi sia nei casi in cui il solaio risulti ordito parallelamente alla parete con l'apertura da presidiare, che nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 1 m;
- fascia gravante 3 m: da utilizzarsi nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 3 m;
- fascia gravante 5 m: da utilizzarsi nei casi in cui sull'apertura scarichi una fascia di solaio con lunghezza massima di 5 m.

Nei casi in cui il solaio sia sostenuto da appositi presìdi (puntelli di sostegno solai e balconi), la fascia gravante corrisponde a metà della distanza tra la parete e il presidio più vicino.

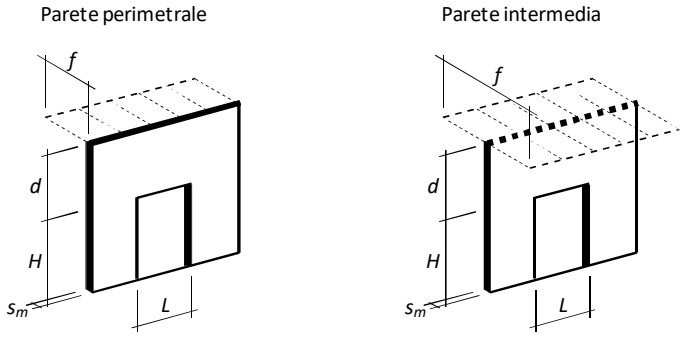


Figura 4.34 Individuazione della fascia di solaio gravante sull'opera di sostegno.

4.4.4 Dimensionamento

Il dimensionamento delle opere di sostegno e delle sbadacchiature è stato svolto per l'elemento maggiormente sollecitato (il traverso superiore) e definendo, come conseguenza, le sezioni degli elementi rimanenti: traversi intermedio e inferiore, ritti e puntoni inclinati. In questo modo tali elementi sono sovradimensionati, ma realizzazione e computo del materiale vengono notevolmente semplificati.

4.4.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento è stato fatto utilizzando due schemi statici differenti per i casi con aperture "strette" e "larghe" (rispettivamente schemi (a) e (b) in Figura 4.36).

Il carico assegnato è composto dalla somma del contributo del solaio afferente e della muratura posta immediatamente al di sopra dell'apertura da presidiare. In particolare, per quanto riguarda la muratura, l'opera di sostegno si ritiene gravata del peso di una porzione di muro delimitata da un triangolo equilatero di lato pari all'ampiezza dell'apertura *L* (Figura 4.35).

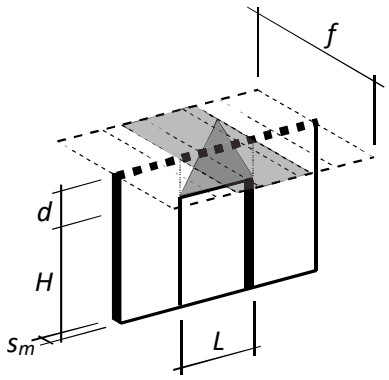


Figura 4.35 Schema del carico della muratura e del solaio sull'opera di sostegno. Il triangolo di muratura gravante è un triangolo equilatero di lato pari alla larghezza dell'apertura.

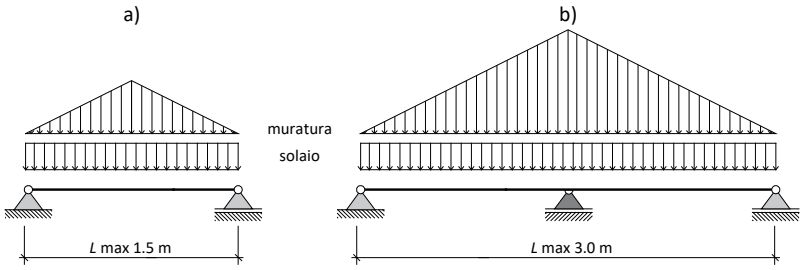


Figura 4.36 Schema statico utilizzato per il dimensionamento dei traversi e dei ritti per le opere di sostegno. I carichi assegnati sono il carico del solaio (distribuzione uniforme) e il carico della muratura (distribuzione triangolare). a) Schema rappresentativo per le aperture "strette" senza ritto centrale. b) Schema rappresentativo per le aperture "larghe" con ritto centrale.

Verifica dei ritti

Per i ritti si effettuano le verifiche di stabilità a compressione, applicando uno sforzo normale pari alla reazione degli appoggi negli schemi in Figura 4.36.

4.4.5 Esempio di calcolo

Si riporta il dimensionamento di un'opera di sostegno e sbadacchiatura avente le seguenti caratteristiche:

- larghezza apertura: L = 2.0 m (apertura "larga");
- altezza aperture: H = 3.0 m;
- spessore parete muraria: s_m = 60 cm;
- fascia di solaio gravante sull'opera: f = 3.0 m.

Delle considerazioni presentate al § 4.4.3.4, si ottiene che il peso dei solai in combinazione SLU vale:

$P_s = 1.3 \cdot 2.6 + 1.5 \cdot 3.0 + 2.0 = 9.9$ kN/m^2

La Tabella 1 della scheda STOP SA del Vademecum STOP indica, per i valori sopra riportati, delle sezioni per ritti, puntoni e traversi 15x15 (sistema doppio).

Verifica del traverso

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.55

γ_M = 1.00 coefficiente parziale di sicurezza per elemento con funzione di diffusione degli sforzi

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 8.8 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.0 MPa

Sezione: 2 traversi 15x15

A = 450 cm^2 area

$W_x = W_y = W$ =1125 cm^3 modulo resistente

$M_R = W \cdot f_{m,d}$ = 9.9 kN·m momento resistente

$V_R = A \cdot f_{v,d}$ /1.5 = 30.0 kN taglio resistente

Numero campate: n_c = 2

Carico solaio in combinazione SLU:

$q_{solaio} = P_s \cdot f$ = 9.9 · 3.0 = 29.7 kN/m

Taglio massimo (appoggio centrale) da carico solaio:

$V_{max,solaio}$ = 0.625 · $q_{solaio} \cdot L / n_c$ = 18.6 kN

Momento massimo (appoggio centrale) da carico solaio:

$M_{max,\ solaio}$ = 1/8 · $q_{solaio} \cdot (L / n_c)^2$ = 3.7 kN·m

Carico muratura in combinazione SLU (valore massimo):

q_{mur} = 1.3 · $\gamma_m \cdot s_m \cdot L \cdot \sin(60°)$ = 27.0 kN/m

Taglio massimo (appoggio centrale) da carico muratura:

$V_{max,mur}$ = 0.4 · $q_{mur} \cdot L / n_c$ = 10.8 kN

Momento massimo (appoggio centrale) da carico muratura:

$M_{max,\ mur}$ = 1/15 · $q_{mur} \cdot (L / n_c)^2$ = 1.8 kN·m

Taglio massimo (appoggio centrale) totale:

$V_{max} = V_{max,solaio} + V_{max,mur}$ = 29.4 kN < V_R = 30 kN VERIFICATO

Momento massimo (appoggio centrale) totale:
$M_{max} = M_{max,\ solaio} + M_{max,\ mur} = 5.5$ kN·m < $M_R = 9.9$ kN·m VERIFICATO

Per il ritto viene effettuata la verifica di stabilità a compressione. Il carico viene dimezzato, in quanto si tiene in considerazione la presenza di 2 ritti (sistema doppio).

Verifica del ritto

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$f_{c,0,k} = 17$ MPa

$K_{mod} = 0.55$

$\gamma_M = 1.50$

$f_{c,0,d} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 6.2$ MPa

Sezione: 15x15

$A = 225$ cm^2 area

$J_x = J_y = J = 4219$ cm^4 momento d'inerzia

$\rho_1 = (J / A)^{1/2} = 4.33$ cm raggio giratore d'inerzia

Sforzo normale per ciascun ritto: $N = 2\ V_{max} / 2 = 29.4$ kN

$\sigma_{c,0,d} = N / A = 1.31$ MPa

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = H = 3.0$ m lunghezza libera di inflessione

$\lambda_x = \lambda_y = H / \rho = 69.3$ snellezza

$E_{0.05} = 5360$ MPa

$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} / \lambda_x^2 = 11.0$ MPa

$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k}/\sigma_{crit,c}} = 1.24$

$\beta_c = 0.2$ legno massiccio

$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.37$

$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = 0.52$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.31/(0.52 \cdot 6.2) = 0.41 < 1$ VERIFICATO

4.5 Puntelli di sostegno solai e balconi (STOP-SB)

4.5.1 Descrizione e finalità dell'opera

I puntelli di sostegno solai e balconi sono strutture di sostegno atte a sorreggere i carichi gravanti su un solaio o un balcone evitando il progredire dei fenomeni fessurativi e/o di inflessione della struttura (Figura 4.37).

Lo scopo dell'opera è sostenere il solaio o il balcone ed i relativi carichi accidentali in modo tale da scaricarne il carico gravante e contrastarne le deformazioni. L'obiettivo si consegue mediante la realizzazione di una struttura avente la capacità di trasferire le azioni verticali a terra o sugli elementi portanti esistenti.

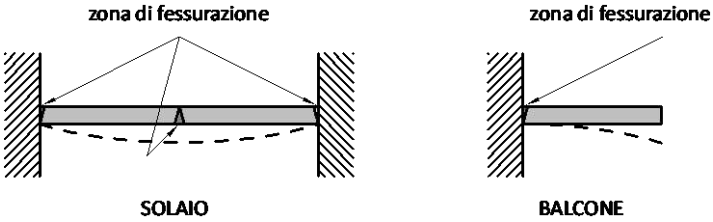


Figura 4.37 Cinematismi da contrastare: inflessione del solaio e del balcone.

4.5.2 Scelte progettuali

4.5.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di sostegno di solai e balconi sono state individuate differenti soluzioni progettuali basate sulla possibilità di costruire o meno una nuova linea di scarico dei carichi fino a terra; le soluzioni si diversificano, inoltre, in base ai valori di progetto della luce del solaio e dell'interasse fra i puntelli.

Per quanto riguarda la possibilità di costruire una linea di scarico fino al basamento, si individuano due tipologie di configurazioni:

- schema "S": puntellamento di sostegno del solaio interessato e di quelli sottostanti con la definizione un nuovo percorso delle tensioni fino a terra (Figura 4.38);
- schema "T": sostegno del solaio con un telaio di piano, in modo da riportare il carico sugli elementi portanti esistenti (Figura 4.39).

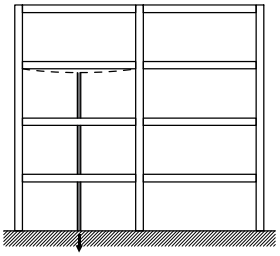


Figura 4.38 Schema "S": sostegno del solaio interessato e di quelli sottostanti, definendo una nuova linea di scarico delle tensioni fino a terra.

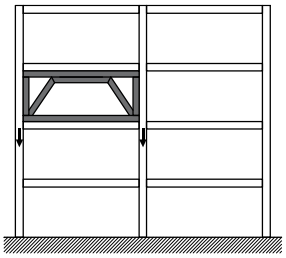


Figura 4.39 Schema "T": sostegno del solaio con un telaio di piano, in modo da riportare il carico sugli elementi portanti esistenti.

La soluzione secondo lo schema "S" è indicata nei casi in cui vi sia necessità di una rapida esecuzione e si abbia la possibilità di occupare col puntellamento tutti i piani sottostanti al solaio interessato dal dissesto fino a raggiungere un basamento su cui scaricare i carichi.

Per lo schema "S" si distinguono tre tipologie di configurazioni, in funzione della luce del solaio e dell'interasse dei puntelli:

- S1: puntellatura singola con una sola trave di sostegno (Figura 4.40);
- S2: puntellatura doppia parallela con due travi di sostegno (Figura 4.41);
- S3: puntellatura tripla parallela con tre travi di sostegno (Figura 4.42).

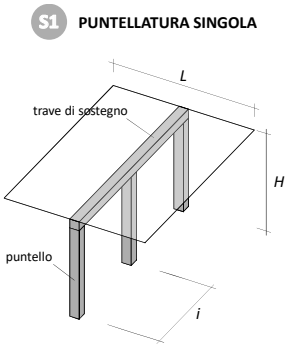


Figura 4.40 Schema S1: puntellatura singola con una sola trave di sostegno.

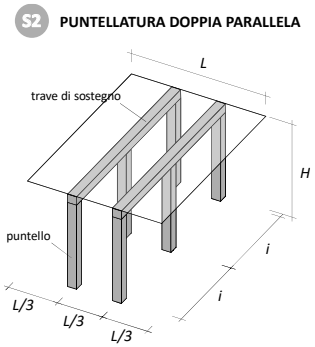


Figura 4.41 Schema S2: puntellatura doppia con due travi di sostegno parallele.

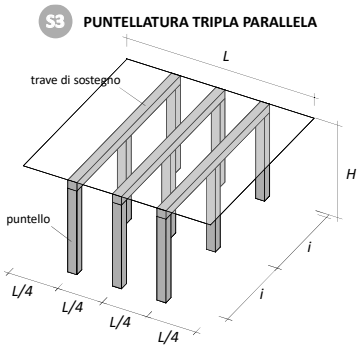


Figura 4.42 Schema S3: puntellatura tripla con tre travi di sostegno parallele.

Riguardo il puntellamento dei balconi, è stato previsto un solo schema con puntellatura doppia parallela, tenuto conto del fatto che il campo di applicazione è limitato a balconi con aggetto non superiore a 3 metri.

La soluzione secondo lo schema "T", seppur maggiormente laboriosa, consente il riporto del carico sugli elementi portanti esistenti senza occupare i piani sottostanti.

Lo schema "T" è caratterizzato da una sola soluzione progettuale, dimensionata per vari intervalli della luce del solaio da sostenere e con interasse tra i telai (i_t) costante (Figura 4.43).

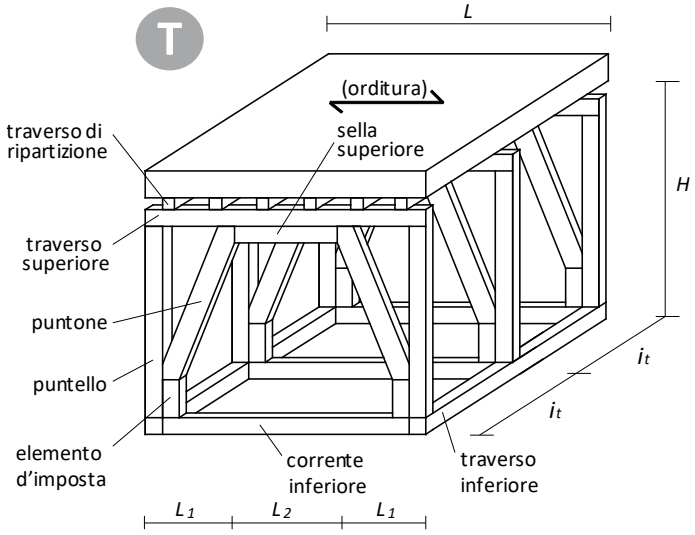


Figura 4.43 Schema T: indicazione degli elementi costituenti lo schema.

4.5.2.2 Materiali

Il materiale utilizzato per l'opera provvisionale è il legno. A favore di sicurezza, nei calcoli si è considerato un legno di bassa qualità; in particolare, si è scelto di utilizzare la classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda la Tabella 3.4).

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari a 1 per gli elementi di ripartizione e pari a 1.5 per gli elementi portanti principali, ad esempio i puntoni e i traversi di sostegno nello schema "T" (si veda il § 3.2.3.1).

Per quanto concerne i puntelli telescopici in acciaio, si è fatto riferimento ai valori di portata definiti dalla norma UNI EN 1065, assumendo, per la determinazione del carico di utilizzo, un coefficiente di sicurezza pari 1.7.

4.5.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dell'opera provvisionale, nello schema "S", si assume che la trave di sostegno si possa schematizzare come trave continua su più appoggi, ognuno dei quali corrispondente ad un puntello. Ai fini del calcolo, si considera l'ipotesi maggiormente cautelativa di trave su 3 appoggi equidistanti (Figura 4.44).

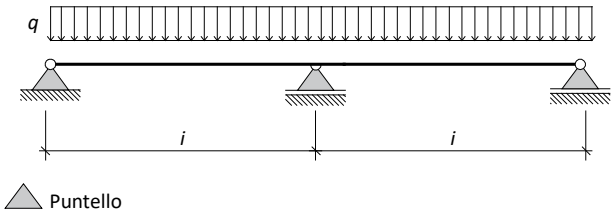


Figura 4.44 Schema statico utilizzato per il dimensionamento della trave di sostegno e dei puntelli (schema "S").

Nello schema "T" (Figura 4.43), il carico viene riportato sui telai paralleli mediante traversi di ripartizione costituiti da morali. I traversi di ripartizione sono schematizzati come travi continue su più appoggi, ognuno dei quali corrisponde al traverso superiore di un telaio dello schema "T" (Figura 4.45).

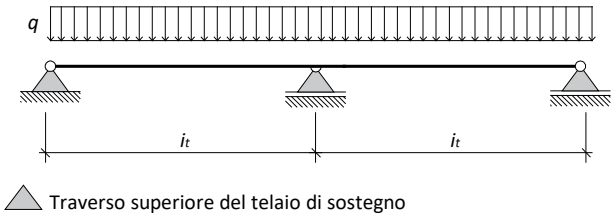


Figura 4.45 Schema statico utilizzato per il dimensionamento del traverso di ripartizione (schema "T").

Il traverso superiore del telaio di sostegno viene schematizzato come trave continua su quattro appoggi, costituiti dai due ritti all'estremità e dai due puntoni intermedi (Figura 4.46).

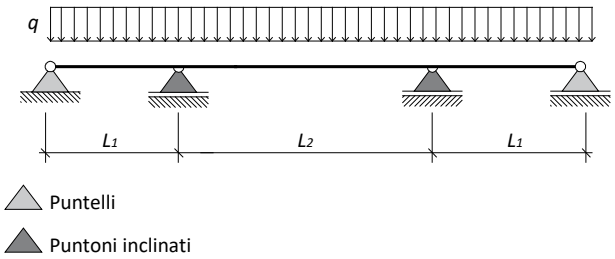


Figura 4.46 Schema statico utilizzato per il dimensionamento del traverso superiore del telaio di sostegno, dei puntoni e dei puntelli.

La reazione in corrispondenza dei puntoni rappresenta la componente verticale dell'azione complessivamente gravante su questi, successivamente determinata in funzione dell'angolo di inclinazione.

4.5.3 Carichi e azioni

4.5.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisionale si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.12. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisionale, si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1 NTC 2008).

Tabella 4.12 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

Descrizione	Classe di durata (durata)
Pesi strutturali (G_1)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Permanenti portati (G_2)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Variabili (Q)	Media (1 settimana – 6 mesi)

Il coefficiente correttivo K_{mod} viene determinato ipotizzando una classe di durata del carico "lunga" e una classe di servizio 2 per il puntellamento dei solai e 3 per i balconi, tenuto conto dell'esposizione di questi ultimi alle intemperie.

Con tali ipotesi, per legno massiccio, il valore di K_{mod} è pari a 0.7 per gli elementi di sostegno dei solai e 0.55 per gli elementi di sostegno dei balconi (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.5.3.2 Peso solai

L'opera provvisionale è dimensionata in riferimento a solai di tipo latero-cementizio di altezza pari ad 1/25 della luce, con soletta di ripartizione di spessore pari a $H_{soletta}$ = 4 cm e caricati in conformità alla normativa vigente secondo quanto previsto per i fabbricati di civile abitazione (§ 3.1, NTC 2008).

A vantaggio di sicurezza, per luci fino a 3 m, si è considerata un'altezza del solaio di 12+4 cm.

I carichi permanenti strutturali e i carichi permanenti portati (intonaco, massetto, pavimento, tramezzi) vengono definiti in funzione della luce, come riportato in Tabella 4.13 per i solai e in Tabella 4.14 per i balconi.

Tabella 4.13 Analisi dei carichi dei solai per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in latero-cemento per differenti luci.

	luce *L* [cm]				
	300	400	500	600	700
H_{solaio}= *L*/25 [cm]	16	16	20	24	28
Carichi permanenti strutturali [kN/m²] – G_1	**2.4**	**2.4**	**2.9**	**3.4**	**3.9**
Intonaco (2 cm) [kN/m²]	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Massetto (8 cm) in conglomerato leggero [kN/m²]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Pavimento [kN/m²]	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Tramezzi [kN/m²]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Totale carichi permanenti non strutturali [kN/m²] – G_2	**2.8**	**2.8**	**2.8**	**2.8**	**2.8**
Carichi variabili (ambienti uso residenziale) [kN/m²] – Q_1	**2.0**	**2.0**	**2.0**	**2.0**	**2.0**

Per il sostegno dei balconi si è fatto riferimento a strutture portanti costituite da una soletta piena in c.a. dello spessore di 15 cm caricata in conformità alla normativa vigente, ipotizzando il sostegno dell'intero carico.

Tabella 4.14 Analisi dei carichi dei balconi per lo scenario di riferimento. Calcolo dei carichi derivanti da solaio in soletta monolitica in c.a..

Soletta piena [kN/m²]	0.15 · 25 = 3.8
Totale carichi permanenti strutturali [kN/m²] – G_1	**3.8**
Intonaco (2 cm) [kN/m²]	0.4
Massetto (8 cm) in conglomerato leggero [kN/m²]	1.0
Pavimento [kN/m²]	0.4
Totale carichi permanenti NON strutturali [kN/m²] – G_2	**1.8**
Carichi variabili (ambienti suscettibili di affollamento cat. C2) [kN/m²] – Q_1	**4.0**

4.5.3.3 Combinazione dei carichi

In accordo col § 2.5.3 delle NTC 2008, la combinazione fondamentale per il calcolo agli stati limite ultimi si ottiene dalla relazione:

$$Q = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot Q_i$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio degli elementi non strutturali;

Q_i indica i carichi variabili.

I coefficienti parziali per le azioni considerate sono assunti pari a:

$\gamma_{G1} = 1.3$ $\gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1.5$

Per quanto sopra, i carichi relativi ai solai sono quelli riportati in Tabella 4.15.

Tabella 4.15 Carichi relativi a solai di differente luce.

luce *L* [cm]	300	400	500	600	700
Q [kN/m^2]	10.3	10.3	11.0	11.6	12.3

mentre per i balconi Q = 13.6 kN/m^2.

4.5.3.4 Scenari di carico

Lo scenario di carico di riferimento è costituito da fabbricati di civile abitazione. Scenari di riferimento differenti (ad esempio fabbricati industriali, costruzioni del settore terziario) dovranno essere oggetto di specifica progettazione.

Per la definizione del carico da sostenere si ipotizza che il vincolo all'estremità degli elementi portanti del solaio sia in grado di impedirne la traslazione verticale, mentre ne consenta la rotazione. Il carico sui telai viene considerato uniformemente distribuito ed è determinato per aree di influenza, moltiplicando il carico complessivo agente sul solaio per l'interasse fra i telai.

Il solaio viene considerato come un carico distribuito sulle travi di sostegno e sulle strutture portanti (travi di piano o muratura portante).
Nello schema "S", il carico gravante sulla trave di sostegno (q) si calcola come illustrato in Figura 4.47.

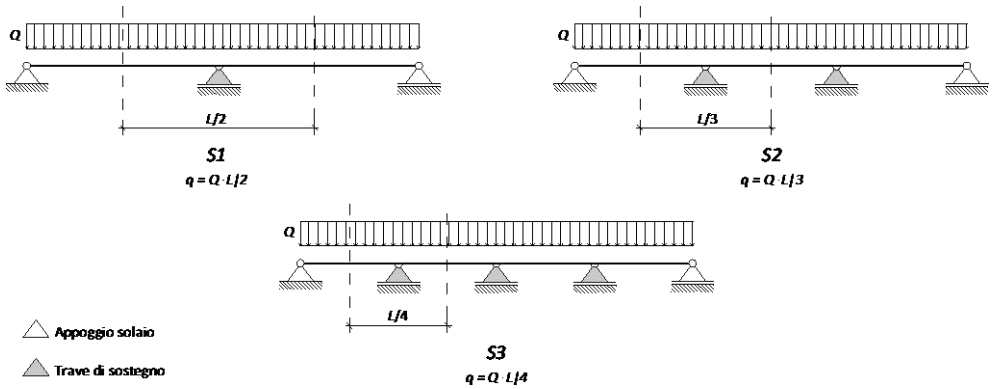


Figura 4.47 Schema dei carichi di progetto ("S"). Q è il carico del solaio.

Nello schema "T", il carico viene riportato sui telai paralleli mediante traversi di ripartizione costituiti da morali di dimensioni 10x10 cm posti ad interasse di 50 cm.

Il carico gravante sui traversi (*q*) è determinato per aree di influenza ed è pari al carico complessivo gravante sul solaio moltiplicato per l'interasse fra i traversi (Figura 4.48).

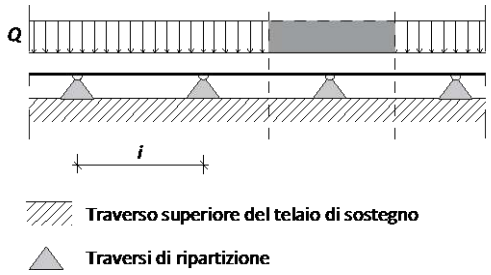


Figura 4.48 Schema dei carichi di progetto ("T"). Il carico *Q* del solaio viene riportato sui telai paralleli attraverso dei traversi di ripartizione.

4.5.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell'opera di sostegno viene effettuato svolgendo la verifica a resistenza di tutte le sezioni ovvero, nel caso dello schema "T", degli elementi maggiormente sollecitati (puntone e traverso).

Il controllo delle criticità riguarda:

- verifica delle criticità globali;
- verifica delle criticità locali.

Le criticità globali che si considerano sono:

- schema "S"
    - possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale;
    - possibile effetto di martellamento/ritiro tra puntello ed elemento sostenuto;
- schema "T"
    - possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale.

Le criticità locali sono:

- schema "S"
    - possibile sconnessione del nodo puntello/trave;
    - possibile scarico del puntello;
    - cedimento per eccessiva concentrazione del carico al piede;
- schema "T"
    - possibile scarico del puntello;
    - possibile sconnessione dei nodi.

Tali criticità sono rappresentate in Figura 4.49 e Figura 4.50.

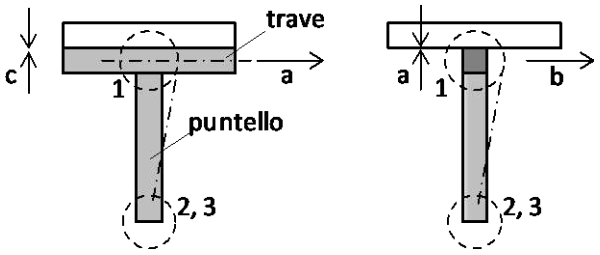


Figura 4.49 Criticità globali: a) e b) possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale; c) possibile effetto di martellamento/ritiro tra puntello ed elemento sostenuto. Criticità locali: 1) possibile sconnessione del nodo puntello-trave; 2) possibile scarico del puntello; 3) cedimento per eccessiva concentrazione del carico al piede.

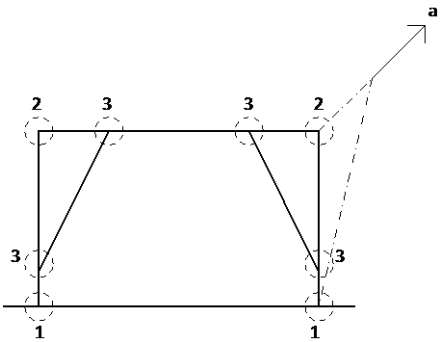


Figura 4.50 Criticità globali: a) possibile ribaltamento/instabilizzazione laterale. Criticità locali: 1) possibile scarico del puntello; 2) e 3) possibile sconnessione dei nodi.

Le criticità elencate sono inibite da una corretta realizzazione delle connessioni degli elementi e degli ancoraggi a terra, nonché dalla posa in opera di elementi di irrigidimento.

4.5.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sull'elemento maggiormente sollecitato (ossia il traverso superiore) attraverso delle verifiche a flessione e a taglio, secondo le indicazioni riportate al § 4.4.8 delle NTC 2008.

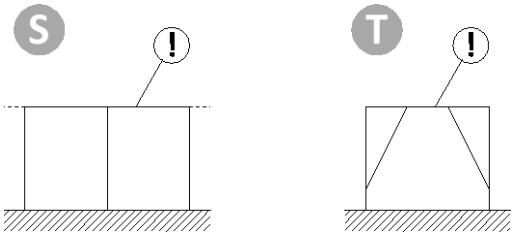


Figura 4.51 Individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato, o critico, per lo schema "S" e lo schema "T".

4.5.5 Esempio di calcolo

4.5.5.1 Verifica puntellamento di solaio con schema "S"

Si riporta, a titolo di esempio, la verifica del puntellamento di sostegno di un solaio con le seguenti caratteristiche:

- luce del solaio L = 5.0 m;
- altezza interpiano H = 4.0 m.

Per un interasse tra i puntelli i = 1.5 m, dalla consultazione della tabella 1 scheda STOP-SB, risulta una puntellatura di sostegno con lo schema S3 e puntello in legno con sezione 13x13.

Verifica della trave

La sezione 13x13 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

bxb = 13 cm x 13 cm sezione

A = 169 cm^2 area

W = 366 cm^3 modulo resistente

J_x=J_y=J=2380 cm^4 momento d'inerzia

$\rho = \sqrt{J/A}$ = 3.75 cm raggio giratore d'inerzia

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.70

γ_M = 1.0

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 11.20 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.26 MPa

<u>Verifica di trave soggetta a flessione e taglio</u> (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008).

Per lo schema S3, come detto al § 4.5.3.4, il carico sulla trave di sostegno vale $q = Q \cdot L / 4 = 11.0 \cdot 5.0 / 4 = 13.8$ kN/m

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$M = q \cdot i^2 / 8 = 3.88$ kN·m

$V = 0.625 \cdot q \cdot i = 12.94$ kN

$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{3.88 \cdot 10^6}{366 \cdot 10^3} = 10.60$ MPa $< f_{m,d} = 11.20$ MPa VERIFICATO

$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 12.94 \cdot 10^3}{130^2} = 1.15$ MPa $< f_{v,d} = 1.26$ MPa VERIFICATO

Verifica del puntone

Elementi compressi (instabilità di colonna) (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008).

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$N = q \cdot i \cdot 1.25 = 13.8 \cdot 1.5 \cdot 1.25 = 25.9$ kN

$H = 4.0$ m altezza = lunghezza del ritto

Classe di servizio 2

$K_{mod} = 0.70$

$\beta_x = \beta_y = 1$

$f_{c,0,k} = 17.0$ MPa

$\gamma_M = 1.50$ coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{c,0,k} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.9$ MPa

$\sigma_{c,0,d} = N / A = 1.5$ MPa

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = H \cdot \beta_x = 4.00$ m lunghezza libera di inflessione

$\lambda_x = \lambda_y = l_{eff,x} / \rho = 107$ snellezza

$E_{0.05} = 5360$ MPa

$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2 = 4.64$ MPa

$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k}/\sigma_{crit,c}} = 1.31$

$\beta_c = 0.2$ legno massiccio

$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.46$

$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = 0.475$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{crti,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.5 / (0.475 \cdot 7.93) = 0.40 < 1$ VERIFICATO

Nel caso di impiego di puntelli telescopici metallici, la tabella 2 della scheda STOP-SB riporta l'indicazione 13x13-E40-[S3], riconfermando quindi l'utilizzo della trave di sostegno di dimensioni 13x13, assieme ad un puntello telescopico di tipo E40 e lo schema S3.

Riguardo al puntello telescopico, l'utilizzo di un puntello di tipo E40 assicura una portata di 30 kN, compatibile con il carico di progetto di 25.9 kN.

4.5.5.2 Verifica puntellamento di balcone

Si riporta, a titolo di esempio, la verifica del puntellamento di sostegno di un balcone con le seguenti caratteristiche:

- luce L = 2.0 m
- altezza d'interpiano H = 4.0 m

Per un interasse tra i puntelli i = 1.0 m, dalla tabella 3 della scheda STOP-SB, si ottiene l'indicazione 13x13 per trave di sostegno e puntello in legno.

Verifica del traverso superiore

Verifica di trave soggetta a flessione e taglio (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008).

La sezione 13x13 in legno C16 ha le caratteristiche precedentemente illustrate.

Materiale: legno C16

Classe di servizio 3

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.70

γ_M = 1.0

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 8.80 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 0.99 MPa

Il carico sulla trave di sostegno vale $q = Q \cdot L / 2 = 13.6 \cdot 2 / 2 = 13.6$ kN/m

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione.

$$M = \frac{q \cdot i^2}{8} = 1.70 \text{ kN·m}$$

$$V = 0.625 \cdot q \cdot i = 8.50 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W} = \frac{1.70 \cdot 10^6}{366 \cdot 10^3} = 4.6 \text{ MPa} < f_{m,d} = 8.80 \text{ MPa}$$ VERIFICATO

$$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 8.50 \cdot 10^3}{130^2} = 0.75 \text{ MPa} < f_{v,d} = 0.99 \text{ MPa}$$ VERIFICATO

Verifica del puntone

Elementi compressi (instabilità di colonna) (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008).

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$N = q \cdot i \cdot 1.25 = 17.0$ kN

La verifica è soddisfatta, in quanto del tutto analoga a quanto esposto al § 4.5.5.1, e con valori di carico sul puntello inferiori al caso già trattato.

Nel caso di impiego di puntelli telescopici metallici, la tabella 4 della scheda STOP-SB riporta il riferimento a puntelli di classe D40 (il cui carico di utilizzo è indipendente dall'estensione), in grado di assicurare una portata di 20 kN, compatibile con il carico di progetto.

4.5.5.3 Verifica puntellamento di solaio con schema "T"

Si riporta, a titolo di esempio, la verifica del puntellamento di sostegno del solaio con le seguenti caratteristiche:

- luce L = 6.0 m;
- altezza di interpiano H = 4.0 m.

Il sostegno del solaio viene effettuato tramite un'opera eseguita secondo lo schema "T" con telai posti ad interasse i_t = 1.5 m, per il quale la tabella 5 della scheda STOP-SB indica una sezione 20x20 per tutti gli elementi, con sovrastanti traversi di ripartizioni del carico di dimensioni 10x10 posti ad interasse i = 0.5 m.

Verifica del traverso di ripartizione

Verifica di trave soggetta a flessione e taglio (§ 4.4.8.1.6 e § 4.4.8.1.9, NTC 2008)

La sezione 10x10 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

bxb=10x10 cm sezione

A = 100 cm^2 area

W = 167 cm^3 modulo resistente

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.70

γ_M = 1.0

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 11.20 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.26 MPa

Il carico sui traversi vale $q = Q \cdot i$ = 11.6 · 0.5 = 5.8 kN/m

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua si ottengono le caratteristiche della sollecitazione:

$M = q \cdot i_t^2 / 8$ = 1.63 kN·m

$V = 0.625 \cdot q \cdot i_t$ = 5.44 kN

$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1.63 \cdot 10^6}{167 \cdot 10^3} = 9.76$ MPa < $f_{m,d} = 11.20$ MPa VERIFICATO

$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 5.44 \cdot 10^3}{100^2} = 0.82$ MPa < $f_{v,d} = 1.26$ MPa VERIFICATO

Verifica del traverso superiore

La sezione 20x20 in legno C16 ha le seguenti caratteristiche:

bxb = 20x20 cm sezione

A = 400 cm^2 area

W = 1333 cm^3 modulo resistente

J_x=J_y=J=13333 cm^4 momento d'inerzia

$\rho = \sqrt{J/A} = 5.77$ cm raggio giratore d'inerzia

Materiale: legno C16

Classe di servizio 2

Classe di durata del carico: lunga

$f_{m,k} = 16$ MPa

$f_{v,k} = 1.8$ MPa

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.0$

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 11.20$ MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 1.26$ MPa

Risolvendo lo schema statico in Figura 4.52 con le seguenti caratteristiche geometriche e di carico:

Paragrafo 4.11

$L_1 = 1.75$ m $L_2 = 2.5$ m $q = Q \cdot i_t = 11.6 \cdot 1.5 = 17.4$ kN/m

Momento e taglio massimi valgono:

$M_{max} = -8.3$ kN·m

$V_{max} = 21.8$ kN

$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{8.3 \cdot 10^6}{1333 \cdot 10^3} = 6.22$ MPa < $f_{m,d} = 11.20$ MPa VERIFICATO

$\tau_d = 1.5 \cdot \frac{V}{b^2} = \frac{1.5 \cdot 21.8 \cdot 10^3}{200^2} = 0.82$ MPa < $f_{v,d} = 1.26$ MPa VERIFICATO

Verifica del puntone

Le reazioni in corrispondenza degli appoggi all'estremità e intermedi valgono rispettivamente:

$R_A = R_D = 10.5$ kN

$R_B = R_C = 41.7$ kN

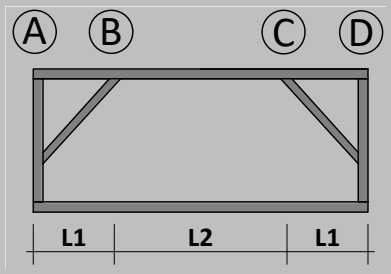


Figura 4.52 Schema statico per la configurazione T.

Nota la geometria del sistema, si calcola l'angolo di inclinazione del puntone:

$\alpha = \arctan (L_1/H) = 23.6$ °

e la lunghezza dello stesso:

$L_p = H / \cos \alpha = 4.37$ m

<u>Elementi compressi (instabilità di colonna)</u> (§ 4.4.8.2.2, NTC 2008)

Il valore del carico agente sul puntone è pari a:

$N_B = R_B / \cos \alpha = 45.5$ kN

Materiale: legno C16

$\beta_x = \beta_y = 1$

Classe di servizio 2

$f_{c,0,k} = 17$ MPa

$K_{mod} = 0.70$

$\gamma_M = 1.50$ coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.93$ MPa

$\sigma_{c,0,d} = N_B / A = 1.14$ MPa

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = L = 4.37$ m lunghezza libera di inflessione

$\lambda_x = \lambda_y = L / \rho = 76$ snellezza

$E_{0.05} = 5360$ MPa

$\sigma_{crit,c} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot \rho^2 / l_{eff,x}^2 = 9.22$ MPa

$\lambda_{rel,c} = \lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{crit,c}} = 1.36$

$\beta_c = 0.2$ legno massiccio

$k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = 1.53$

$k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = 0.45$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}) = 1.14 / (0.45 \cdot 7.93) = 0.33 < 1$ VERIFICATO

4.6 Centinatura in legno di archi e volte (STOP-SV)

4.6.1 Descrizione e finalità dell'opera

La centinatura di archi e volte è una struttura di sostegno lignea atta ad evitare il crollo di archi o volte in muratura danneggiati.

Tipici segni di dissesto delle strutture sono le lesioni in chiave e alle reni, così come schematicamente evidenziato nella Figura 4.53.

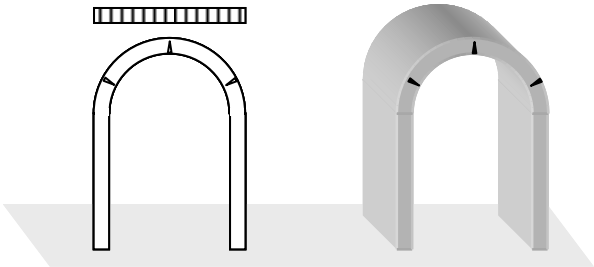


Figura 4.53 Quadro fessurativo tipico che evidenzia la presenza di lesioni in chiave e alle reni di strutture ad arco o a volta.

Scopo dell'opera è conseguire, mediante un sistema di sostegno, il trasferimento del carico verticale dell'arco/volta alla superficie di appoggio, eliminando allo stesso tempo la spinta orizzontale verso le spalle. In Figura 4.54 viene schematizzato l'effetto di un'opera di centinatura.

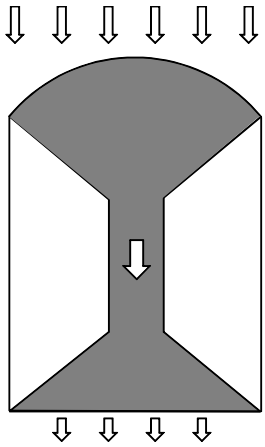


Figura 4.54 Rappresentazione schematica dell'opera di centinatura; è evidenziata la capacità di trasferire il carico verticale alla superficie d'appoggio della centina.

La scheda STOP-SV è pensata per il sostegno, con strutture in legno, di volte ed archi in muratura a tutto sesto o a sesto ribassato. Solo ai fini dell'applicazione della scheda, la distinzione tra archi e volte è effettuata in funzione dello spessore della muratura o, equivalentemente, della dimensione longitudinale del piedritto (indicato con "s_m" nella Figura 4.55): fino ad un metro di lunghezza la struttura è assimilabile ad un arco, mentre, se di dimensioni maggiori, ad una volta.

In Figura 4.55 sono evidenziati gli elementi caratterizzanti una centina a varco aperto.

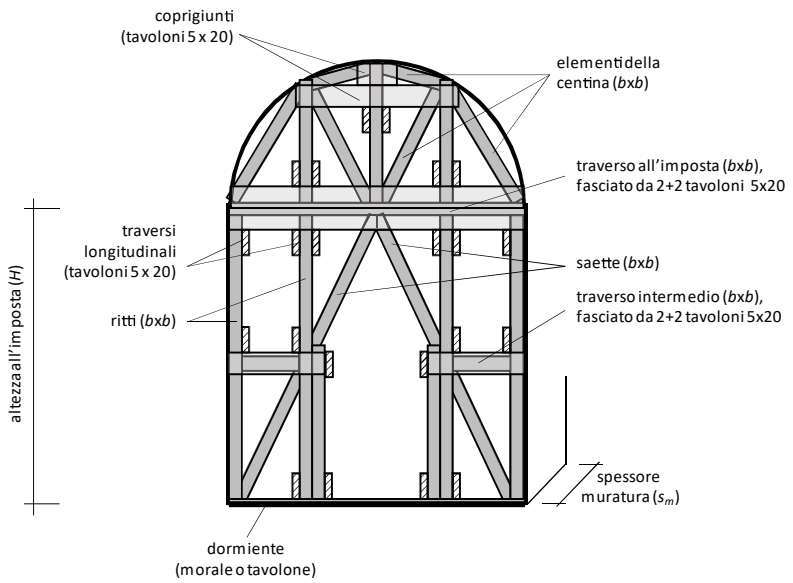


Figura 4.55 Elementi caratterizzanti una centina a varco aperto.

4.6.2 Scelte progettuali

L'opera di sostegno è dimensionata per sorreggere un'azione verticale pari alla massima azione che l'arco può sostenere. Ciò comporta la progettazione di soluzioni conservative, ma con il vantaggio di svincolare l'operatore da qualsiasi ragionamento rivolto ad una stima del sovraccarico agente sulla struttura da presidiare, semplificando così il lavoro di chi opera sul campo.

4.6.2.1 Soluzioni progettuali

Per definire le diverse soluzioni progettuali dell'opera provvisionale, si è tenuto conto degli scenari che tipicamente ci si può trovare dinnanzi; si sono contemplate soluzioni basate sia su parametri funzionali che dimensionali. Le prime tengono in considerazione la necessità eventuale di consentire il passaggio attraverso le centine (passaggio aperto o chiuso). I parametri dimensionali, invece, consentono di individuare le soluzioni in funzione della larghezza dell'arco.

In particolare, si sono considerate 3 soluzioni per 3 intervalli di luce:

- soluzione con 3 ritti per luci fino a 3 m;
- soluzione con 5 ritti per luci da 3 a 6 m;
- soluzione con 7 ritti per luci da 6 a 8 m.

Gli schemi così individuati sono rappresentati in Figura 4.56.

Per agevolare la realizzazione dell'opera si è stabilita una distanza netta tra i ritti di ciascuna centina di almeno 50 cm. La realizzazione di centine a 3 ritti risulta piuttosto complicata nei casi di archi o volte con luce inferiore a 1.3 m: in tali casi si

suggerisce quindi di utilizzare la soluzione per passaggi aperti, indipendentemente dalle esigenze di fruibilità degli stessi.

Al fine di ottimizzare l'impiego dei materiali, i tre intervalli di luce sono stati ulteriormente suddivisi come in Tabella 4.16.

Tabella 4.16 Intervalli di luce ammissibili per ciascuno schema di centina.

Schema	Campi di luce ammessi		
3 ritti	0 m < $L \leq$ 1.5 m	1.5 m < $L \leq$ 2.0 m	2.0 m < $L \leq$ 3.0 m
5 ritti	3.0 m < $L \leq$ 4.5 m	4.5 m < $L \leq$ 6.0 m	-
7 ritti	6.0 m < $L \leq$ 8.0 m	-	-

Nella Figura 4.56 sono indicate le differenti soluzioni progettuali previste in funzione della luce e delle esigenze di fruibilità dei passaggi.

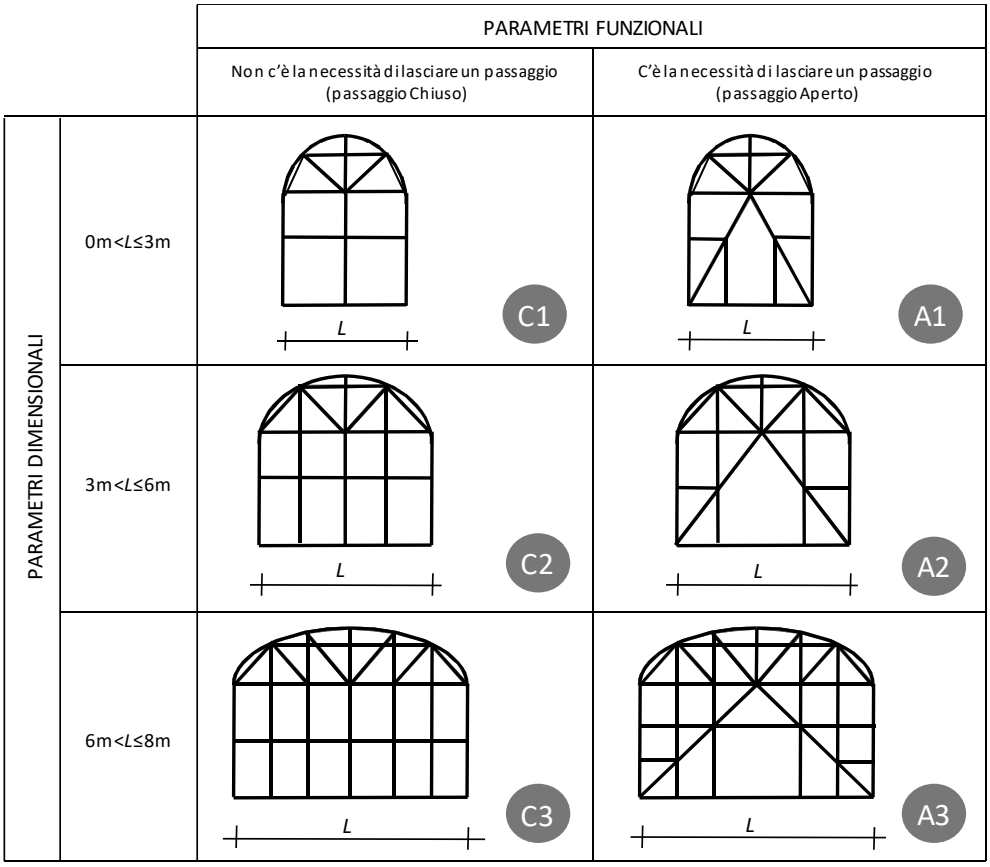


Figura 4.56 Classificazione degli schemi tipo delle centine previste nella scheda STOP-SV.

Le differenti tipologie di carpenterie individuate sono rappresentate nella Figura 4.57, nella Figura 4.58 e nella Figura 4.59.

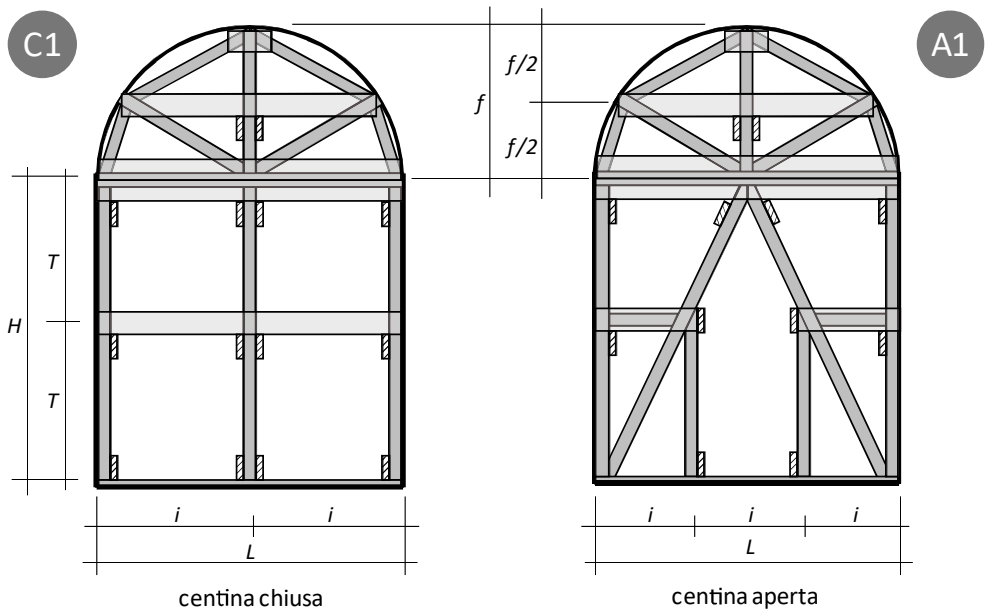


Figura 4.57 Carpenteria per le centine a 3 ritti; L fino a 3 m.

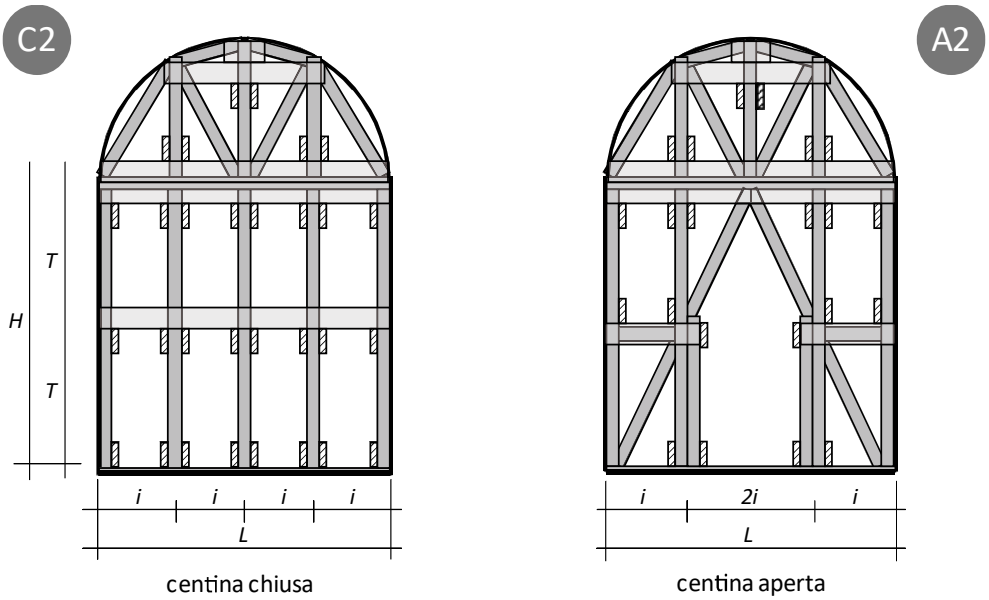


Figura 4.58 Carpenteria per le centine a 5 ritti; L da 3 a 6 m.

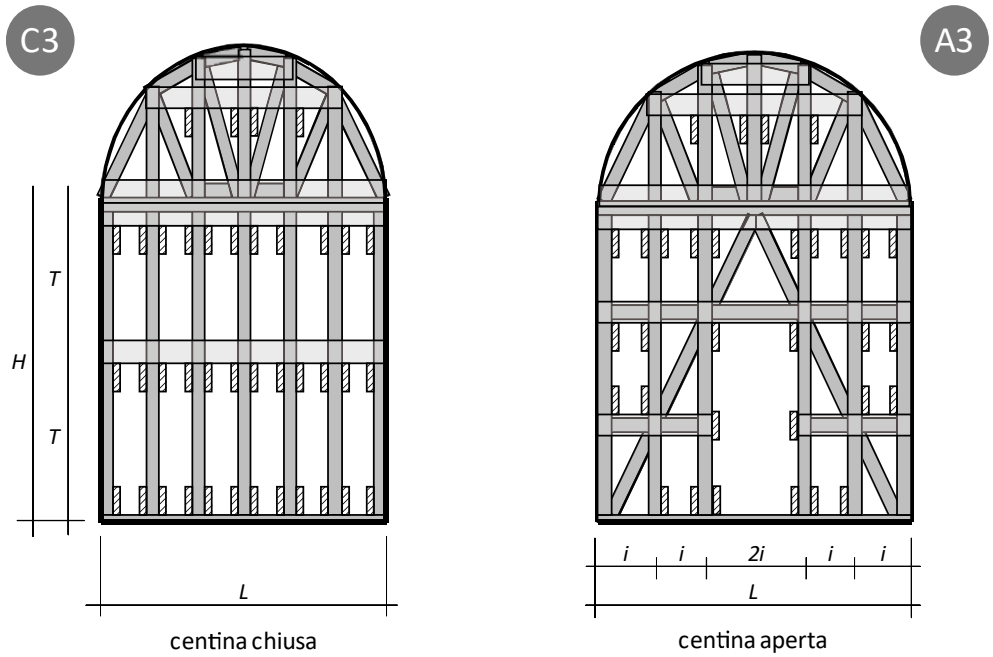


Figura 4.59 Carpenteria per le centine a 7 ritti; L da 6 a 8 m.

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare la stessa sezione di forma quadrata per tutte le parti principali dell'opera (saette, ritti, traversi intermedi degli schemi aperti e dormienti per appoggi flessibili). Gli altri elementi (traversi, coprigiunti e, nel caso di struttura di appoggio rigida, il dormiente) sono realizzati con tavoloni di sezione 5x20 cm. Il sistema di sostegno delle volte e degli archi è completato da tavole lignee di sezione 2.5x10 cm con funzione di appoggio continuo all'intradosso delle strutture murarie.

4.6.2.2 Materiali

Legno

Il materiale utilizzato per l'opera provvisionale è il legno. A favore di sicurezza nei calcoli si considera un legno di bassa qualità, in particolare, si fa riferimento alla classe C16 (per le caratteristiche di tale materiale si veda la Tabella 3.4).

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei possano essere esposti alle intemperie e, pertanto, per il dimensionamento è assunta una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come, ad esempio, i ritti e le saette) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

Muratura

Si assume che la muratura sia costituita da elementi naturali caratterizzati da una scarsa resistenza a compressione e da malta di pessime caratteristiche meccaniche.

Si assume, inoltre, una resistenza a compressione di progetto per la muratura pari a f_{bk} = 1.0 N/mm^2

4.6.3 Carichi

4.6.3.1 Condizioni di carico

Si ipotizza una durata del carico per l'opera provvisionale compresa fra 6 mesi e 10 anni, cui corrisponde una classe di durata "lunga".

Per la classe di servizio 3 e la classe di durata "lunga", per il legno massiccio, si ricava K_{mod} = 0.55 (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.6.3.2 Scenario di carico

Al fine di semplificare e di standardizzare quanto più possibile le scelte e le soluzioni progettuali, si è deciso di ipotizzare uno scenario di carico cautelativo, caratterizzato da condizioni di rottura incipiente della muratura. Ciò consente di svincolarsi dalle effettive condizioni di carico e rende agevole e conservativo il dimensionamento delle opere provvisionali.

Con riferimento alla Figura 4.60, si effettua il calcolo della massima componente verticale agente in testa ai piedritti, nell'ipotesi di rottura in chiave e alle reni dell'elemento strutturale murario (meccanismo di collasso di Mery). Nel caso di specie, si ipotizza la formazione di tre cerniere in corrispondenza della chiave e delle reni della struttura muraria.

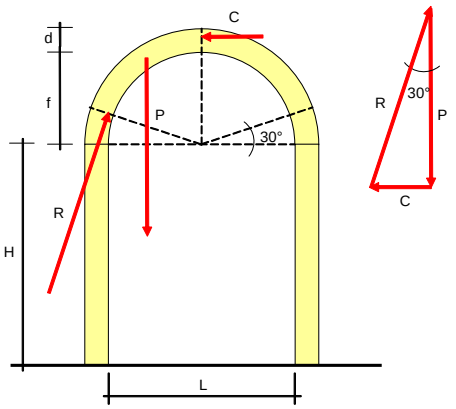


Figura 4.60 Schema di calcolo delle centine.

Paragrafo 4.11

L'inizio della fessurazione in chiave è associato ad una distribuzione di tensioni triangolare, con il valore massimo pari alla tensione di rottura di progetto per la muratura (f_{bd}) (Figura 4.61).

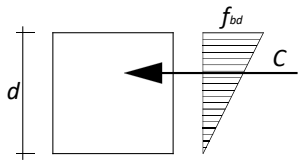


Figura 4.61 Andamento delle tensioni di compressione nella sezione in chiave.

A partire del valore dello spessore in chiave (*d*), si calcola la compressione massima in chiave C per uno spessore di un metro, mediante la relazione:

$C = ½ \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000$

Si considera che il valore dello spessore in chiave (*d*) sia correlato alla luce dell'arco, secondo le indicazioni di Furiozzi et al. (2007). Tali valori sono riportati in Tabella 4.17.

Tabella 4.17 Minimo spessore in chiave per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte (tratto dalla tabella Mur. 11 di Furiozzi et al., 2007).

L (m)	*d* (cm)
1.5	20
2.0	25
3.0	40
6.0	50
8.0	60

La componente verticale (*P*) dello scarico alle reni (*R*) si deduce dalla condizione di equilibrio delle forze del semiarco (Figura 4.60) mediante la relazione:

$P = C \cdot \mathrm{tg}(60°)$

Si adotta un valore di compressione su ciascuno degli *n* ritti pari a $2P/n$.

Per semplificare e standardizzare quanto più possibile le scelte progettuali e le soluzioni realizzative, sono stati considerati diversi scenari di carico basati sulla configurazione adottata (Figura 4.56), su differenti valori di luce dell'arco/volta e su due diversi valori di spessore della muratura (o del piedritto) s_m:

- $s_m \leq 50$ cm: in genere rappresentativo di costruzioni ordinarie;
- 50 cm $< s_m \leq 100$ cm: in genere rappresentativo di edifici monumentali.

4.6.3.3 Calcolo dello sforzo normale di progetto sui ritti

Il valore dello sforzo di compressione in chiave (*C*) viene calcolato, per una profondità di arco/volta di 1 metro, mediante la relazione:

$C = ½ \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000$

dove *d* è lo spessore in corrispondenza della chiave. Il valore di *d* si può ricavare in funzione della luce *L* utilizzando e interpolando i valori in Tabella 4.18, validi per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte.

In Tabella 4.18 si riportano, inoltre, i valori dello sforzo di compressione *C* calcolati in funzione di diversi valori della luce *L* e della componente verticale (*P*) dello scarico alle reni (*R*), che si deduce dalla condizione di equilibrio delle forze del semiarco mediante la relazione:

$$P = C \cdot \tan(60°)$$

Tabella 4.18 Valori del minimo spessore in chiave (*d*) per gli archi a tutto sesto e per le volte a botte (tratto da tabella Mur. 11 di Furiozzi et al. 2007); i valori di *d* per *L*=1.5 m e *L*=4.5 m sono stati ricavati per interpolazione. Per ciascun valore di *L* si riportano anche lo sforzo normale massimo di compressione in chiave (*C*) e la componente verticale (*P*) dello scarico alle reni.

L (m)	*d* (cm)	*C* (kN/m)	*P* (kN/m)
1.5	20	100	173
2.0	25	125	217
3.0	40	200	346
4.5	45	225	390
6.0	50	250	433
8.0	60	300	520

Noto il valore della componente verticale dello scarico alle reni (*P*), si suppone che lo scarico verticale complessivo dell'arco (o della volta), pari a 2*P*, sia assorbito interamente dai ritti disposti in pianta secondo le configurazioni tipologiche individuate nel precedente paragrafo: 3, 5 o 7 ritti per ogni fascia di 1 m di profondità.

Dalla ripartizione del carico verticale 2*P* per il numero di ritti ipotizzato (*n*), si calcola il valore dello sforzo normale agente su ciascun ritto $N = 2P/n$ (Tabella 4.19)

Tabella 4.19 Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti (kN). Si riportano i valori per le sole configurazioni calcolate.

N (kN)		Numero ritti per metro di profondità		
		3	5	7
L_{max} (m)	1.5	115	-	-
	2.0	144	-	-
	3.0	231	-	-
	4.5	-	156	-
	6.0	-	173	-
	8.0	-	-	148

4.6.4 Dimensionamento

Il dimensionamento dell'opera è effettuato sugli elementi maggiormente sollecitati (elementi critici, ossia i ritti o le saette) attraverso delle verifiche a compressione ed instabilità.

Per le ragioni esposte nella parte relativa ai criteri generali, la sezione così dimensionata è utilizzata anche per gli altri elementi "principali" dell'opera.

4.6.4.1 Calcolo dello sforzo normale resistente dei ritti

Per la verifica di stabilità dei ritti si adotta il metodo di cui al § 4.4.8.2.2 delle NTC 2008. Lo sforzo normale resistente di progetto per compressione parallela alla fibratura ($N_{b,0,d}$) del legno vale:

$$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}$$

essendo:

A l'area della sezione del ritto;

$f_{c,0,d}$ il valore di progetto della resistenza a compressione parallela alla fibratura per il legno massiccio;

$k_{crit,c}$ il coefficiente di riduzione della resistenza plastica della membratura semplicemente compressa, la cui espressione è:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

I parametri ausiliari per determinare $k_{crit,c}$ sono forniti dalle relazioni in Tabella 4.20.

Tabella 4.20 Parametri ausiliari e relative formule.

Formula	Descrizione
$k = 0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2]$	
$\beta_c = 0.2$	valore valido per il legno massiccio
$\lambda_{rel,c} = (f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit})^{1/2}$	snellezza relativa dell'asta
$f_{c,0,k} = 17$ N/mm^2	valore caratteristico della resistenza a compressione parallela alla fibratura per il legno massiccio di categoria C16
$\sigma_{c,crit} = \pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot J / (A \cdot L_{eff}^2)$	tensione critica euleriana
$E_{0.05} = 5.4$ kN/mm^2	valore caratteristico del modulo di Young per il legname C16
$J / A = b^2 / 12$	per la sezione quadrata di lato "b"
L_{eff}	lunghezza libera di inflessione che viene valutata con il metodo delle "*alignment charts*".

Utilizzando le espressioni introdotte ed i valori delle proprietà meccaniche indicati, si effettua il calcolo del carico di rottura dei ritti di sezione 10x10, 13x13, 15x15, 18x18 e 20x20, con riferimento a lunghezze libere di inflessione variabili tra 1.0 m e 7.0 m (Tabella 4.21, Tabella 4.22, Tabella 4.23).

Tabella 4.21 Snellezza relativa $\lambda_{rel,c}$.

$\lambda_{rel,c}$		L_{eff} (m)												
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
sezione (cmxcm)	10x10	0.6	0.9	1.2	1.5	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0	4.3
	13x13	0.5	0.7	1.0	1.2	1.4	1.7	1.9	2.1	2.4	2.6	2.9	3.1	3.3
	15x15	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7	2.9
	18x18	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	1.2	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4
	20x20	0.3	0.5	0.6	0.8	0.9	1.1	1.2	1.4	1.5	1.7	1.9	2.0	2.2

Tabella 4.22 Coefficiente di riduzione della resistenza plastica $k_{crit,c}$.

$k_{crit,c}$		L_{eff} (m)												
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
sezione (cmxcm)	10x10	0.91	0.74	0.52	0.36	0.26	0.19	0.15	0.12	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05
	13x13	0.96	0.87	0.72	0.55	0.41	0.32	0.25	0.20	0.16	0.14	0.11	0.10	0.09
	15x15	0.97	0.91	0.81	0.67	0.52	0.41	0.32	0.26	0.21	0.18	0.15	0.13	0.11
	18x18	0.99	0.95	0.88	0.79	0.67	0.54	0.44	0.36	0.30	0.25	0.21	0.18	0.16
	20x20	1.00	0.96	0.91	0.84	0.74	0.63	0.52	0.43	0.36	0.30	0.26	0.22	0.19

Tabella 4.23 Sforzo normale resistente $N_{b,0,d}$ (kN).

$N_{b,0,d}$ (kN)		L_{eff} (m)												
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
sezione (cmxcm)	10x10	57	46	32	22	16	12	9.4	7.5	6.1	5.1	4.3	3.7	3.2
	13x13	101	92	76	58	43	33	26	21	17	14	12	10.3	9.0
	15x15	137	128	114	93	73	57	45	36	30	25	21	18	16
	18x18	200	191	178	159	135	110	89	73	60	51	43	37	32
	20x20	249	239	227	209	185	157	130	107	90	76	65	56	48

Nella Figura 4.62 si riporta il grafico con l'andamento dello sforzo normale resistente dei ritti in legno di categoria C16 al variare della lunghezza libera di inflessione. Nel § 4.6.6.1 si riporta il calcolo della lunghezza libera di inflessione dei ritti sostenenti le centine.

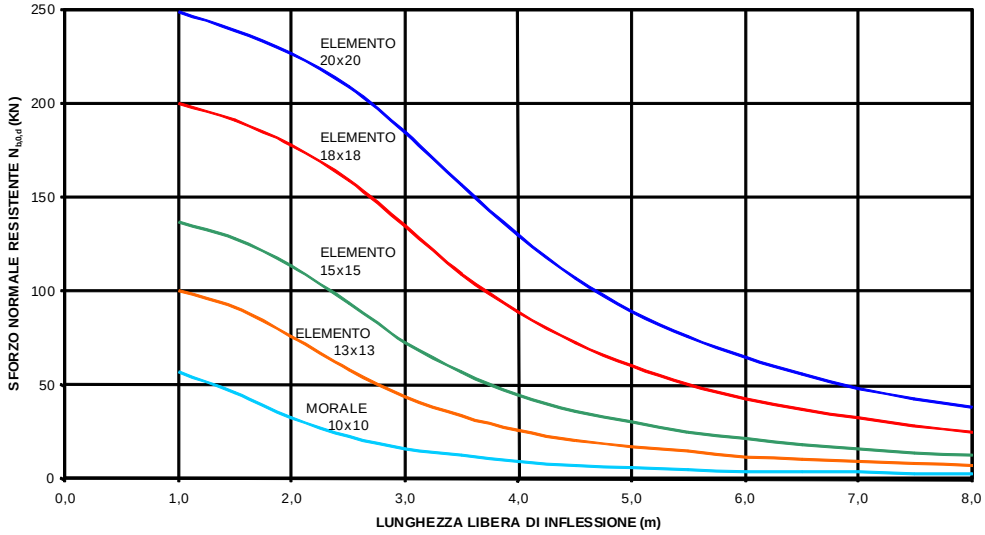


Figura 4.62 Andamento dello sforzo normale resistente $N_{b,0,d}$ al variare della lunghezza libera di inflessione L_{eff} dei ritti (legno C16).

4.6.4.2 Valutazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti

Per la valutazione approssimata della lunghezza libera di inflessione dei ritti, si segue il metodo delle "*alignment charts*" (Ballio e Mazzolani, 1987 e Dumonteil, 1992). Applicando tale metodo, è possibile effettuare una stima della lunghezza libera di inflessione di aste compresse, nell'ipotesi di vincoli elasticamente cedevoli alle estremità. Nel caso di specie, in cui gli schemi strutturali per la centinatura di volte prevedono dei traversi sia in direzione trasversale al varco che in quella ad esso parallela, si calcola la lunghezza libera dei ritti, tenendo in considerazione la presenza dei vincoli intermedi, che non sono bloccati nei confronti della traslazione. Per tale motivo, i telai orditi in direzione parallela alle volte possono essere considerati "a nodi spostabili", a differenza di quelli trasversali, che risultano vincolati in corrispondenza delle spalle delle strutture murarie.

Si rimanda al § 4.6.6.1 lo sviluppo della parte teorica e alcuni esempi relativi al calcolo della lunghezza libera di inflessione.

4.6.4.3 Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte

Per le opere di centinatura delle volte si impone un valore massimo dell'interasse tra le centine pari ad 1 metro. A partire da tale valore e dalla luce della volta, si ricava lo sforzo normale di progetto agente sul ritto maggiormente sollecitato, come descritto al § 4.6.3.2.

Per ciascuna sezione utilizzabile (sezioni commerciali in Tabella 3.2), si determina la massima lunghezza libera d'inflessione, tale per cui la sezione sia in grado di resistere allo sforzo normale di progetto.

Mediante il metodo delle "*alignment charts*", alla lunghezza libera d'inflessione viene fatto corrispondere l'interasse massimo (T) tra i traversi aventi funzione di rompitratta.

Nel caso di centina aperta, il ritto centrale è sostituito da due saette inclinate. Come si dimostra al § 4.6.6.2, le sezioni individuate per le configurazioni chiuse rimangono valide anche per le configurazioni aperte, a condizione che l'angolo d'inclinazione delle saette rispetto alla verticale sia inferiore a 35°.

4.6.4.4 Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi

Per le opere di centinatura degli archi si distinguono i casi in cui si possono disporre due centine accoppiate (spessori del muro s_m maggiore di 50 cm) e i casi in cui, per ragioni pratiche, è preferibile disporre una sola centina ($s_m < 50$ cm) che, di conseguenza, non può essere rompitrattata per ridurre la luce libera d'inflessione fuori piano. In quest'ultimo caso è quindi necessario che l'altezza d'imposta dell'arco sia inferiore alla lunghezza libera d'inflessione dei ritti, per cui viene limitata la dimensione H presidiabile (Figura 4.60).

4.6.4.5 Verifica dei traversi

La verifica dei traversi, costituiti da 2 tavoloni di dimensioni 5x20 cm, viene effettuata nell'ipotesi di funzionamento a contrasto dell'inflessione derivante dall'instabilità dei ritti. Lo sforzo normale generato dall'azione di contrasto

all'inflessione dei ritti da parte della coppia di traversi (F_d) è determinabile dalla seguente relazione, valida per legno massiccio:

$F = \frac{N_d}{80}$ in cui N_d è lo sforzo normale sui ritti (Piazza et al., 2005).

A titolo cautelativo, si assume come sforzo normale agente sui ritti il carico ultimo dell'elemento 20x20 cm e, come lunghezza libera di inflessione dei traversi, il massimo interasse trasversale possibile tra i ritti, pari a 1.5 m (caso di centina a 5 ritti con varco di luce pari a 6 m).

Per tale valore di sforzo normale, i traversi sono sempre verificati.

4.6.5 Esempio di calcolo

Per il dimensionamento dei ritti della scheda STOP-SV, si è proceduto come indicato di seguito.

Per ciascuno schema progettuale (a 3, 5 o 7 ritti) e per ciascuna classe di luci ammissibili, si è determinato il massimo sforzo normale di progetto agente sui ritti. A partire da tale valore, si è definita la lunghezza libera d'inflessione massima (T_{max}) per ciascuna sezione utilizzabile. Con procedimento a ritroso, si è quindi risaliti al massimo interasse tra i traversi, tale da garantire una lunghezza libera di inflessione nei ritti non superiore a quella determinata al punto precedente.

Dimensionamento dei ritti a sostegno delle volte: schemi a centina chiusa

A titolo di esempio, si presenta il ragionamento sopra riportato per lo schema a 3 ritti per una luce di 1.5 metri.

Dalla Tabella 4.19 si desume lo sforzo normale di progetto sul ritto: N_d = 115 kN.

Dal confronto con il grafico di Figura 4.62 si individuano le sezioni compatibili con la sollecitazione di progetto agente. Come si evince dal grafico in Figura 4.63, possono essere impiegati, per la soluzione progettuale individuata, solo elementi 15x15, 18x18 e 20x20. Gli elementi 13x13 e i morali 10x10 offrono, infatti, sforzi normali resistenti inferiori a quelli di progetto agenti. Le massime lunghezze libere di inflessione ammissibili per tale condizione di carico si deducono sempre dal grafico in Figura 4.63 e sono pari a:

- elementi 15x15: $L_{eff} \leq 2.0$ m
- elementi 18x18: $L_{eff} \leq 3.4$ m
- elementi 20x20: $L_{eff} \leq 4.3$ m

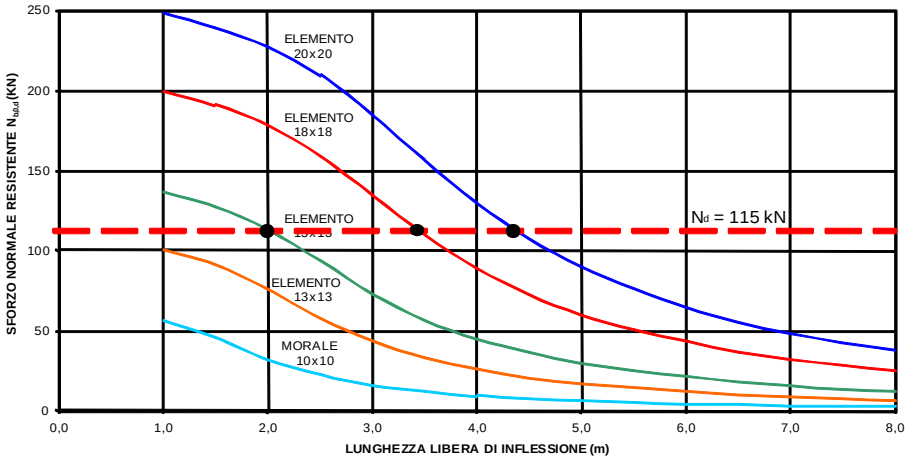


Figura 4.63 Confronto tra lo sforzo normale di progetto per uno schema di centina di volta a tre ritti a metro con luce fino a 1.5 m e la resistenza dei ritti (legno C16).

Dalla Tabella 4.24 è possibile desumere l'interasse massimo tra i traversi, tale da garantire un corretto valore della lunghezza libera di inflessione:

Tabella 4.24 Interasse massimo tra i traversi compatibile con il valore della lunghezza.

L_{eff} (m)		INTERASSE TRAVERSI 5X20 (*T*) (m)														
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
SEZ. (cmxcm)	10x10	1.10	1.60	2.10	2.60	3.10	3.60	4.10	4.60	5.10	5.60	6.10	6.60	7.10	7.60	8.10
	13x13	1.25	1.76	2.27	2.77	3.27	3.77	4.28	4.78	5.28	5.78	6.28	6.78	7.28	7.78	8.28
	15x15	1.42	1.94	2.45	2.96	3.47	3.97	4.48	4.98	5.48	5.98	6.49	6.99	7.49	7.99	8.49
	18x18	1.76	2.32	2.86	3.39	3.91	4.43	4.94	5.45	5.96	6.47	6.97	7.48	7.98	8.49	8.99
	20x20	2.05	2.66	3.22	3.77	4.31	4.84	5.37	5.89	6.40	6.92	7.43	7.94	8.45	8.96	9.47

Posizionando i traversi ad un interasse non superiore a 1.5 metri, la lunghezza libera di inflessione per gli elementi 15x15 è di 1.94 m, molto prossima a quella limite già determinata. Per tale motivo è possibile porre i traversi ad un interasse non superiore a 1.5 m.

Analogamente si determinano gli interassi massimi tra i traversi per le altre sezioni utilizzabili, compatibili con la condizione di stabilità meccanica.

In Tabella 4.25 sono riportati i risultati dei calcoli per tutte le configurazioni relative alle volte a botte.

Tabella 4.25 Tabella per il dimensionamento delle centine delle volte a botte (legno C16).

Numero ritti per metro di profondità	Luce	Sezione ritti (cmxcm)	Interasse massimo traversi "T_{max}"
3	$L \leq 1.5$ m	15x15	1.5 m
	$L \leq 1.5$ m	18x18	2.5 m
	$L \leq 1.5$ m	20x20	3.0 m
	1.5 m < $L \leq 2.0$ m	18x18	1.5 m
	1.5 m < $L \leq 2.0$ m	20x20	2.0 m
	2.0 m < $L \leq 3.0$ m	20x20	1.0 m
5	3.0 m < $L \leq 4.5$ m	18x18	1.5 m
	3.0 m < $L \leq 4.5$ m	20x20	2.0 m
	4.5 m < $L \leq 6.0$ m	18x18	1.0 m
	4.5 m < $L \leq 6.0$ m	20x20	2.0 m
7	6.0 m < $L \leq 8.0$ m	18x18	1.5 m
	6.0 m < $L \leq 8.0$ m	20x20	2.0 m

Verifica dei traversi

La verifica dei traversi, costituiti da 2 tavoloni di dimensioni 5x20, viene effettuata nell'ipotesi che essi funzionino come contrasto dell'inflessione derivante dall'instabilità dei ritti. Lo sforzo normale sui tavoloni (F_d), generato dall'azione di contrasto all'inflessione dei ritti da parte della coppia di traversi, è determinabile dalla seguente relazione, valida per legno massiccio:

$$F = \frac{N_d}{80}$$

dove N_d è lo sforzo normale sui ritti.

A titolo cautelativo, si assume come sforzo normale agente sui ritti il carico di collasso di progetto dell'elemento 20x20 e, come lunghezza libera di inflessione dei traversi, il massimo interasse trasversale possibile tra i ritti, pari a 1.5 m.

Lo sforzo normale agente sul singolo traverso risulta:

$$F_{d,1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{b,0,d}}{80} = \frac{1}{2} \cdot \frac{249}{80} = 1.56 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale resistente del singolo traverso 5x20 si calcola con l'usuale procedura:

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot J}{A \cdot L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 5400 \cdot \frac{200 \cdot 50^3}{12}}{50 \cdot 200 \cdot 1500^2} = 4.94 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione critica euleriana}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \sqrt{\frac{17.0}{4.94}} = 1.85 \quad \text{snellezza relativa del traverso}$$

$$k = \frac{1}{2}\left[1+\beta_c \cdot \left(\lambda_{rel,c} - 0.3\right) + \lambda_{rel,c}^2\right] = ½ \cdot [1+0.2 \cdot (1.85 – 0.3) + 1.85^2] = 2.37$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} = \frac{1}{2.37 + \sqrt{2.37^2 - 1.85^2}} = 0.26 \quad \text{coefficiente di riduzione}$$

$$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = \frac{50 \cdot 200 \cdot 0.26 \cdot 6.23}{1000} = 16.2 \text{ kN} > F_{d,1} = 1.56 \text{ kN} \qquad \text{VERIFICATO}$$

Dimensionamento dei ritti a sostegno degli archi

Sia per gli archi di spessore fino a 0.5 m che per quelli spessi fino ad un metro, le sollecitazioni agenti sulle centine di sostegno risultano al più pari alla metà di quelle calcolate per le volte (Tabella 4.26).

Tabella 4.26 Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti a sostegno di volte.

Paragrafo 4.11

N (kN)		Numero ritti per centina		
		3	5	7
L_{max} (m)	1.5	58	-	-
	2.0	72	-	-
	3.0	115	-	-
	4.5	-	78	-
	6.0	-	87	-
	8.0	-	-	74

Dal confronto tra la Tabella 4.26 e la Tabella 4.23, si evince il dimensionamento delle centine per archi di spessore fino a mezzo metro (Tabella 4.27).

Per gli archi spessi fino ad un metro, sostenuti da almeno due centine, si fa affidamento sulla rigidezza dei traversi. Pertanto, utilizzando il procedimento di calcolo già descritto per le volte, si determinano gli interassi massimi tra i traversi, tali da limitare opportunamente la lunghezza libera di inflessione dei ritti (Tabella 4.28).

Tabella 4.27 Tabella di dimensionamento centine per archi di spessore fino a 0.5 m.

Numero ritti	Luce *L* (m)	Sezione ritti (cmxcm)	Altezza di imposta *H* (m)
3	L ≤ 1.5 m	13x13	2.5 m
	L ≤1.5 m	15x15	3.5 m
	L ≤1.5 m	18x18	5.0 m
	L ≤1.5 m	20x20	6.0 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	13x13	2.0 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	15x15	3.0 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	18x18	4.5 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	20x20	5.5 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	15x15	1.5 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	18x18	3.0 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	20x20	4.0 m
5	3.0 m < L ≤ 4.5 m	13x13	1.5 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	15x15	2.5 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	18x18	4.5 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	20x20	5.0 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	13x13	1.5 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	15x15	2.5 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	18x18	4.0 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	20x20	5.0 m
7	6.0 m < L ≤ 8.0 m	13x13	2.0 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	15x15	2.5 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	18x18	4.0 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	20x20	5.5 m

Tabella 4.28 Tabella di dimensionamento centine per archi di spessore compreso tra 0.5 e 1.0 m.

Numero ritti	Luce *L* (m)	Sezione ritti (cmxcm)	Interasse tra i travesi *T* (m)
3	L ≤ 1.5 m	13x13	2.0 m
	L ≤1.5 m	15x15	3.0 m
	L ≤1.5 m	18x18	4.0 m
	L ≤1.5 m	20x20	4.5 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	13x13	1.5 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	15x15	2.5 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	18x18	3.5 m
	1.5 m < L ≤ 2.0 m	20x20	4.0 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	15x15	1.0 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	18x18	2.0 m
	2.0 m < L ≤ 3.0 m	20x20	2.5 m
5	3.0 m < L ≤ 4.5 m	13x13	1.0 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	15x15	2.0 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	18x18	3.5 m
	3.0 m < L ≤ 4.5 m	20x20	3.5 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	13x13	1.0 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	15x15	2.0 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	18x18	3.0 m
	4.5 m < L ≤ 6.0 m	20x20	3.5 m
7	6.0 m < L ≤ 8.0 m	13x13	1.5 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	15x15	2.0 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	18x18	3.0 m
	6.0 m < L ≤ 8.0 m	20x20	4.0 m

Verifica di una centina a varco chiuso

A titolo d'esempio si effettua la verifica di una centina a 5 ritti a varco chiuso di luce pari a 4.5 m. Per una centina di tali dimensioni la scheda STOP-SV prevede l'impiego di morali 20x20 bloccati da traversi 20x20 ad interasse di 2.0 m.

Lo sforzo di compressione sulla chiave della volta (d = 45 cm) agente su uno spessore murario di un metro vale:

$C = 1/2 \cdot f_{bd} \cdot d \cdot 1000 = 0.5 \cdot 1.0 \cdot 450 \cdot 1000 = 225$ kN/m

La componente verticale dello scarico alle reni risulta:

$P = C \cdot \mathrm{tg}(60°) = 225 \cdot 1.732 = 390$ kN/m

Lo sforzo normale di progetto agente sui 5 ritti posti a sostegno dello spessore unitario di volta si calcola in:

$N = 2P/n = 2 \cdot 390/5 = 156$ kN

Il momento di inerzia della coppia di traversi 5x20 vale:

$J_T = 2 \cdot b \cdot H^3 / 12 = 2 \cdot 5 \cdot 20^3 / 12 = 6666.7$ cm^4

Il momento di inerzia dei ritti 20x20 risulta:

$J_C = b \cdot H^3 / 12 = 20 \cdot 20^3 / 12 = 13333.3$ cm^4

Si calcola la lunghezza libera di inflessione dei ritti ($L_{eff} = k \cdot T$), propedeutica al calcolo dello sforzo normale resistente, con il metodo delle "*alignment charts*" (§ 4.6.6.1):

$$G_A = G_B = \frac{\sum\left(\gamma \frac{J}{T}\right)_{\text{C.A.}}}{\sum\left(\gamma \frac{J}{i}\right)_{\text{T.A.}}} = 2 \cdot \frac{J_c}{T} \cdot \frac{i}{J_T} = 2 \cdot \frac{13333.3}{200} \cdot \frac{100}{6666.7} = 2.0$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G^2 + 8.0 \cdot G + 7.5}{2G + 7.5}} = \sqrt{\frac{1.6 \cdot 2.0^2 + 8.0 \cdot 2.0 + 7.5}{2 \cdot 2.0 + 7.5}} = 1.61$$

$L_{eff} = k \cdot T = 1.61 \cdot 2.0 = 3.22$ m

La tensione critica euleriana dei ritti risulta:

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot J}{A \cdot L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 5400 \cdot \frac{20^4}{12}}{20^2 \cdot 322^2} = 17.13 \text{ N/mm}^2$$

La snellezza relativa dei ritti vale:

$$\lambda_{\text{rel,c}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{\text{c,crit}}}} = \sqrt{\frac{17.0}{17.13}} = 0.99 \text{ snellezza relativa del traverso}$$

Il coefficiente ausiliario k è così calcolato:

$$k = \frac{1}{2}\left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{\text{rel,c}} - 0.3\right) + \lambda_{\text{rel,c}}^2\right] = ½ \cdot [1 + 0.2 \cdot (0.99 - 0.3) + 0.99^2] = 1.06$$

Il coefficiente di riduzione della resistenza plastica è:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel,c}}^2}} = \frac{1}{1.06 + \sqrt{1.06^2 - 0.99^2}} = 0.695$$

Lo sforzo normale resistente, infine, si quantifica in:

$N_{b,0,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = 200 \cdot 200 \cdot 0.695 \cdot 6.23 = 173$ kN > $F_{d,1} = 156.0$ kN

VERIFICATO

4.6.6 Approfondimenti teorici

4.6.6.1 Determinazione della lunghezza libera d'inflessione

Una esemplificazione dello schema di calcolo da impiegare per la determinazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti nel piano longitudinale delle volte è riportata in Figura 4.64.

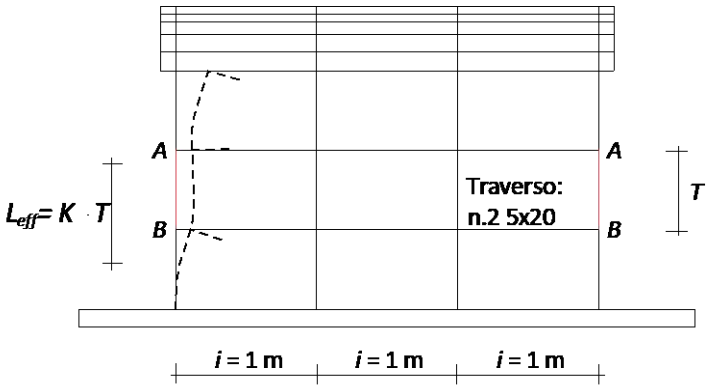


Figura 4.64 Sezione longitudinale della struttura di sostegno della volta.

Come si evince dalla Figura 4.64, l'elemento vincolato più debolmente è il tratto di ritto di estremità compreso tra due traversi intermedi. Denominati gli estremi di tale ritto con le lettere A e B, se ne determinano i parametri di rigidezza (G_A e G_B) attraverso le seguenti espressioni:

$$G_A = \frac{\sum\left(\gamma \frac{E \cdot J}{T}\right)_{C.A.}}{\sum\left(\gamma \frac{E \cdot J}{i}\right)_{T.A.}} = \frac{\sum\left(\gamma \frac{J}{T}\right)_{C.A.}}{\sum\left(\gamma \frac{J}{i}\right)_{T.A.}}$$

$$G_B = \frac{\sum\left(\gamma \frac{E \cdot J}{T}\right)_{C.B.}}{\sum\left(\gamma \frac{E \cdot J}{i}\right)_{T.B.}} = \frac{\sum\left(\gamma \frac{J}{T}\right)_{C.B.}}{\sum\left(\gamma \frac{J}{i}\right)_{T.B.}}$$

dove i differenti pedici indicano:

A riferimento ai parametri caratteristici del nodo A;

B riferimento ai parametri caratteristici del nodo B;

C.A. riferimento alle colonne che convergono nel nodo A;

C.B. riferimento alle colonne che convergono nel nodo B;

T.A. riferimento alle travi che convergono nel nodo A;

T.B. riferimento alle travi che convergono nel nodo B;

e dove:

E modulo di Young;

J momento d'inerzia;

T interasse tra i traversi (Figura 4.64);

i interasse longitudinale tra i ritti (Figura 4.64);

γ coefficiente pari a 1.0 nel caso di incastro di estremità, 0.75 nel caso di cerniera e 0.50 nel caso di estremo libero.

Si noti che, in caso di travi a rigidezza nulla, si va verso il vincolo cerniera, in caso di travi infinitamente rigide, si va verso il vincolo incastro. Nel primo caso la lunghezza libera di inflessione nel telaio a nodi spostabili è infinita, nel secondo caso è pari all'interasse tra i traversi.

Esplicitando i coefficienti al nodo "A", si ha:

$$G_A = \frac{\sum\left(\gamma\frac{J}{T}\right)_{\text{C.A.}}}{\sum\left(\gamma\frac{J}{i}\right)_{\text{T.A.}}} = 2\cdot\frac{J_c}{T}\cdot\frac{i}{J_T}$$

Per il nodo inferiore "B", si assume cautelativamente che esso sia caratterizzato dallo stesso parametro di rigidezza del nodo "A" (G_B=G_A). Infatti, al ritto vincolato a terra, stante la condizione di incastro parziale, compete una lunghezza libera di inflessione certamente inferiore rispetto agli analoghi tratti intermedi.

Il momento di inerzia dei traversi (J_T), costituiti da coppie di tavoloni 5x20 (quindi con base b = 5 cm e altezza H = 20 cm) posti a coltello, vale:

$$J_T = 2\cdot\frac{bH^3}{12} = 2\cdot\frac{5\cdot 20^3}{12} = 6666.7\ \text{cm}^3$$

L'interasse longitudinale tra i ritti (i) è pari a 100 cm.

In Tabella 4.29 sono riportati i valori dei coefficienti G_A e G_B. Si noti che la condizione più sfavorevole per il calcolo della lunghezza libera di inflessione è data dal caso di minore rapporto tra rigidezza dei traversi e ritti, cioè per montanti 20x20 bloccati da traversi ad interasse di un metro. In tale caso i coefficienti G_A e G_B assumono valore pari a 4.0, cui corrisponde una lunghezza libera di inflessione pari a circa il doppio dell'interasse tra i traversi.

Tabella 4.29 Coefficienti G_A e G_B (G_A=G_B) per ritti di estremità in posizione intermedia.

SEZIONE	INTERASSE TRAVERSI 5X20 (*T*) IN m														
(cm x cm)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
10x10	0.25	0.17	0.13	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03
13x13	0.71	0.48	0.36	0.29	0.24	0.20	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09
15x15	1.27	0.84	0.63	0.51	0.42	0.36	0.32	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	0.17	0.16
18x18	2.62	1.75	1.31	1.05	0.87	0.75	0.66	0.58	0.52	0.48	0.44	0.40	0.37	0.35	0.33
20x20	4.00	2.67	2.00	1.60	1.33	1.14	1.00	0.89	0.80	0.73	0.67	0.62	0.57	0.53	0.50

Dalla consultazione della "*alignment chart*" (Figura 4.65) per i telai a nodi spostabili, oppure applicando una delle due relazioni ad essa equivalenti, si ricava la lunghezza libera di inflessione del ritto di estremità posto in posizione intermedia per differenti condizioni di vincolo agli estremi:

$$\frac{G_A \cdot G_B \cdot \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6 \cdot (G_A + G_B)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{K}\right)}$$

da cui si ricava approssimativamente il valore del coefficiente di amplificazione (K) per la determinazione della lunghezza libera d'inflessione dei ritti di estremità in posizione intermedia:

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4.0 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

Nel caso di uguaglianza tra le condizioni di vincolo ($G_A = G_B = G$), le precedenti relazioni diventano:

$$\frac{G^2 \cdot \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{12 \cdot G} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{K}\right)}$$

e:

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G^2 + 8.0 \cdot G + 7.5}{2G + 7.5}}$$

In Tabella 4.30 è riportato il valore del parametro K per differenti condizioni di vincolo agli estremi del telaio.

Ai valori del coefficiente K riportati in Tabella 4.30 corrispondono le lunghezze libere di inflessione indicate in Tabella 4.31.

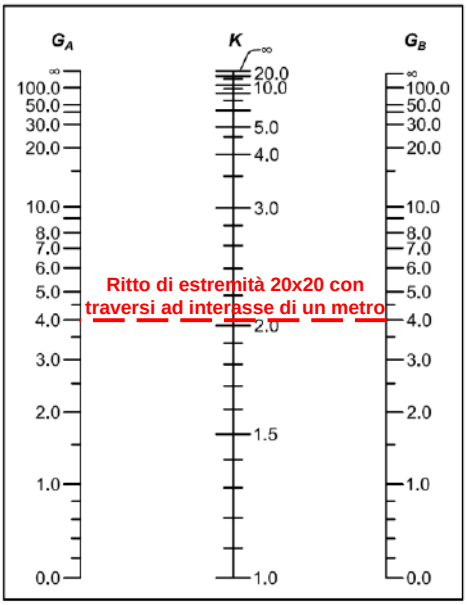


Figura 4.65 Nomogramma ("*alignment chart*") per telai a nodi spostabili (Ballio e Mazzolani, 1987 e Dumonteil, 1992).

Tabella 4.30 Calcolo del coefficiente di amplificazione *K* per la determinazione della lunghezza libera di inflessione dei ritti di estremità in posizione intermedia.

Coefficiente di amplificazione *K*		interasse traversi 5X20 (*T*) in m												
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
sezione (cm x cm)	10x10	1.10	1.06	1.05	1.04	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.01
	13x13	1.25	1.18	1.13	1.11	1.09	1.08	1.07	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04	1.04
	15x15	1.42	1.29	1.23	1.19	1.16	1.14	1.12	1.11	1.10	1.09	1.08	1.08	1.07
	18x18	1.76	1.55	1.43	1.36	1.30	1.26	1.23	1.21	1.19	1.18	1.16	1.15	1.14
	20x20	2.05	1.77	1.61	1.51	1.44	1.38	1.34	1.31	1.28	1.26	1.24	1.22	1.21

Tabella 4.31 Lunghezza libera di inflessione (L_{eff}) in metri dei ritti di estremità in posizione intermedia.

Lunghezza libera di inflessione L_{eff}		interasse traversi 5X20 (*T*) in m												
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0
sezione (cm x cm)	10x10	1.10	1.60	2.10	2.60	3.10	3.60	4.10	4.60	5.10	5.60	6.10	6.60	7.10
	13x13	1.25	1.76	2.27	2.77	3.27	3.77	4.28	4.78	5.28	5.78	6.28	6.78	7.28
	15x15	1.42	1.94	2.45	2.96	3.47	3.97	4.48	4.98	5.48	5.98	6.49	6.99	7.49
	18x18	1.76	2.32	2.86	3.39	3.91	4.43	4.94	5.45	5.96	6.47	6.97	7.48	7.98
	20x20	2.05	2.66	3.22	3.77	4.31	4.84	5.37	5.89	6.40	6.92	7.43	7.94	8.45

4.6.6.2 Equivalenza tra schemi a centina aperta e schemi a centina chiusa

I sistemi a varco aperto sono dimensionati allo stesso modo di quelli a varco chiuso. La scelta risulta cautelativa, in quanto sia l'incremento di lunghezza libera di inflessione che la meno efficiente trasmissione dello sforzo normale dovuti all'inclinazione delle saette sono compensati dalla riduzione di sforzo normale di progetto agente dovuta alla presenza di un maggior numero di aste (2 inclinate al posto di una verticale).

Di seguito si riporta la dimostrazione di quanto affermato.

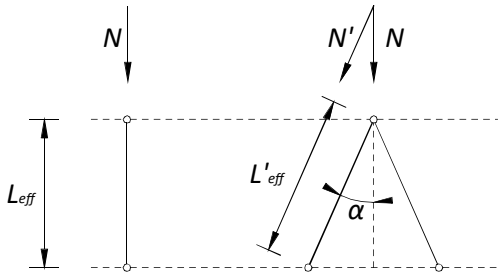


Figura 4.66 Schema di calcolo delle saette per schemi a "passaggio aperto".

Paragrafo 4.11

Con riferimento alla Figura 4.66, si calcola l'andamento del carico di rottura dell'asta compressa al variare della sola inclinazione.

Si rappresentano senza apice le grandezze caratterizzanti l'asta in posizione verticale e con l'apice quelle relative all'asta inclinata. Al variare dell'inclinazione (α), la lunghezza libera di inflessione dell'asta passa da L_{eff} a L'_{eff} secondo la relazione:

$$L'_{eff} = \frac{L_{eff}}{\cos\alpha}$$

La tensione critica euleriana ($\sigma_{c,crit}$) si riduce pertanto a:

$$\sigma'_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0.05} \cdot J}{A \cdot L'^{2}_{eff}} = \sigma_{c,crit} \cdot \cos^2\alpha$$

dove $E_{0.05}$, J e A sono rispettivamente modulo elastico caratteristico (frattile 5%), il momento d'inerzia e l'area dell'asta.

La snellezza relativa ($\lambda'_{rel,c}$) risulta:

$$\lambda'_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma'_{c,crit}}} = \frac{1}{\cos\alpha}\lambda_{rel,c}$$

e, di conseguenza:

$$k' = \frac{1}{2}\left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \lambda'_{rel,c}\right] = \frac{1}{2}\left[1 + \beta_c \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c}\right]$$

Paragrafo 4.11

$$k'_{crit,c} = \frac{1}{k' + \sqrt{k'^2 - \lambda'^2_{rel,c}}}$$

Il significato di ciascun simbolo è riportato in Tabella 4.20.

Il rapporto "*R*" tra i coefficienti di riduzione della resistenza plastica vale:

$$R = \frac{k'_{crit,c}}{k_{crit,c}} = \frac{k + \sqrt{k^2 - \lambda^2_{rel,c}}}{k' + \sqrt{k'^2 - \lambda'^2_{rel,c}}}$$

Nell'ipotesi di progettare in maniera ottimale i ritti inseriti negli schemi a passaggio chiuso, si ha:

$$N_{R,d} = A \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d}$$

quindi lo sforzo normale resistente di progetto ($N'_{R,d}$) in testa ai ritti inclinati negli schemi a passaggio aperto risulta:

$$N'_{R,d} = A \cdot k'_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = A \cdot R \cdot k_{crit,c} \cdot f_{c,0,d} = R \cdot N_{R,d}$$

Lo sforzo normale agente sulle aste inclinate (N'_d) varia al crescere dell'angolo di inclinazione α, secondo la relazione:

$$N'_d = N_d/(2 \cdot \cos\alpha)$$

Nell'ipotesi di progettazione ottimale dei ritti, si può porre:

$N_d = N_{R,d}$ e quindi, sostituendo, si ha:

$$N'_{R,d} = R \cdot N_{R,d} = 2 \cdot R \cdot N'_d \cdot \cos\alpha$$

La condizione di collasso delle aste inclinate si raggiunge quando $N'_{R,d} < N'_d$ ossia:

Paragrafo 4.11

$$\frac{N'_{R,d}}{N'_d} = 2R \cdot \cos\alpha$$

Nel grafico in Figura 4.67 è riportato l'andamento del rapporto $N'_{R,d} / N'_d = 2R \cdot \cos\alpha$ al variare sia dell'angolo α che della snellezza relativa $\lambda_{rel,c}$.

Il valore massimo del rapporto $N'_{R,d} / N'_d$ è pari a 2 nel caso limite di inclinazione nulla della doppia saetta.

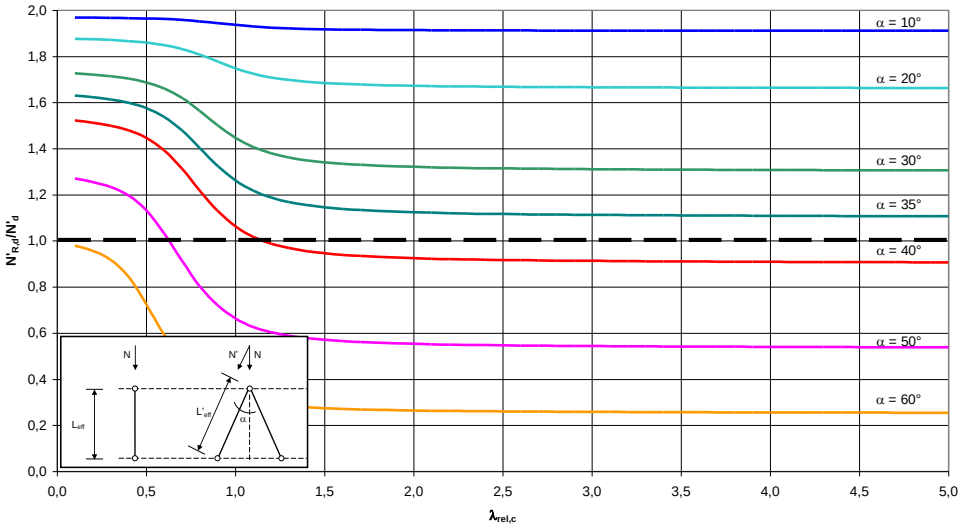


Figura 4.67 Andamento grafico del rapporto $N'_{R,d}/N'_d$ tra lo sforzo normale resistente e quello agente di progetto per le saette, al variare del parametro di snellezza.

Come si vede dalla Figura 4.67, fino ad inclinazioni di 35°, il dimensionamento delle saette risulta cautelativo, al di sopra dei 60° risulta sempre non verificato e tra 35° e 60° la verifica dipende dalla snellezza dell'asta verticale: più essa aumenta e minore è l'inclinazione consentita.

Assunto 35° quale angolo di inclinazione "sicuro" per le saette inserite in schemi a passaggio aperto, si indica la condizione geometrica di ammissibilità delle saette (essendo *H* l'altezza di imposta della centina e *L* la luce):

$$H > \frac{L}{2 \cdot \mathrm{tg}\,\alpha}$$

Il grafico in Figura 4.67 mostra il campo di geometrie tali da ammettere uno schema a passaggio aperto.

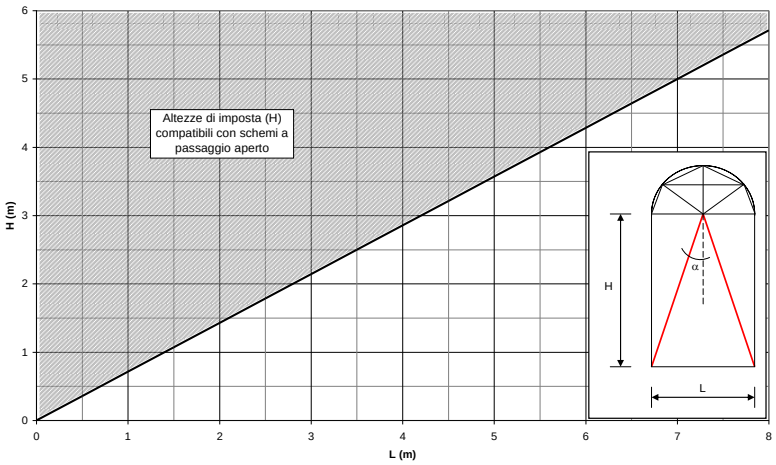


Figura 4.68 Individuazione delle altezze di imposta (*H*) compatibili con schemi di centina a “passaggio aperto”.

4.7 Tirantatura con funi in acciaio (STOP-TA)

4.7.1 Descrizione e finalità dell'opera

La tirantatura con funi in acciaio è un presidio atto ad evitare per trattenuta il ribaltamento o lo spanciamento di pareti murarie fuori piano.

Scopo dell'opera è impedire o contrastare:

a) il ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.69.a);
b) il ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.69.b);
c) lo spanciamento della parete verso l'esterno (Figura 4.69.c).

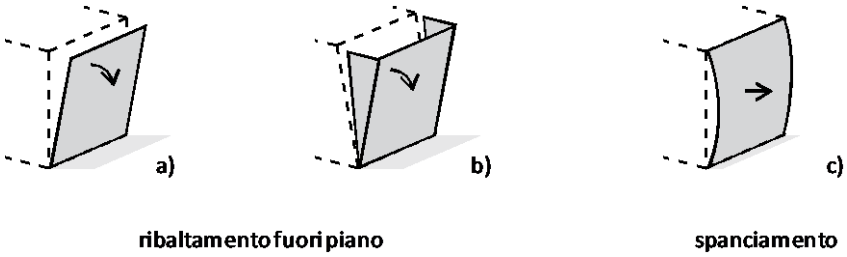


Figura 4.69 Cinematismi da contrastare. a) Ribaltamento della facciata a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina. b) Ribaltamento della facciata a seguito della fessurazione sui muri perimetrali o di spina. c) Spanciamento della parete verso l'esterno.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio avente la capacità di contenere i movimenti relativi di porzioni di manufatti in muratura; tale scopo si ottiene collegando la parete da presidiare ad altre parti della struttura (Figura 4.70 e Figura 4.71).

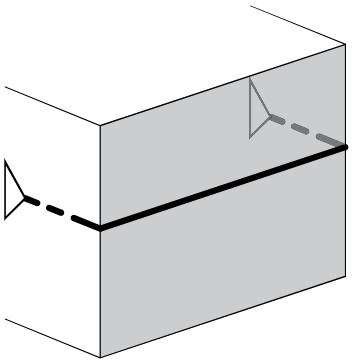


Figura 4.70 Rappresentazione del presidio che deve contrastare i cinematismi; individuazione dello schema base.

È necessario che l'opera abbia la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione lungo i tiranti.

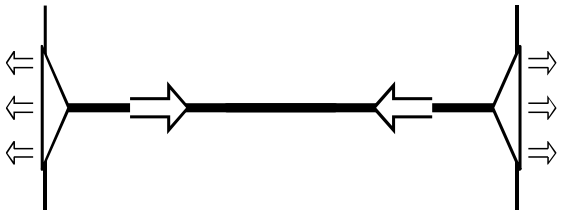


Figura 4.71 Rappresentazione schematica del presidio. È evidenziata la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione.

4.7.2 Scelte progettuali

4.7.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di tirantatura sono state individuate delle soluzioni basate sulle scelte progettuali riportate nel diagramma di flusso in Figura 4.72.

Le configurazioni si distinguono innanzitutto per la presenza o meno di elementi rigidi disposti orizzontalmente (traversi). La scelta di utilizzare una configurazione con traversi è legata alla possibilità di poter disporre gli stessi con un passo verticale maggiore rispetto a quanto avviene con i soli cavi. Questa soluzione consente di installare un numero minore di ritegni, ma può presentare maggiori difficoltà operative legate alla posa in opera dei traversi.

Si distinguono, inoltre, le opere di ritegno poste su edifici di "buona" fattura (murature di "buona" qualità) o edifici con murature di mediocre qualità. Nel primo caso è possibile ancorare i cavi direttamente ai muri portanti ortogonali alla parete da presidiare; nel secondo caso, invece, è necessario coinvolgere l'intera struttura (chiusura su facciata opposta) o una sua parte consistente (chiusura su muro di spina).

Infine, nel caso di opera di ritegno con cavi e traversi, si deve verificare quali elementi strutturali fanno da contrasto all'azione del tirante; è necessario considerare due configurazioni differenti, a seconda che il tiro sia contrastato da elementi strutturali orizzontali (solai) o elementi verticali (pareti).

Con le specifiche sopra riportate, si individuano le configurazioni rappresentate nell'ultima riga della Figura 4.72.

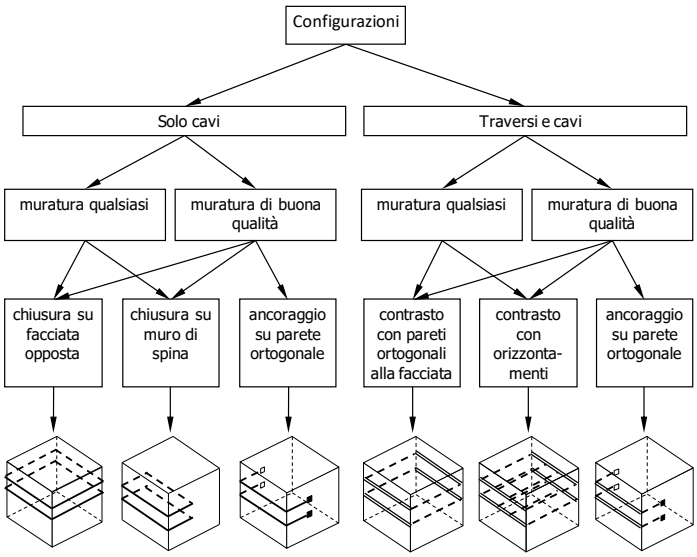


Figura 4.72 Diagramma di flusso per la definizione delle configurazioni base degli schemi dei tiranti.

Le specifiche per ogni configurazione sono riportate in Figura 4.73.

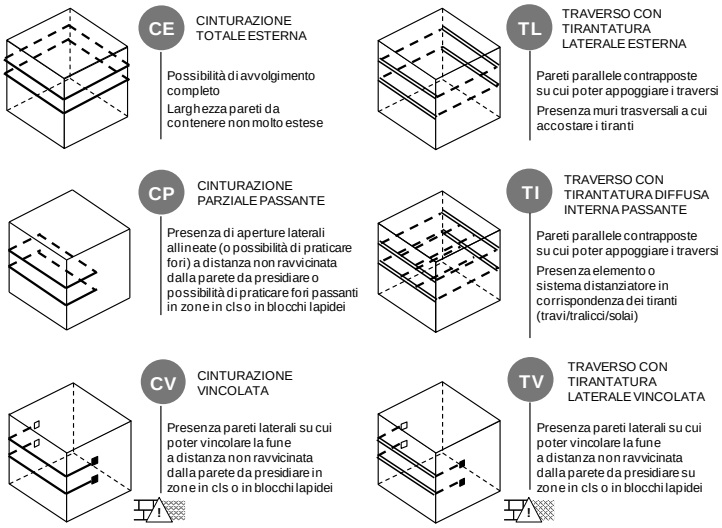


Figura 4.73 Configurazioni individuate per le opere di tirantatura.

4.7.2.2 Materiali

Per l'opera provvisionale si utilizzano cavi a trefolo con i rispettivi elementi per l'assemblaggio (ad esempio redancia, tenditore, grillo), profili in acciaio e morali in legno.

Per le caratteristiche di tali materiali si veda il § 3.2.3.

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare elementi in legno dalla sezione di forma quadrata.

Per semplificare la fase di costruzione dell'opera e il computo del materiale, il dimensionamento è riferito al ritegno maggiormente sollecitato (cioè quello a quota maggiore) e i valori così ottenuti sono utilizzati anche per gli altri elementi, sebbene questi ultimi siano soggetti ad azioni inferiori.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e, pertanto, per il dimensionamento si assumerà una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i diagonali compressi) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

4.7.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo dei traversi, qualora previsti, si utilizza uno schema statico di trave continua su 2 o più appoggi, in base alla configurazione adottata. Gli appoggi corrispondono ai tiranti. La trave è soggetta ad un carico uniforme e distribuito, che rappresenta la spinta della parete durante un sisma (Figura 4.74).

Per i ritti verticali, utilizzati per trasferire gli sforzi dalla muratura ai cavi o ai traversi, si usa uno schema di trave continua su più appoggi, ai quali corrispondono le intersezioni con i traversi.

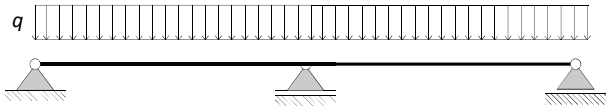


Figura 4.74 Schema statico per il dimensionamento dei traversi e dei ritti.

4.7.3 Carichi e azioni

4.7.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisionale si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.32. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera provvisionale, si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1, NTC 2008).

Tabella 4.32 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

Descrizione	Classe di durata (durata)
Pesi strutturali (G_1)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Permanenti portati (G_2)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Variabili (Q)	Media (1 settimana – 6 mesi)
Azione sismica (E)	Istantaneo

Per la classe di servizio 3 e la classe di durata istantanea (azione sismica), per il legno massiccio, si ricava K_{mod} = 0.9 (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.7.3.2 Carichi

L'opera provvisionale è soggetta all'azione derivante dal peso dei solai e quello della parete in muratura.

Le definizioni dei carichi e delle azioni sono le stesse utilizzate per i puntelli di ritegno (§ 4.2.3).

4.7.3.3 Scenari di carico

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, si è deciso di definire degli scenari di carico di riferimento simili per ciascuna configurazione individuata.

In particolare, sono state considerate pareti di spessore fino a 60 cm e da 60 a 100 cm; tali valori si ritengono rappresentativi sia di costruzioni ordinarie che di opere monumentali. Per poter ridurre quanto più possibile le sezioni da utilizzare nelle opere, si è scelto di prendere in considerazione più intervalli per lo spessore della muratura, ovvero fino a 40, 60, 80, 100 cm.

Il dimensionamento è stato effettuato con riferimento ad un edificio di 3 piani avente peso di piano ed interpiano costanti.

L'azione orizzontale è stata calcolata ipotizzando che a ciascuna tirantatura (insieme di traverso e cavi di ritenuta) competa una porzione di muratura di altezza pari al passo verticale tra le tirantature (z) e di larghezza pari alla larghezza della parete da presidiare (L). Inoltre, per ciascun piano, si è considerata una porzione di solaio di lunghezza pari a L_{solaio} = 2.5 m, il cui peso è stato considerato come distribuito sull'altezza d'interpiano (Figura 4.75).

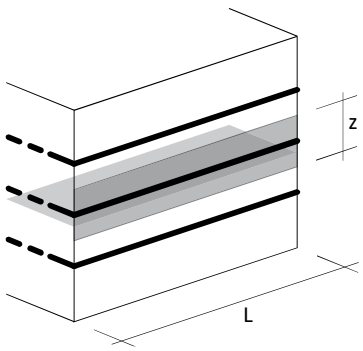


Figura 4.75 Rappresentazione delle aree di influenza relative al ritegno centrale. Al ritegno è associata una quota parte della parete e parte del solaio gravante su di essa (evidenziate in grigio).

In tali ipotesi si ha che il peso del piano j-mo (W_j) in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = 20\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\cdot z \cdot s_m \cdot L + (2.6+3.0+0.3\cdot 2.0)\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\cdot 2.5\ \text{m} \cdot \text{L} = (20\cdot z\cdot s_m + 15.5)\cdot L\ \ \text{kN}$$

dove s_m è lo spessore della parete muraria (in m), L la lunghezza della facciata (in m), z il passo verticale (in m) tra ciascuna opera di tirantatura.

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata in accordo al § 4.2.3.5 e tenendo conto delle accelerazioni definite per ogni classe prestazionale (Tabella 3.1).

4.7.4 Dimensionamento

4.7.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento delle opere provvisionali è stato effettuato calcolando gli elementi principali dell'opera (cavi, traversi, ecc.) e definendo, come conseguenza dei primi, la dimensione degli elementi per l'assemblaggio.

La fase di dimensionamento ha portato a raggruppare le soluzioni progettuali (§ 4.7.2.1, Figura 4.73), in modo da definire i seguenti gruppi di dimensionamento:

- cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV;
- traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV;
- tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI.

Di seguito si presentano i criteri di dimensionamento per ciascun gruppo.

Cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV

Le configurazioni CE, CP e CV sono schematizzate in Figura 4.76.

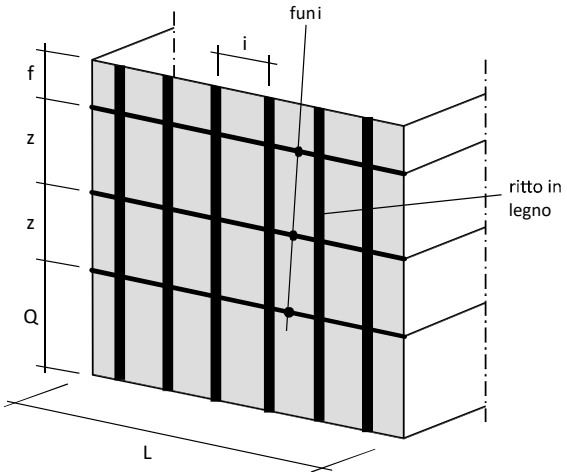


Figura 4.76 Schema configurazioni CE, CP e CV. Il presidio della parete è effettuato esclusivamente mediante cavi posti alle estremità della parete da presidiare. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.

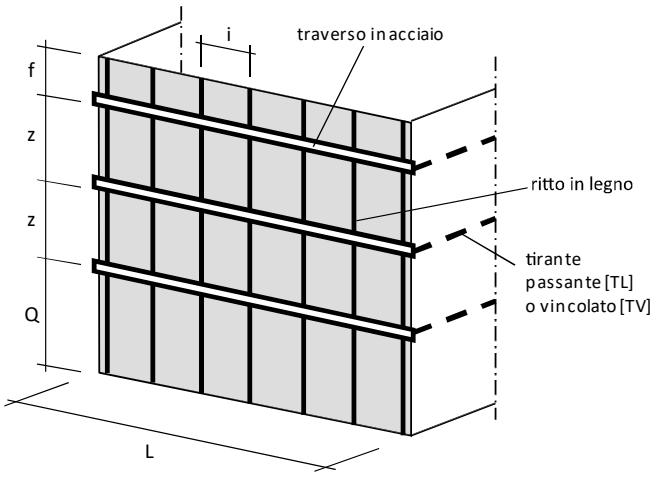
I cavi sono dimensionati per contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare, durante un evento sismico. Tale azione viene trasferita ai cavi mediante dei ritti in legno.

Le soluzioni sono state pre-progettate considerando due valori per il passo verticale tra i cavi (z = 1 e 2 m), tre differenti altezze d'interpiano (h_{int} = 3, 4, e 5 m), tre differenti larghezze della parete da presidiare (L = 5, 7 e 10 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali (i = 1, 1.5 e 2 m).

Per le configurazioni a cinturazione parziale (CP e CV) è stata, inoltre, definita la distanza minima di risvolto del cavo, misurata a partire dal cuneo di rispetto. A causa della ridotta resistenza degli ancoraggi, è bene evitare la realizzazione di cinturazioni parziali su edifici in muratura in pietrame disordinato (ciottoli, pietre ecc.) o muratura a conci sbozzati con malta di cattiva qualità. Se il cavo viene fatto passare attraverso un foro creato appositamente nella parete (foro passante) o se il cavo viene ancorato mediante piastra e tasselli, è necessario che la porzione di parete su cui ci si ancora sia in calcestruzzo o in blocchi lapidei ben squadrati con buon ingranamento.

Traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV

Le configurazioni TL e TV sono schematizzate in Figura 4.77.



Paragrafo 4.11

Figura 4.77 Schema configurazioni TL e TV. Il presidio della parete è affidato a traversi costituiti da profili in acciaio o travi in legno, vincolati a loro volta da cavi posti alle estremità della parete stessa. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.

Paragrafo 4.11

I traversi sono costituiti da profili di tipo HEA in acciaio S275 (Tabella 3.9), che sono stati dimensionati per taglio e flessione, tenendo in considerazione che risultano di classe 1 per flessione semplice (§ 4.2.4.1.2, NTC 2008).

I cavi sono dimensionati per trattenere i traversi e, dunque, contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare durante un evento sismico.

Le soluzioni sono state pre-progettate, considerando tre valori per il passo verticale tra i cavi (z = 1.5, 3 e 4 m), due differenti larghezze della parete da presidiare (L = 5 e 7 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali (i = 1, 1.5 e 2 m).

Per le configurazioni a tirantatura laterale vincolata (TV) è stata inoltre definita la distanza minima di risvolto del cavo, misurata a partire dal cuneo di rispetto. Dato che il cavo viene ancorato mediante piastra e tasselli, è necessario che la porzione di parete su cui ci si ancora sia in calcestruzzo o in blocchi lapidei ben squadrati con buon ingranamento.

Tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI

La configurazione TI è schematizzata in Figura 4.78.

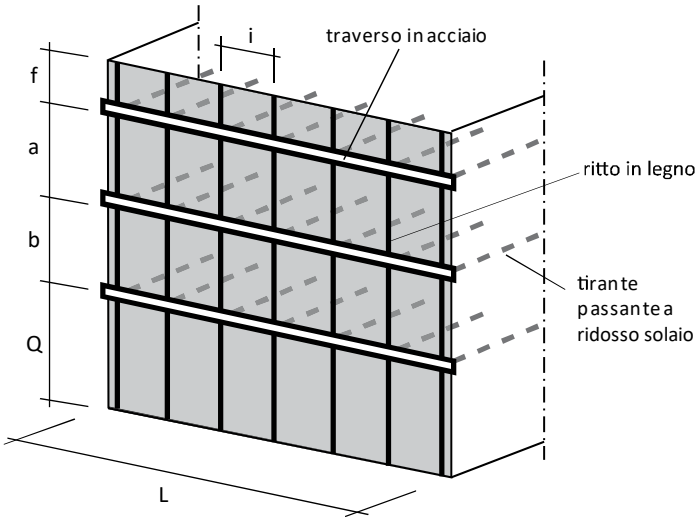


Figura 4.78 Schema configurazione TI. Il presidio della parete è affidato ad un sistema diffuso di cavi. La distribuzione degli sforzi è garantita dalla presenza di un sistema di traversi (in acciaio o legno) e ritti in legno.

I traversi sono costituiti da due profili accoppiati di tipo UPN in acciaio S275 dimensionati a taglio e flessione, tenendo in considerazione che risultano di classe 1 per flessione semplice (§ 4.2.4.1.2, NTC 2008).

È proposta anche la soluzione con traversi in legno massiccio.

I tiranti sono dimensionati per trattenere i traversi e dunque per contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare durante un evento sismico. Essi vanno posizionati all'intradosso o all'estradosso dei solai, in modo che l'orizzontamento funga da contrasto al tiro dei cavi. Per tale motivo il passo verticale tra i traversi è posto pari all'altezza interpiano.

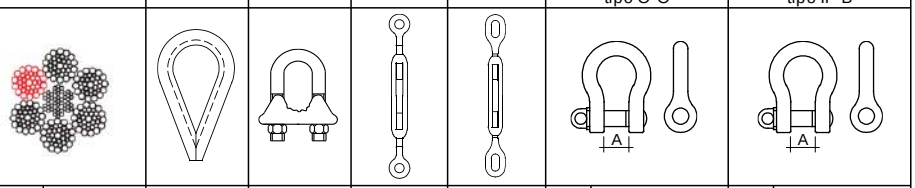
L'azione dovuta alla parete da presidiare è trasferita ai cavi dai ritti in legno.

Le soluzioni sono pre-progettate, considerando tre valori per l'altezza d'interpiano (h_{int} = 3, 4 e 5 m) e tre differenti interassi tra i ritti verticali (i = 1, 1.5 e 2 m).

4.7.4.2 Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi

Gli elementi per l'assemblaggio dell'opera provvisionale sono stati dimensionati in base al tiro di esercizio di ciascun cavo. La corrispondenza tra cavi ed elementi di assemblaggio è riportata nella Tabella 4.33 e nella Tabella 4.34.

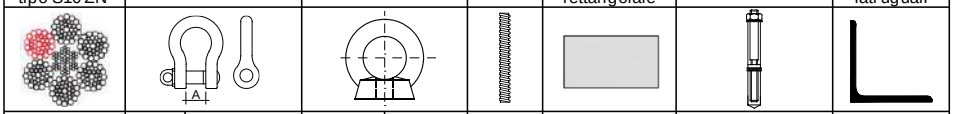
Tabella 4.33 Coordinamento cavi ed elementi di assemblaggio.

Cavo di acciaio tipo S10 Zn		Redancia zincata RL	Morsetto tipo CAV	Tenditore tipo O-O	Tenditore tipo II B	Grillo omega per tenditore tipo O-O		Grillo omega per tenditore tipo II - B	
									
Diametro (mm)	Portata (t) (**) (C.S. = 2.5)	Dimensioni	Marcatura	Filettatura ISO	Filettatura ISO	A (mm)	WLL(*)	A (mm)	WLL(*)
ϕ12	3.52	12 A18	marchiati 13	M22	A27	22	2.00T o 2 T	26	3.25T o 3 1/4T
ϕ14	4.78	16 A23.5	marchiati 14	M24	A30	26	3.25T o 3 1/4T	31	4.75T o 4 3/4T
ϕ16	6.24	16 A23.5	marchiati 16	M27	A33	26	3.25T o 3 1/4T	31	4.75T o 4 3/4T
ϕ18	7.92	20 A29.5	marchiati 18	M33	A36	31	4.75T o 4 3/4T	36	6.50T o 6 1/2T
ϕ20	9.76	20 A29.5	marchiati 19	M36	A39	36	6.50T o 6 1/2T	36	6.50T o 6 1/2T
ϕ22	11.78	22 A32	marchiati 22	M39	A45	36	6.50T o 6 1/2T	43	8.50T o 8 1/2T
ϕ24	14.02	24 A35	marchiati 26	-	A52	-	-	43	8.50T o 8 1/2T

(*) WWL è il codice stampigliato sugli elementi. Qualora non si disponga di elementi con WWL stampigliato uguale a quello riportato in tabella, è possibile usare elementi con WWL maggiore.

(**) i dati riportati fanno riferimento al catalogo TECI ® 2009. È tuttavia sempre possibile impiegare funi ed accessori di altre case purchè di prestazioni non inferiori a quelle indicate in tabella.

Tabella 4.34 Coordinamento degli elementi d'assemblaggio per la realizzazione degli ancoraggi.

particolari 6b e 9						particolare 6b		
cavo di acciaio tipo S10 ZN	grillo		golfare femmina		barra	piastra rettangolare	tasselli	angolare a lati uguali
								
diametro (mm)	A (mm)	WLL (*)	Filettatura ISO	WLL (*)	diametro	dimensioni (cm x cm)	numero e diametro (mm)	Lunghezza L (cm)
ϕ12 -14	A26	3.25T o 3 1/4T	M30	3.6T	ϕ30	50 x 35	5 ϕ12 mm	15
ϕ16 - 18	A31	4.75T o 4 3/4T	M36	5.1T	ϕ36			15
ϕ20	A36	6.50T o 6 1/2T	M42	7.0T	ϕ42			20

(*) WWL è il codice stampigliato sugli elementi. Qualora non si disponga di elementi con WWL stampigliato uguale a quello riportato in tabella, è possibile usare elementi con WWL maggiore.

Gli ancoraggi dei cavi, quando effettuati con piastre, sono realizzati mediante un elemento piano in acciaio spesso 10 mm, fissato alla parete perpendicolare a quella da presidiare tramite tasselli di tipo meccanico. Il dimensionamento della piastra è effettuato tenendo in considerazione sia gli interassi minimi tra i tasselli che le condizioni operative. In particolare, nel caso di piastra da ancorare ad un cordolo in c.a., è prevista un'altezza minima dell'elemento pari a 20 cm, tipico spessore di un solaio in latero-cemento 16+4 cm.

Inoltre, nel caso di posizionamento su muratura, è necessario che i tasselli vengano fissati all'interno di un mattone o di un elemento lapideo, evitando quindi il posizionamento in corrispondenza dei giunti. La piastra è verificata a rifollamento nei confronti del cavo e dei tasselli. Il numero di tasselli è definito in modo da resistere alle sollecitazioni di trazione e taglio e da evitare la rottura locale del materiale di base. Inoltre, nei casi in cui risulti necessario, vanno verificate le saldature.

4.7.5 Esempi di calcolo

Si riporta, per ciascuna delle soluzioni tipo individuate nel paragrafo precedente, un esempio di dimensionamento degli elementi strutturali e degli ancoraggi.

In particolare, per tutti gli esempi che seguono, si considererà:

- classe prestazionale A (S_a = 0.504);
- spessore parete muraria: s_m = 60 cm;
- larghezza della facciata: L = 7 m;
- interasse tra i ritti: i = 1.5 m;
- numero di piani: N=3;
- fascia di solaio gravante: L_{solaio} = 2.5 m;
- peso specifico della muratura: γ_m=20 kN/m^3;
- altezza d'interpiano: h_{int} = 3.0 m.

Il peso dei solai (P_s) in combinazione sismica risulta:

P_s = 2.6 + 3.0 + 0.3 · 2.0 =6.2 kN/m^2

4.7.5.1 Esempio per cinturazioni con fune d'acciaio: configurazioni CE, CP e CV

Si considera un passo verticale tra i cavi z = 2.0 m.

Dalla tabella 1 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 20 mm;
- D min = 2.7 m.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$W_j = W = \gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot L + P_s \cdot L_{solaio} \cdot L$ = 360.5 kN peso di piano

γ_3 = 1.5 coefficiente di distribuzione dell'azione sismica

$T = ½ \cdot S_a \cdot \gamma_3 \cdot z \cdot W / h_{int}$ = 90.9 kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato

Si adotta quindi un cavo: Φ = 20 mm avente Q_{es} = 95.74 kN > T VERIFICATO

Verifica dei ritti di distribuzione

Per i ritti di distribuzione si utilizza legno C16 (Tabella 3.4). Si considerano inoltre le seguenti classi:

classe di servizio: 3

classe durata dei carichi: istantanea

Poiché i ritti hanno funzione di ripartizione del carico, si considerano come elementi secondari e pertanto si pone γ_M = 1.00.

Ai fini del dimensionamento si assumono, pertanto, i seguenti valori:

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.90

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 14.4 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.62 MPa

Si assume per il ritto una sezione 15x15 con le seguenti caratteristiche:

A = 225 cm^2 area

$W_x = W_y = W$ = 563 cm^3 modulo resistente

$M_R = W \cdot f_{m,d}$ = 8.1 kN·m momento resistente

$V_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5$ = 24.3 kN taglio resistente

Carico sui ritti di distribuzione:

$q = S_a \cdot \gamma_3 \cdot i \cdot W / (L \cdot h_{int})$ = 19.47 kN/m

Momento flettente sul ritto:

per tener conto della cedevolezza degli appoggi e della riduzione del momento negativo rispetto all'asse dello schema di calcolo (troncamento della cuspide) si assume un momento negativo massimo pari a $q \cdot z^2/10$

$M_{ritto} = q \cdot z^2 / 10$ = 7.8 kN m < M_R = 8.1 kN·m VERIFICATO

Taglio sul ritto:

$V_{ritto} = 1.2 \cdot q \cdot z / 2$ = 23.7 kN < T_R = 24.3 kN VERIFICATO

Verifica della distanza ancoraggio sulla muratura D_{min}

Si assume muratura con le seguenti caratteristiche (muratura in pietre a spacco con buona tessitura, § C.B.8, NTC 2008):

τ_0 = 0.08 MPa resistenza media a taglio della muratura

γ_M = 2.00 coefficiente di sicurezza parziale in caso di sisma

$\tau_{0,d} = 0.7 \cdot \tau_0 / \gamma_M$ = 0.028 MPa resistenza di progetto a taglio della muratura

Si assume, inoltre, che il tiro della fune si distribuisca lungo due superfici di area $D_{min} \cdot s_m$; si ricava quindi:

$D_{min} = T / (2 \cdot s_m \cdot \tau_{0,d})$ = (90.85·1000) / (2·60·10·0.028) ≈ 2700 mm = 270 cm

Verifica del prolungamento massimo ritti f_{max}

Il prolungamento massimo dei ritti f_{max} oltre l'ultimo appoggio è calcolato con uno schema a mensola. Se M_R e V_R sono il momento ed il taglio resistente si ha che:

$M_R = ½ \cdot q \cdot f_{max}^2$

$V_R = q \cdot f_{max}$

da cui, considerando un opportuno coefficiente di sicurezza che tenga conto dell'eventuale spinta della copertura (γ_q=1.5) e arrotondando ai 10 cm inferiori, si ha che

$$f_{max} = \frac{1}{\gamma_q} \min\left(\frac{V_R}{q}; \sqrt{\frac{2M_R}{q}}\right) = 0.5 \text{ m}$$

Verifica della piastra di ancoraggio (§ 4.2.8, NTC 2008)

Di seguito si illustrano le verifiche che hanno portato alla compilazione della tabella 7 della scheda TA del Vademecum STOP, riferita al particolare 5a del Vademecum e riportato in Figura 4.79.

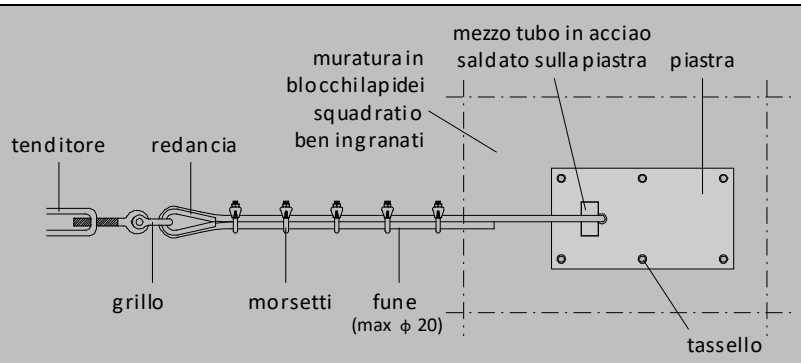


Figura 4.79 Fune passante in foro: particolare della deviazione del cavo attraverso un foro nella muratura e relativa piastra di rinforzo.

<u>Verifica del rifollamento della piastra ad opera del cavo</u> (§ 4.2.8, NTC 2008)

$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Phi \cdot t / \gamma_{M2} = 172 \text{ kN} > T$ VERIFICATO

dove si pone:

$\alpha = 1$ coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione del carico applicato

$k = 2.5$ coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione perpendicolare al carico applicato

$f_{tk} = 430$ MPa resistenza a rottura del materiale della piastra

Φ=2 cm diametro cavo

$t = 1$ cm spessore piastra

$\gamma_{M2} = 1.25$ coefficiente di sicurezza parziale per la verifica delle unioni

<u>Verifica dei tasselli</u>

Si utilizzano 6 tasselli M12 le cui caratteristiche sono riportate nel § 3.2.3.8 (Figura 4.79).

Taglio agente su ciascun tassello:

$F_{v,Ed} = T/6 = 15.2$ kN < $F_{v,Rd} = 24.5$ kN VERIFICATO

Sforzo normale massimo su ciascun tassello:

$F_{v,Ed} = 5$ kN < $F_{v,Rd} = 12.3$ kN VERIFICATO

Paragrafo 4.11

4.7.5.2 Esempio per traverso con tirantatura laterale: configurazioni TL, TV

Si considera un passo verticale tra i cavi corrispondente all'altezza d'interpiano pari a $z = h_{int} = 3.0$ m.

Dalla tabella 3 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono (utilizzando i valori definiti precedentemente) le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 24 mm;
- traverso: HEA260;
- D min = 3.1 m.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$W_j = W = \gamma_m \cdot h_{int} \cdot s_m \cdot L + P_s \cdot L_{solaio} \cdot L = 360.5$ kN peso di piano

$\gamma_3 = 1.5$ coefficiente di distribuzione dell'azione sismica

$T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W / 2 = 136.3$ kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato

Si adotta un cavo: Φ = 24 mm avente $Q_{es} = 137.5$ kN > T VERIFICATO

Paragrafo 4.11

Verifica del traverso

Il traverso è realizzato in acciaio S275, mediante un profilo HEA260. Si riportano di seguito le caratteristiche necessarie per le verifiche:

caratteristiche materiale:

$f_{y,k} = 275$ MPa

$\gamma_M = 1.05$

$f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_M = 261.9$ MPa

caratteristiche sezione:

$A_v = A-2\cdot b\cdot t_f+(t_w+2r)\cdot t_f =$ area resistente a taglio (§4.2.4.1.2 NTC 2008)

$=86.8–2\cdot 26\cdot 1.25+(0.75+2\cdot 2.4)\cdot 1.25=28.7$ cm^3

$W_{pl} = 919.8$ cm^3 modulo resistente

$M_{R,pl} = W_{pl} \cdot f_{y,d} = 240.9$ kN·m momento resistente

$T_R = A_v \cdot f_{y,d} / 1.73 = 434$ kN taglio resistente

Carico sul traverso: $p = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W / L = 38.94$ kN

Momento flettente sul traverso:

$M_{traverso} = p \cdot (L-s_m)^2/8 = 200$ kN < $M_{R,pl}$ VERIFICATO

Taglio sul traverso:

$V_{traverso} = q \cdot (L-s_m)/2 = 125$ kN < T_R VERIFICATO

Paragrafo 4.11

Le verifiche dei ritti di distribuzioni e del relativo prolungamento massimo oltre l'ultimo appoggio (f_{max}), come pure la minima distanza di ancoraggio sulla muratura (D_{min}) necessaria per vincolare i cavi, si effettuano come nel caso trattato nell'esempio precedente.

4.7.5.3 Esempio per tirantatura diffusa interna passante: configurazione TI

Si considera un passo verticale tra i cavi corrispondente all'altezza d'interpiano pari a $z = h_{int} = 4.0$ m.

Dalla tabella 5 della scheda STOP-TA del Vademecum STOP, si ottengono (utilizzando i valori definiti precedentemente) le seguenti indicazioni:

- diametro della fune: 18 mm;
- traverso in legno: 2 18x18;
- traverso in acciaio: 2 UPN 160;
- sezione ritto: 20x20;
- $f_{max} = 1.1$ m.

Di seguito si presentano le verifiche che hanno portato a tali risultati.

Verifica del cavo

$W_j = W = 445.5$ kN peso di piano

$\gamma_3 = 1.5$ coefficiente di distribuzione dell'azione sismica

$T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W * (i / L) = 72.0$ kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato

Si adotta quindi un cavo: $\Phi = 18$ mm avente $Q_{es} = 77.7$ kN > T VERIFICATO

Paragrafo 4.11

Verifica del traverso

I traversi possono essere o in legno (sezione quadrata) o in acciaio (2 profili UPN accoppiati). Nella configurazione TI i traversi hanno puramente funzione di diffusione dei carichi e pertanto sono considerati come elementi secondari (γ_M = 1.00).

Dato che il tiro della fune agisce in prossimità del punto di appoggio del traverso sul ritto, il momento flettente agente diviene trascurabile. Inoltre, si può trascurare la forza del tiro ai fini del calcolo del taglio (§ 4.4.8.1.9, NTC 2008). A favore di sicurezza, per tener conto di eventuali errori in fase realizzativa, si è comunque tenuto conto di un taglio pari a ¾ del tiro della fune.

Si effettua di seguito la verifica per un traverso in legno C16, a sezione quadrata 2 18x18.

Ai fini del dimensionamento si assumono i seguenti parametri:

$f_{m,k}$ = 16 MPa

$f_{v,k}$ = 1.8 MPa

K_{mod} = 0.90

γ_M = 1.00

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M$ = 14.4 MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$ = 1.62 MPa

A = 684 cm^2 area

$V_R = A \cdot f_{v,d} /1.5$ = 70.0 kN taglio resistente

$V_{traverso} = T \cdot 3 / 4$ = 54.0 kN < T_R = 70.0 kN VERIFICATO

La verifica dei ritti di distribuzione e della relativa sporgenza massima f_{max} si effettua come nei casi precedenti.

4.8 Cerchiatura di confinamento pilastri e colonne (STOP-CP)

4.8.1 Descrizione e finalità dell'opera

La cerchiatura di confinamento di pilastri e colonne consiste nella fasciatura di tali elementi portanti con brache in poliestere ed è finalizzata ad incrementarne resistenza e duttilità a seguito di un dissesto evidente.

Tipici segni dello schiacciamento delle colonne sono le lesioni ad andamento verticale o "a ragnatela", presenti soprattutto nella parte bassa del fusto o in corrispondenza di brusche riseghe, segno di manifesta scarsità di resistenza del materiale nei confronti dei fenomeni compressivi. In Figura 4.80 sono schematicamente rappresentate le lesioni da schiacciamento su una colonna.

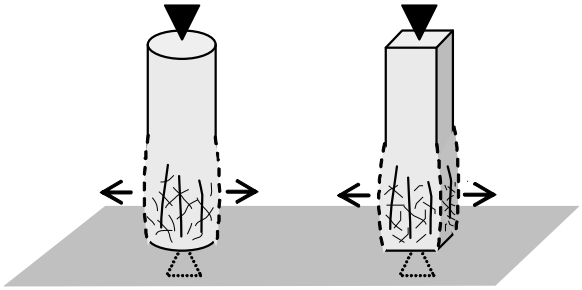


Figura 4.80 Tipico quadro fessurativo di colonne schiacciate: si individuano le lesioni ad andamento pressoché verticale o "a ragnatela" alla base e l'espulsione del materiale a seguito dello schiacciamento.

Scopo dell'opera è ripristinare la capacità portante dell'elemento mediante un sistema di fasciatura realizzato con l'apposizione di nastri in poliestere avvolti su ripartitori longitudinali. Lo stato di coazione impresso ("cerchiatura") conferisce alle colonne un apprezzabile incremento di resistenza e di capacità deformativa in campo plastico. L'entità del beneficio offerto dall'intervento è funzione, come si vedrà nei paragrafi successivi, sia dello stato di danneggiamento dell'elemento strutturale che del passo delle fasce.

Un tipico esempio di esecuzione dell'intervento è rappresentato in Figura 4.81.

La scheda STOP-CP è pensata esclusivamente per interventi su elementi in muratura di dimensioni contenute (diametro o lato minore della sezione rettangolare fino a 90 cm) e sezioni compatte (rapporto tra i lati di colonne rettangolari non superiore a 2). Eventuali necessità di applicazioni su altri tipi di sezione devono essere valutate caso per caso.

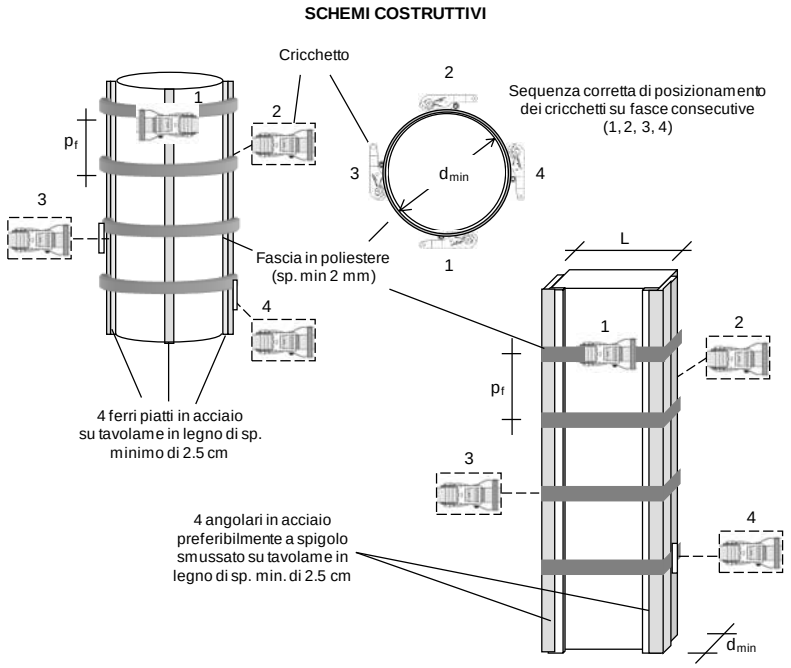


Figura 4.81 Esempio di fasciatura di colonne circolari o rettangolari con indicazione del corretto posizionamento e messa in opera delle fasce.

4.8.2 Scelte progettuali

4.8.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di cerchiatura sono state individuate differenti soluzioni progettuali in base alla forma e alla dimensione delle colonne. In particolare, si considerano (Figura 4.82):

- colonne murarie circolari di diametro non superiore a 90 cm;
- colonne murarie rettangolari aventi il lato minore di lunghezza non superiore a 90 cm e rapporto tra i lati non superiore a 2.

L'esigenza di tale limitazione al campo di impiego dell'intervento è dettata dalla ridotta efficacia dello stesso in caso di sezioni troppo allungate o di diametro eccessivo. La dimensione del nucleo confinato dalle fasce, infatti, risulta notevolmente influenzata da tali parametri.

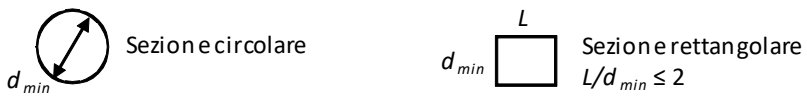


Figura 4.82 Configurazioni ammissibili per l'impiego della scheda STOP-CP.

Al fine di semplificare quanto più possibile le scelte progettuali e di standardizzare le soluzioni, è possibile descrivere in forma qualitativa l'entità del dissesto caratterizzante gli elementi strutturali da rinforzare, come mostrato in Figura 4.83.

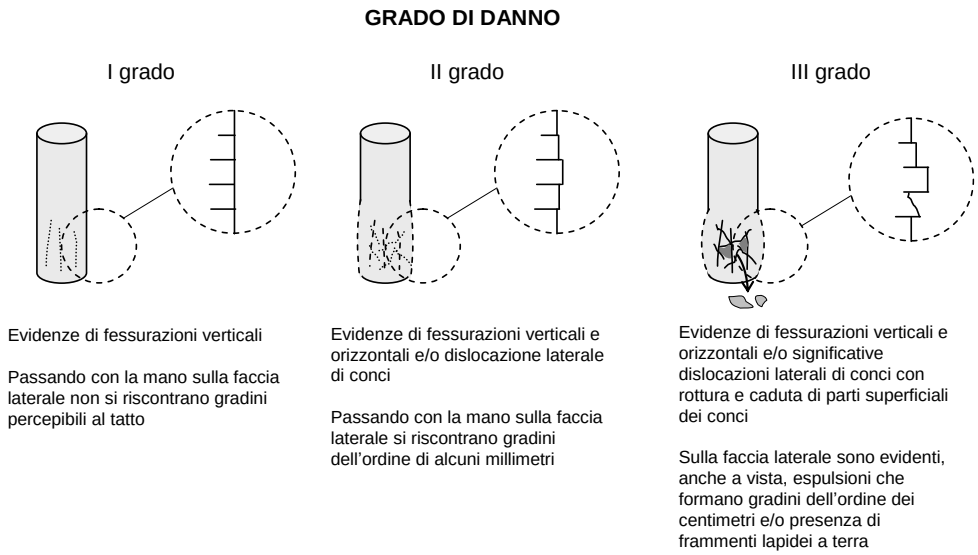


Figura 4.83 Esemplificazione del grado di danno delle colonne murarie (STOP-CP).

L'operatore presente sul posto ha dunque il solo compito di valutare qualitativamente il grado di danno dell'elemento strutturale, di misurare le dimensioni geometriche dell'elemento (colonna o pilastro) e scegliere se utilizzare fasce di altezza 50 o 75 mm.

4.8.2.2 Materiali

Per le caratteristiche dei materiali ci si riferisce alle indicazioni fornite in bibliografia e in particolare si assume:

$\nu = 0.7$	modulo di Poisson per materiale fessurato (Borri e Grazini, 2004);
$E_c = 10000$ MPa	modulo di Young delle fasce in poliestere, tratto da Dolce et al. (2006);
$k_m = 4$	coefficiente moltiplicativo della pressione laterale di confinamento. Valore tratto da Dolce et al. (2006);
$E_m = 2000$ MPa	modulo di Young per la muratura (valore medio di cui alla tabella C8A.2.1 della circolare esplicativa delle NTC 2008 n. 617 del 02/02/'09);
$n = 20$	rapporto di omogeneizzazione tra il modulo di Young delle fasce ($k_m \cdot E_c$) e quello della muratura (E_m) ($n = k_m \cdot E_c / E_m$).

4.8.2.3 Schema di calcolo

L'ipotesi di calcolo dell'intervento di cerchiatura è legata all'incremento di resistenza delle colonne per effetto di un confinamento efficace. La relazione fondamentale (CNR DT 200/2004) che esprime il beneficio della cerchiatura è la seguente:

$$N_u = N + \Delta N = A \cdot \left(f_{m,d,0} + k_1 \cdot f_1'\right)$$

essendo il prodotto $N = A \cdot f_{m,d,0}$ la resistenza a compressione della sezione non cerchiata e $\Delta N = A \cdot k_1 \cdot f'_1$ l'incremento di resistenza dovuto alla cerchiatura.

4.8.3 Dimensionamento

Il modello di calcolo si basa sull'ipotesi di progettare un sistema di confinamento tale da ripristinare, per quanto possibile, la resistenza originaria della colonna ($N_{R,0}$), supponendo inoltre che la rottura avvenga per crisi dell'elemento murario e non delle fasce in poliestere.

L'espressione fondamentale del carico di collasso (N_u) di una colonna cerchiata è la seguente (Borri e Grazini, 2004):

$$N_u = N + \Delta N$$

con il seguente significato dei simboli:

N sforzo normale resistente valutato in assenza di cerchiatura;

ΔN incremento di sforzo normale resistente dovuto all'effetto cerchiante.

In seguito alla cerchiatura della colonna deve risultare $N_u = N_{R,0}$.

È necessario, innanzitutto, valutare il grado di danneggiamento del pilastro murario con la metodologia semplificata di Figura 4.83. A ciascun grado di danno è associata una stima della perdita di capacità portante così quantificata:

- al I grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.10$;
- al II grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.15$;
- al III grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che $N_{R,0} / N = 1.25$.

Stabilita la geometria dell'elemento da presidiare, il grado di danneggiamento e la tipologia di fascia in poliestere da impiegare (da 50 o 75 mm di altezza), se ne determina il passo a partire dall'espressione seguente, di cui risulta noto il primo membro:

$$N_u = N + \Delta N = A \cdot \left(f_{m,d,0} + k_1 \cdot f_1'\right)$$

I parametri da determinare per la progettazione dell'intervento compaiono in forma esplicita nell'espressione generale e sono:

A area della sezione trasversale della colonna;

f_{md0} resistenza a compressione del materiale non cerchiato;

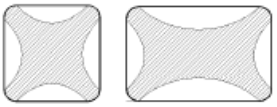
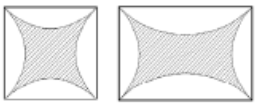
k_1 coefficiente di incremento della resistenza a compressione per effetto della cerchiatura: $k_1 = 2.4 \cdot (f'_1 / f_{md0})^{-0.17}$;

f'_1 pressione efficace di confinamento (Borri e Grazini, 2004): $f'_1 = k_h \cdot k_v \cdot f_1$.

Per calcolare k_1 e f'_1 è necessario determinare i seguenti fattori:

k_h coefficiente di efficienza orizzontale. Esprime il rapporto tra l'area efficacemente confinata e l'area geometrica della sezione. Come si vede dalla Tabella 4.35, il valore del coefficiente k_h è legato alla forma della sezione ed al rapporto tra i lati: a sezioni compatte ed a spigoli smussati corrispondono le efficienze maggiori. Le figure nella tabella evidenziano, con una campitura, la porzione di sezione trasversale che risente dell'effetto della cerchiatura; la sezione circolare fornisce la risposta ottimale;

Tabella 4.35 Coefficiente di efficienza in funzione del rapporto tra i lati "r_f" (Borri e Grazini, 2004).

r_f			
1	0.687	0.476	
1.2	0.673	0.467	
1.4	0.653	0.446	
1.6	0.629	0.417	
1.8	0.602	0.383	
2	0.574	0.345	1
2.2	0.544	0.305	
2.4	0.533	0.262	
2.6	0.480	0.218	
2.8	0.448	0.173	
3	0.414	0.12	

k_v coefficiente di efficienza verticale (pari a 1.0 per fasciatura continua) (Borri e Grazini, 2004). Il valore di k_v si calcola come:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

dove d_{min} è la minima dimensione trasversale nel caso di sezione rettangolare o il diametro nel caso di sezione circolare. La Figura 4.84 esplicita il significato dei simboli.

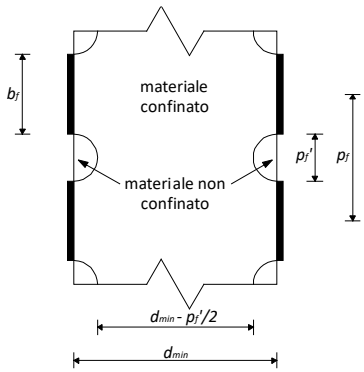


Figura 4.84 Effetto di cerchiatura in direzione verticale: sono individuati i parametri che concorrono a definire il coefficiente di efficienza verticale (modificato da CNR-DT 200:2004).

f_1 pressione di confinamento (Borri e Grazini, 2004). Rappresenta la pressione esercitata dal presidio sulla zona confinata (Figura 4.85). L'espressione della pressione di confinamento è la seguente:

$f_1 = 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{md0}$ tratto da Dolce et al. (2006)

in cui, oltre ai valori riportati nel § 4.8.2.2, si definiscono:

Paragrafo 4.11

ρ_r rapporto tra lo spessore dell'elemento confinante (t) e minima dimensione trasversale: $\rho_r = t / d_{min}$.

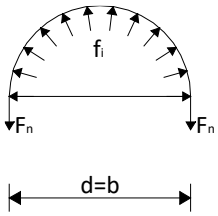


Figura 4.85 Rappresentazione della pressione di confinamento f_1.

Al fine di dimensionare il sistema di confinamento in funzione del grado di danno stimato, si semplifica l'espressione fondamentale dell'incremento di resistenza delle colonne compresse nel modo seguente:

$$N_u = A \cdot (f_{md0} + k_1 \cdot f_1') = A \cdot \left[f_{md0} + 2.4 \cdot \left(\frac{f_1'}{f_{md0}} \right)^{-0.17} \cdot f_1' \right] =$$

$$A \cdot f_{md0} \cdot [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Paragrafo 4.11

quindi:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Il vantaggio di aver messo al primo membro il rapporto N_u / N consiste nel fatto che, per ciascun grado di danno ipotizzabile, se ne conosce a priori il valore. Ciò consente

di poter ragionare in termini relativi, prescindendo dalla resistenza a compressione della muratura.

Nel caso di colonne circolari ($k_h = 1$), stabilito il grado di danneggiamento dell'elemento strutturale (e quindi il valore da assegnare al rapporto N_u / N), si calcola il coefficiente k_v e, successivamente, dalla sua espressione si ricava il passo tra le fasce, una volta fissata l'altezza della fascia b_f.

Nel caso di colonne rettangolari, si segue il medesimo ragionamento sviluppato per quelle tonde, salvo porre k_h pari a 0.574, valore valido per sezioni a spigolo smussato con rapporto tra i lati pari a 2 (da cui la limitazione imposta sulla scheda STOP-CP). La presenza di angolari posti su tavoloni in corrispondenza degli spigoli (prescritta dalla scheda STOP-CP) consente di ampliare la zona cerchiata e di ricondurre la trattazione al caso di spigoli arrotondati. La limitazione sulla massima dimensione caratteristica dell'elemento strutturale, posta pari a 90 cm, deriva dall'accertata inefficacia del presidio per dimensioni superiori, così come evidenziato nel documento CNR DT 200/2004 al punto 5.6.3.

Non si considerano le soluzioni per le quali risulti necessario accavallare le fasciature; in tali casi occorre dunque limitare la dimensione d_{min} presidiabile, rimandando i casi rimanenti ad interventi di altro tipo.

Effetto della temperatura

L'esposizione prolungata all'irraggiamento solare potrebbe danneggiare le fasce in poliestere, soprattutto a causa del fatto che le stesse devono essere posizionate al di sopra di profilati metallici aventi la funzione di ripartire adeguatamente l'azione cerchiante. Dalla lettura della norma di riferimento per le fasce in poliestere UNI EN 1492-1:2002 risulta, infatti, che la temperatura massima di esercizio non deve eccedere i 100 °C.

Nella sezione 4.8.4 si riporta il calcolo della massima temperatura di equilibrio raggiungibile da un profilato di acciaio esposto all'irraggiamento solare.

Inoltre, a conferma dell'attendibilità dei dati calcolati, in data 28/7/2009 è stata effettuata, in una giornata particolarmente assolata, una misurazione con termocamera delle massime temperature raggiunte, a seguito di irraggiamento solare, da parte di alcune superfici metalliche nell'area sperimentale VVF di Capannelle (Roma).

Il picco di temperatura è stato registrato sulla lamiera di un'autovettura di colore nero (circa 87 °C). Il termometro ambientale, impiegato per la misurazione della temperatura dell'aria, è stato poggiato sulla copertura del laboratorio di Macchine della Area VII della Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica dei VVF e, viste le elevate temperature registrate, probabilmente ha risentito, nella lettura, anche del calore trasmesso per conduzione ed irraggiamento.

In Tabella 4.36 e in Figura 4.86 si riportano i valori delle temperature misurate. È possibile verificare che le temperature non hanno mai superato i 100 °C.

Tabella 4.36 Valori misurati delle temperature.

Data	Luogo	Ora	$T_{ambiente}$	Lamiera riflettente su terrazzo	Lamiera autovettura nera	Lamiera autovettura bianca	Guaina bituminosa su terrazzo
28/07/2009	Capannelle (Roma)	09	38 °C	31 °C	63 °C	45 °C	35 °C
		10	45 °C	33 °C	66 °C	50 °C	43 °C
		11	47 °C	40 °C	78 °C	52 °C	60 °C
		12	51 °C	42 °C	87 °C	53 °C	66 °C
		13	52 °C	44 °C	85 °C	50 °C	67 °C
		14	53 °C	50 °C	82 °C	48 °C	66 °C
		15	50 °C	48 °C	75 °C	47 °C	60 °C

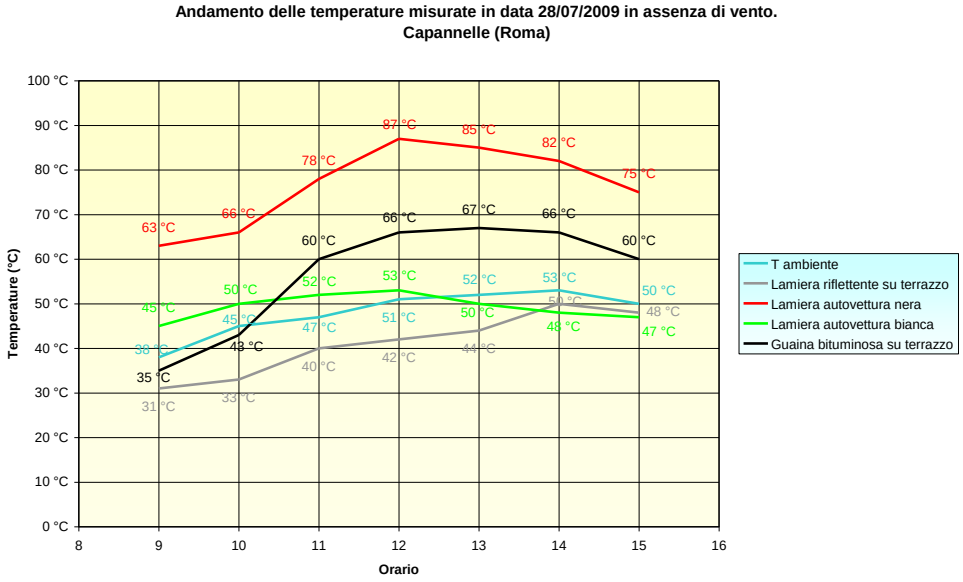


Figura 4.86 Andamento delle temperature nel corso della giornata.

4.8.4 Esempio di calcolo

Fasce per colonne circolari

Per una colonna a sezione circolare, la relazione fondamentale diventa:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Paragrafo 4.11

Nell'ipotesi di colonne di diametro variabile da 30 a 90 cm e di fasce in poliestere di spessore da 2 mm, con il procedimento descritto al § 4.8.3 si calcolano i valori del coefficiente di efficienza verticale k_v, tali da garantire l'incremento di resistenza delle colonne richiesto (Tabella 4.37).

Tabella 4.37 Valori del coefficiente k_v, per colonne con sezione circolare e i seguenti valori: altezza fasce b_f = 5 cm; spessore fasce t = 2 mm; k_h = 1.0.

k_v	d_{min} (cm) ($\rho_r = t/d_{min}$) (%)						
	30	40	50	60	70	80	90
	(0.67)	(0.50)	(0.40)	(0.33)	(0.29)	(0.25)	(0.22)
grado I	0.116	0.155	0.194	0.233	0.272	0.310	0.349
grado II	0.190	0.253	0.316	0.380	0.443	0.506	0.569
grado III	0.351	0.468	0.585	0.702	0.819	0.936	1.053

Noto il valore del coefficiente di efficienza verticale k_v, dalla sua espressione si ricava il passo minimo tra le fasce compatibile con l'incremento di resistenza richiesto (Tabella 4.38 e Tabella 4.39).

In Tabella 4.38 e Tabella 4.39 sono evidenziati i minimi valori del passo tra le fasce per ciascun grado di danneggiamento.

Tabella 4.38 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 50 mm applicate su sezioni circolari.

p_f (cm)	d_{min} (cm)						
	30	40	50	60	70	80	90
grado I	45	53	61	67	72	76	79
grado II	39	45	49	51	52	51	49
grado III	29	30	29	24	18	n.c.	n.c.

Tabella 4.39 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 75 mm applicate su sezioni circolari.

p_f (cm)	d_{min} (cm)						
	30	40	50	60	70	80	90
grado I	47	56	63	70	75	78	81
grado II	41	47	51	54	54	54	52
grado III	32	33	31	27	21	13	3

A titolo esplicativo, si effettua il calcolo del sistema di confinamento di una colonna circolare in muratura di diametro pari a 70 cm caratterizzata da un dissesto di secondo grado, mediante fasce alte 50 mm da 2 mm di spessore.

Dalla tabella 2 della scheda STOP-CP, per una colonna con le caratteristiche sopra descritte, si ottiene l'indicazione, per il passo delle fasce, di un valore massimo di 40 cm (per colonne con diametro inferiore a 90 cm). Di seguito si verifica la validità del risultato per il caso in esame.

Dalla relazione fondamentale si ha:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}] = 1.15$$

Essendo:

$\nu = 0.7$

$n = 20$

$\rho_r = t / d_{min} = 2 / 700 = 0.00286$

si ha:

$$k_v = \frac{\sqrt[0.83]{\frac{N_u/N-1}{2.4}}}{2 \cdot \nu \cdot n \cdot \rho_r} = \frac{\sqrt[0.83]{\frac{1.15-1}{2.4}}}{2 \cdot 0.7 \cdot 20 \cdot 0.00286} = 0.443$$

Dalla definizione del coefficiente di efficienza verticale k_v si ricava il passo minimo delle fasce:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

ossia:

$p_f = 2 \cdot d_{min} \cdot (1 - k_v^{1/2}) + b_f = 2 \cdot 700 \cdot (1 - 0.443^{1/2}) + 50 = 518$ mm

Fasce per colonne rettangolari

Per una colonna a sezione rettangolare, con rapporto massimo tra i lati pari a 2, la relazione fondamentale è:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83}]$$

Paragrafo 4.11

in cui si assume $k_h = 0.574$.

Nella Tabella 4.40 e nella Tabella 4.41 sono riportati i passi minimi delle fasce, alte rispettivamente 50 mm e 75 mm. Tali valori sono desunti a partire dalla Tabella 4.37, valida anche per colonne rettangolari, purché al coefficiente k_v si sostituisca il prodotto $k_h \cdot k_v = 0.574 \cdot k_v$.

Noto il valore del coefficiente di efficienza verticale k_v, dalla sua espressione si ricava il passo minimo tra le fasce, che sia anche compatibile con il grado di danno stimato.

Tabella 4.40 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 50 mm applicate su sezioni rettangolari.

p_f (cm)	d_{min} (cm)						
	30	40	50	60	70	80	90
grado I	38	43	47	49	49	47	45
grado II	31	32	31	27	22	15	n.c.
grado III	18	13	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.

Tabella 4.41 Passo minimo p_f (in cm) tra le fasce da 75 mm applicate su sezioni rettangolari.

p_f (cm)	d_{min} (cm)						
	30	40	50	60	70	80	90
grado I	40	46	49	51	51	50	47
grado II	33	34	33	30	25	17	8
grado III	21	15	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.

In Tabella 4.40 e Tabella 4.41 sono evidenziati i valori minimi del passo tra le fasce per ciascun grado di danneggiamento.

Razionalizzazione dei passi delle fasce

In Tabella 4.42 e Tabella 4.43 sono riportati i valori uniformati dei passi delle fasce, così come indicati nella scheda STOP-CP.Tabella 4.42 Razionalizzazione dei passi per fasce da 50 mm di altezza (STOP-CP).

Fasce da 50 mm di altezza (spessore 2 mm)		
Grado di danno	**Passo fasce p_f (cm) (dimensione massima d_{min} compatibile con l'intervento)**	
	d_{min} **Sezione circolare**	L d_{min} **Sezione rettangolare L/d ≤ 2**
I	45 (d_{min} ≤ 90 cm)	40 (d_{min} ≤ 90 cm)
II	40 (d_{min} ≤ 90 cm)	20 (d_{min} ≤ 70 cm)
III	15 (d_{min} ≤ 70 cm)	15 (d_{min} ≤ 30 cm)

Tabella 4.43 Razionalizzazione dei passi per fasce da 75 mm di altezza (STOP-CP).

Fasce da 75 mm di altezza (spessore 2 mm)		
Grado di danno	**Passo fasce p_f (cm) (dimensione massima d_{min} compatibile con l'intervento)**	
	d_{min} **Sezione circolare**	L d_{min} **Sezione rettangolare L/d_{min} ≤ 2**
I	45 (d_{min} ≤ 90 cm)	40 (d_{min} ≤ 90 cm)
II	40 (d_{min} ≤ 90 cm)	25 (d_{min} ≤ 70 cm)
III	20 (d_{min} ≤ 70 cm)	15 (d_{min} ≤ 40 cm)

Calcolo della massima temperatura delle fasce

Al fine di verificare le condizioni di impiego del sistema di confinamento, si calcola la massima temperatura di equilibrio raggiungibile da un profilato di acciaio esposto all'irraggiamento solare nelle seguenti ipotesi semplificative:

- assenza di trasmissione;
- aria in quiete a temperatura di 40 °C (h = 8 W/m^{2}K);

- massimo irraggiamento solare diretto pari a 1000 W/m^2;
- superfici verniciate per assorbire la massima radiazione solare (α = 0.81; ε = 0.17)

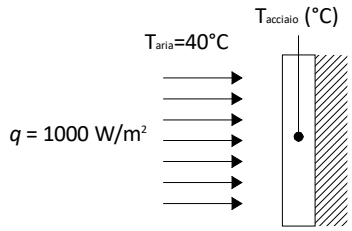


Figura 4.87 Schema esplicativo del bilancio termico.

L'equazione di bilancio termico sul profilato è:

$\alpha \cdot q = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T^4_{acciaio} + h \cdot (T_{acciaio} - T_{aria})$ ossia:

$\alpha \cdot 1000 = \varepsilon \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T^4_{acciaio} + 273) + 8 \cdot (T_{acciaio} - 40)$

I dati relativi alle proprietà di irraggiamento dell'acciaio sono estremamente variabili in letteratura. Di seguito si fa riferimento a Lienhard IV e Lienhard V (2008).

La scelta di utilizzare un alto coefficiente di assorbimento (α = 0.81) e una bassa remissività (ε = 0.17) fa sì che gran parte dell'energia termica sia assorbita dal materiale e una scarsa aliquota sia ceduta per irraggiamento.

Dalla risoluzione dell'equazione di bilancio termico si ha:

$0.81 \cdot 1000 = 0.17 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T^4_{acciaio} + 273) + 8 \cdot (T_{acciaio} - 40)$

da cui: $T_{acciaio}$ = 114 °C

La conservatività delle ipotesi formulate lascia ritenere che il posizionamento diretto delle fasce a ridosso dei profilati di acciaio non sia dannoso per le stesse nemmeno all'aperto. Si ritiene comunque necessario posizionare degli spessoramenti in legno per assorbire le asperità della superficie di appoggio.

Nell'ipotesi di verniciare i profilati metallici con materiali riflettenti (quali pitture acriliche di colore chiaro), è possibile ipotizzare i seguenti valori per i parametri di irraggiamento:

$\alpha = 0.26 \cdot e \cdot \varepsilon = 0.90$

Dalla risoluzione dell'equazione di bilancio termico si ha:

$0.26 \cdot 1000 = 0.90 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T^4_{acciaio} + 273) + 8 \cdot (T_{acciaio} - 40)$

$T_{acciaio}$ = 23 °C

In ultimo, se si ipotizza per l'acciaio un comportamento da superficie grigia, ($\varepsilon = \alpha$ = 0.80) si ha:

$0.80 \cdot 1000 = 0.80 \cdot 5.67 \cdot 10^{-8} \cdot (T^4_{acciaio} + 273) + 8 \cdot (T_{acciaio} - 40)$

$T_{acciaio}$ = 65 °C

I valori teorici sono in buon accordo con i valori misurati riportati al § 4.8.3 e confortano sull'impiego di fasce applicate direttamente su profilati metallici, a patto che questi ultimi siano verniciati con colori chiari riflettenti.

4.9 Incamiciatura di pareti in muratura (STOP-IP)

4.9.1 Descrizione e finalità dell'opera

L'incamiciatura delle pareti in muratura consiste in un sistema di confinamento ("incamiciatura") di pareti in muratura dissestate, realizzato mediante due graticci in legno vincolati tra loro da tiranti in acciaio passanti attraverso la parete.

L'intervento è particolarmente indicato nei casi di pannelli murari spanciati per effetto di carichi eccessivi o in caso di separazione dei due paramenti costituenti l'involucro della muratura cosiddetta "a sacco". In Figura 4.88 è schematicamente rappresentata la condizione di dissesto descritta.

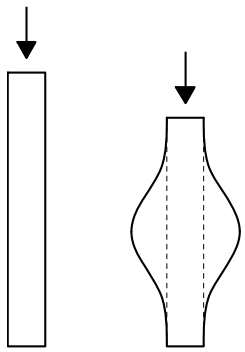


Figura 4.88 Tipico dissesto di pareti "a sacco" sovraccaricate.

Scopo dell'opera provvisionale, le cui fasi esecutive sono illustrate in Figura 4.89, è quello di migliorare le caratteristiche resistenti della muratura mediante azione di confinamento.

La scheda STOP-IP è pensata esclusivamente per interventi su elementi in muratura di spessore non superiore a 80 cm, attesa la difficoltà esecutiva di fori (spesso in quota) su pareti più spesse. Eventuali estensioni del campo di applicazione della scheda dovranno essere valutate caso per caso.

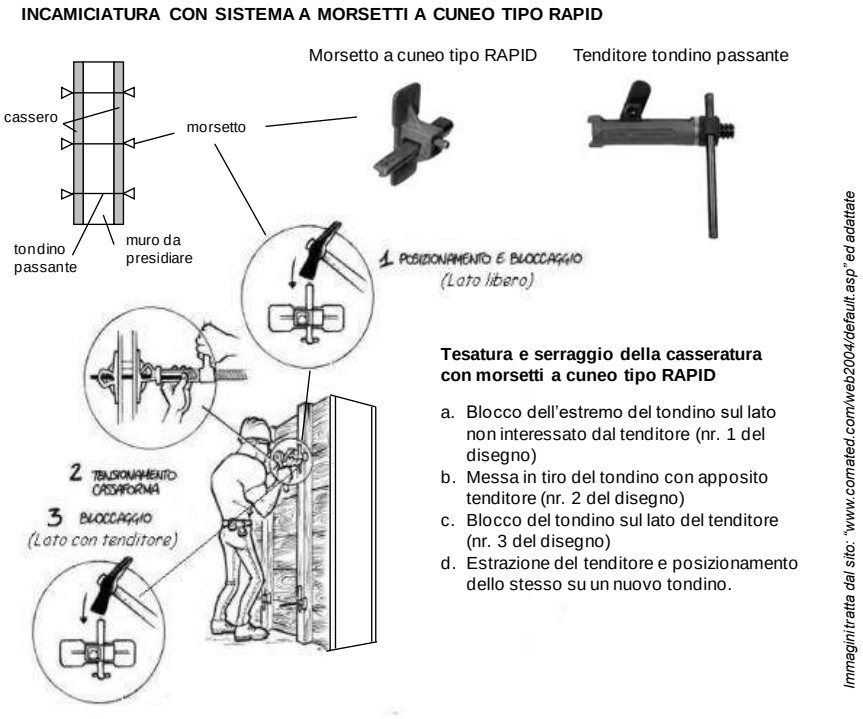


Figura 4.89 Descrizione sintetica delle fasi esecutive dell'incamiciatura di pareti.

4.9.2 Scelte progettuali

4.9.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di incamiciatura è individuata la soluzione progettuale rappresentata in Figura 4.90.

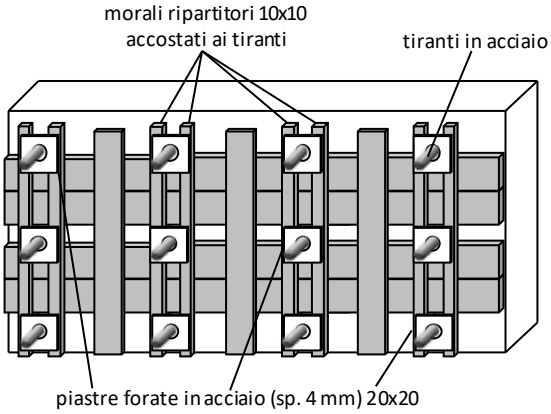


Figura 4.90 Soluzione progettuale per l'incamiciatura. L'opera consiste in due graticci in legno vincolati tra loro da tiranti in acciaio passanti attraverso la parete.

4.9.2.2 Schema di calcolo

La condizione di dissesto sopra descritta può essere schematizzata come in Figura 4.91, in cui si ipotizza uno spanciamento (*e*) fuori piano della parete, equilibrato dai tiranti diffusi la cui azione, per effetto dei morali ripartitori, si può approssimare come un carico distribuito *q*.

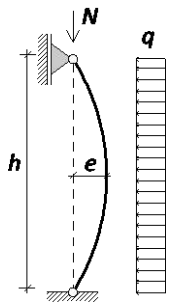


Figura 4.91 Schema di calcolo per la determinazione dell'azione sui tiranti di cucitura.

4.9.2.3 Materiali

Per i tiranti di cucitura si ipotizza l'impiego di barre FeB44k (f_{yd} = 374 N/mm^2).

Si assume che la muratura sia costituita da elementi naturali caratterizzati da una scarsa resistenza a compressione e da malta di pessime caratteristiche meccaniche con una resistenza a compressione f_{bd} pari a 1.8 N/mm^2.

4.9.3 Dimensionamento

Per il dimensionamento dell'incamiciatura si prendono a riferimento le indicazioni riportate in Furiozzi et al. (2007) per la cucitura di pareti con chiodi metallici, in cui si suggerisce l'impiego di 4 barre Ø6 o Ø8 ogni metro quadrato circa.

La verifica del sistema di cucitura viene effettuata adottando lo schema di calcolo presentato al § 4.9.2.2.

Si ipotizza uno spanciamento (*e*) massimo ammissibile di 3 cm per un'altezza *h* della parete pari a 2.5 m. Tale spanciamento corrisponde ad un rapporto *e*/*h* pari a 1.2%.

L'azione normale agente sulla parete si suppone pari al massimo carico verticale che la stessa può sopportare in condizioni deformate; tale valore si determina ipotizzando che la parete sia composta da due paramenti murari di uguale spessore.

In riferimento alla Figura 4.92, si può calcolare l'azione normale *N* come:

$N = f_{bd} \cdot s_m \cdot i_h \cdot \phi$

con:

f_{bd} resistenza a compressione di progetto della muratura;

s_m spessore della muratura (Figura 4.92);

i_h interasse orizzontale tra i tiranti di cucitura (Figura 4.92);

ϕ coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, come definito al § 4.5.6.2 delle NTC 2008.

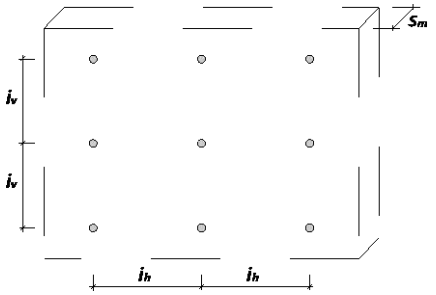


Figura 4.92 Posizionamento dei tiranti di cucitura e loro interassi.

Con riferimento alla Figura 4.91, imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della configurazione deformata del paramento murario, si ottiene l'espressione del carico stabilizzante q:

$N \cdot e - q \cdot h^2 / 4 + q \cdot h^2 / 8 = 0$ si ha:

$q = 8 \cdot e \cdot N / h^2$

Come si può notare, il carico stabilizzante (q), che il sistema di incamiciatura deve fornire, decresce al crescere dell'altezza (h) del paramento, essendo fissata l'eccentricità (e).

Ipotizzando uno schema statico a trave continua su 5 appoggi (corrispondenti alle barre di cucitura posizionate con interasse verticale i_v = 0.5 m, su una parete alta 2.5 m), il tiro T_{max} sulla barra di cucitura maggiormente sollecitata è pari a:

$T_{max} = 1.143 \cdot q \cdot i_v$

Il valore del tiro sulla barra viene utilizzato per dimensionare quest'ultima.

Per la verifica dei 2 morali affiancati ai tiranti, si considera uno schema a trave su più appoggi caricata con il carico distribuito (q) precedentemente definito.

La verifica dei morali viene quindi effettuata a flessione e a taglio.

4.9.4 Esempio di calcolo

Di seguito si riporta la verifica a trazione del tirante in acciaio maggiormente sollecitato e le verifiche a flessione e taglio dei morali di ripartizione, per una parete muraria di spessore s_m = 60 cm costituita da due paramenti di spessore s_p = 30 cm (pari a metà dello spessore del muro).

La Tabella 1 della scheda STOP-IP del Vademecum STOP propone, per una muratura con le caratteristiche sopra descritte, delle barre con diametro minimo pari a 8 mm.

Calcolo delle azioni

$\lambda = h / s_p = 250 / 30 = 8.3$
$m = 6 \cdot e / s_p = 0.6$

ϕ = 0.58 (per interpolazione, da Tabella 4.44)

Tabella 4.44 Valori del coefficiente ϕ con l'ipotesi della articolazione a cerniera (tratto da tabella 4.5.III delle NTC 2008).

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	---
20	0.53	0.36	0.23	---	---

$N_{max} = f_{bd} \cdot s_m \cdot i_h \cdot \phi = (1.8 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 0.58) \cdot 1000 = 376$ kN

$q = 8 \cdot e \cdot N / h^2 = 14.4$ kN/m

$T_{max} = 1.143 \cdot q \cdot i_v = 8.3$ kN

Verifica tiranti di cucitura ($Ø_{tirante}$ = 8 mm):

$\sigma_{tiranti} = T_{max} / (\pi \cdot Ø_{tirante}^2 / 4) = 165$ MPa $< f_{yd} = 373$ MPa VERIFICATO

Verifica dei morali

La diffusione del tiro della barra è garantita da due morali ripartitori 10x10 con le seguenti caratteristiche minime:

$f_{m,k} = 16$ MPa

$f_{v,k} = 1.8$ MPa

$K_{mod} = 0.55$

$\gamma_M = 1$

$f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 8.8$ MPa

$f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 0.99$ MPa

$A = 2 \cdot 100$ cm^2 area

$W_x = W_y = W = 2 \cdot 167$ cm^3 modulo resistente

$M_R = W \cdot f_{m,d} = 2.93$ kN·m momento resistente

$T_R = A \cdot f_{v,d} / 1.5 = 13.3$ kN taglio resistente

Dalla risoluzione dello schema statico di trave continua su 5 appoggi, si ottengono le seguenti caratteristiche della sollecitazione massima.

$M = q \cdot i_v^2 / 9.34 = 0.39$ kN·m $< M_R = 2.93$ kN m VERIFICATO

$V = 0.607 \cdot q \cdot i_v = 4.37$ kN $< T_R = 13.3$ kN VERIFICATO

4.10 Aggiornamenti normativi

Successivamente alla pubblicazione della prima edizione del manuale e del vademecum STOP, si sono susseguiti una serie di aggiornamenti normativi che hanno comportato la variazione di alcuni parametri di progetto.

I principali documenti che hanno subito aggiornamenti sono costituiti dalla EN 338 "Legno strutturale - Classi di resistenza", con due edizioni successive, e le NTC 2008, che sono state riviste e aggiornate alla versione NTC 2018. Nella Tabella 4.45 si riportano i parametri con le variazioni che la EN 338:2004 ha subito rispetto alla versione del 2016. Quello che emerge è che, a meno della resistenza $f_{t,0,k}$ (trazione parallela alla fibratura), gli altri parametri sono stati incrementati.

Gli esempi applicativi illustrati nei paragrafi precedenti sono stati svolti considerando i valori della EN 338:2004, che risultano più bassi e, pertanto, il dimensionamento degli elementi provvisionali risulta conservativo e a vantaggio di sicurezza. Per quanto riguarda la resistenza $f_{t,0,k}$, che ha visto una riduzione della resistenza a trazione parallela alla fibratura da 10 MPa a 8.5 MPa, considerate le verifiche a trazione ampiamente soddisfatte, è possibile affermare che tale variazione è compensata dagli elevati margini di sicurezza precedentemente adottati.

Tabella 4.45 Confronto tra parametri (EN 338:2004 e EN 338:2016).

Parametro	EN 338:2004	EN 338:2016
$f_{t,0,k}$ [MPa]	10	8.5
$f_{t,90,k}$ [MPa]	0.3	0.4
$f_{v,k}$ [MPa]	1.8	4.2
$E_{0,0.05}$ [MPa]	5360	5400

Gli aggiornamenti introdotti dalle NTC 2018 rispetto al 2008, invece, sono riportati nella Tabella 4.46, da cui si evince che la principale variazione riguarda il k_{mod} per il legno. Anche in questo caso, come nel caso precedente, tali variazioni non comportano alcuna modifica agli esempi applicativi presenti in questo documento.

Tabella 4.46 Variazioni tra NTC 2008 e NTC 2018.

Parametro	Pag	NTC 2008	NTC 2018
K_{mod} (Tab4.4.IV) Classe: 2 durata carico: istantaneo	51	1.0	1.1
Riferimenti normativi	52	UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968	Norme armonizzate UNI EN 15048-1 e UNI EN 14399-1
Vita nominale opere provvisionali	70	Per un'opera provvisionale si assume una vita nominale inferiore a 10 anni	Per costruzioni temporanee e provvisorie si assume una vita nominale minima di 10 anni
Categoria carichi variabili sbalzi (Tab 4.14)	104	Carichi variabili (ambienti suscettibili di affollamento cat. C2) [kN/m^2] – Q_1	Carichi variabili (Scale comuni, balconi, ballatoi cat. A) [kN/m^2] – Q_1

Ultimo aspetto analizzato è il tipo di acciaio utilizzato nel dimensionamento delle barre metalliche che, nella edizione del 2010 del manuale, è stato individuato nel FeB44k. L'acciaio B450C, già previsto nelle NTC 2008 e confermato nelle NTC 2018, rispetto alla versione FeB44k, comporta lievi variazioni in aumento della resistenza e dei moduli elastici, così come riportato nella Tabella 4.47. Anche in questo caso, come visto già in precedenza, l'utilizzo di un parametro di valore più basso implica un dimensionamento degli elementi strutturali conservativo e dunque a vantaggio di sicurezza.

Tabella 4.47 Variazioni tra Feb44k e B450C.

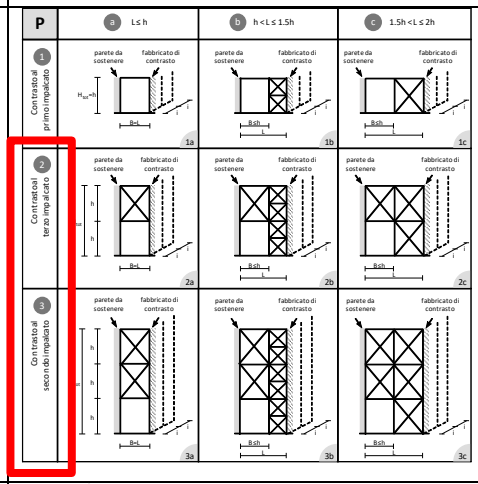
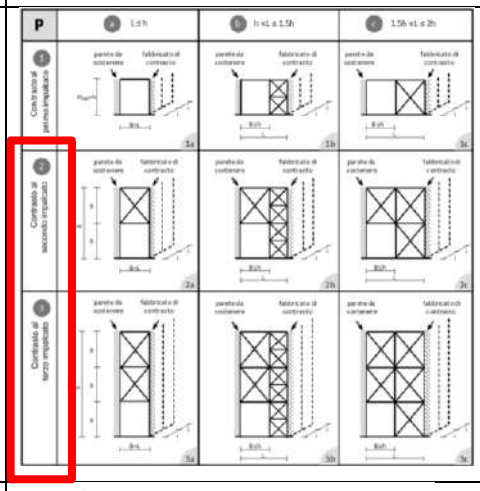
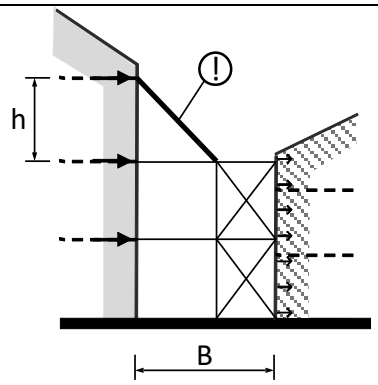
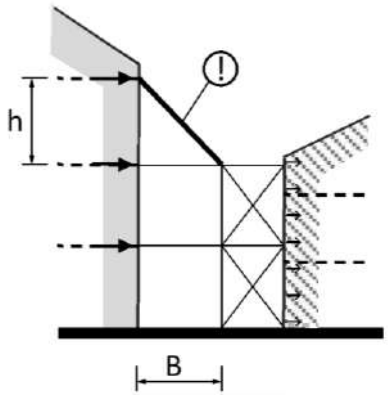
Parametro di riferimento	FeB44k	B450C
$f_{y,k}$ [MPa]	430	450
E [MPa]	206000	210000
G [MPa]	79231	80769

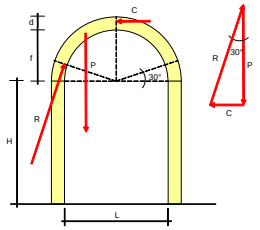
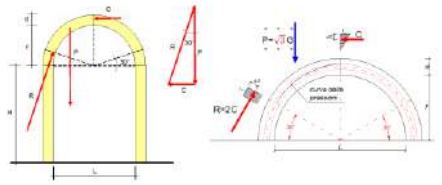
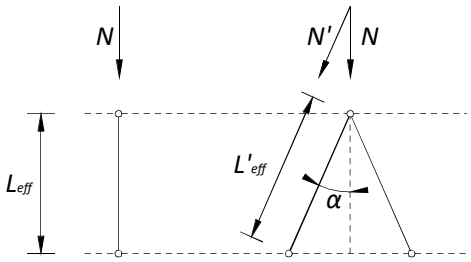
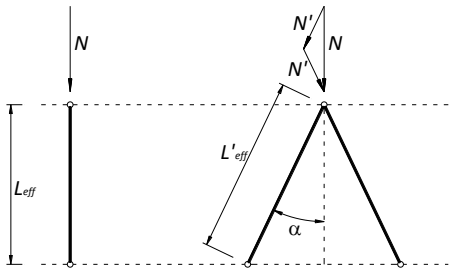
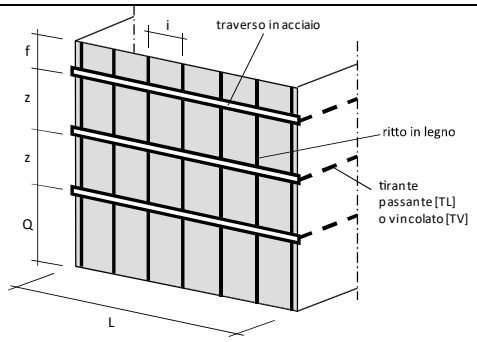
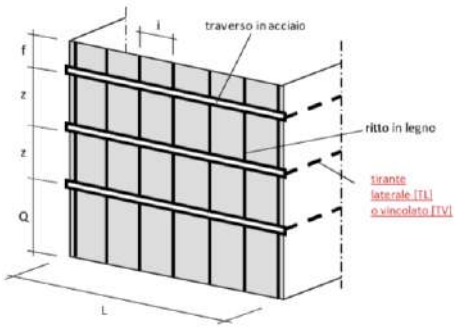
4.11 Errata Corrige

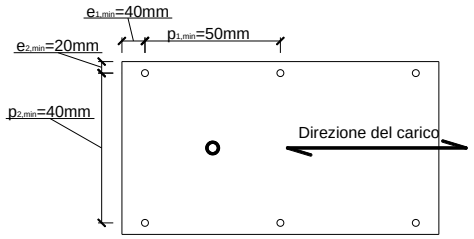
Nella Tabella 4.48 sono stati riportati i refusi rilevati nella versione 2010 del manuale STOP con la relativa errata corrige. Nella stessa tabella, inoltre, sono stati riportati i chiarimenti ritenuti utili ad esplicitare talune scelte progettuali.

Tabella 4.48 Errata corrige manuale STOP.

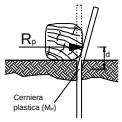
Pag	Refuso	Errata corrige/Chiarimento
52	Tensioni caratteristiche (X_k) dell'acciaio S275 (§ 11.3.4.1 NTC 2008).	Tensioni caratteristiche (X_k) dell'acciaio S275 (§ 11.3.4.1 **e Tab.4.2.I**, NTC 2008).
71	$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} h_j$	$\gamma_j = \frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$
71	$\gamma_j = \frac{2j}{n+1}$	$\gamma_j = \frac{2j}{(n+1)n}$

Pag	Refuso	Errata corrige/Chiarimento
72	dove i valori dell'accelerazione al suolo a_g e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche *S*, sono quelli definiti **al § 3.2.1.**	dove i valori dell'accelerazione al suolo a_g e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche *S*, sono quelli definiti **ai § 3.2.1.**
73	$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot \mathbf{S_a} \cdot W_a$	$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot \mathbf{S} \cdot W_a$
79	<table><tr><th></th><th>W_j (kN)</th><th>γ_j</th><th>$F_{h,j}$ (kN) (classe A)</th></tr><tr><td>piano 1</td><td>113.3</td><td>0.66</td><td>38.1</td></tr><tr><td>piano 2</td><td>113.3</td><td>1.33</td><td>76.1</td></tr></table>	<table><tr><th></th><th>W_j (kN)</th><th>F_a (kN)</th><th>γ_j</th><th>$F_{h,j}$ (kN) (classe A)</th></tr><tr><td>piano 1</td><td>113,3</td><td rowspan="2">114,2</td><td>0,33</td><td>38,1</td></tr><tr><td>piano 2</td><td>113,3</td><td>0,67</td><td>76,1</td></tr></table>
85		
87		
92	Per l'opera provvisionale si utilizzano elementi in legno con sezioni di forma quadrata **(si veda il § 3.1.1)**	Per l'opera provvisionale si utilizzano elementi in legno con sezioni di forma quadrata **(si veda il § 3.1.1 – Tab. 3.2)**
108	$\boldsymbol{f_{c,0,k}} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.9$ MPa	$\boldsymbol{f_{c,0,d}} = K_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 7.9$ MPa
108	$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k}/\sigma_{crit,c}} = \mathbf{1.31}$ $\beta_c = 0.2$ legno massiccio $k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = \mathbf{1.46}$ $k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = \mathbf{0.475}$ $\sigma_{c,0,d} / (k_{crti,c} \cdot f_{c,0,d}) = \mathbf{1.5} / (\mathbf{0.475} \cdot 7.93) = \mathbf{0.40} < 1$	$\lambda_{rel,c} = \sqrt{f_{c,0,k}/\sigma_{crit,c}} = \mathbf{1.91}$ $\beta_c = 0.2$ legno massiccio $k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2) = \mathbf{2.49}$ $k_{crit,c} = 1 / \left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right) = \mathbf{0.244}$ $\sigma_{c,0,d} / (k_{crti,c} \cdot f_{c,0,d}) = \mathbf{1.38} / (\mathbf{0.244} \cdot 7.93) = \mathbf{0.718} < 1$
109	$K_{mod} = \mathbf{0.70}$	$K_{mod} = \mathbf{0.55}$
111	Risolvendo lo schema statico in Figura **4.52** con le seguenti caratteristiche geometriche e di carico:	Risolvendo lo schema statico in Figura **4.52** con le seguenti caratteristiche geometriche e di carico:

Pag	Refuso	Errata corrige/Chiarimento
119		
128	Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti a sostegno **di volte.**	Massimo valore dello sforzo normale di progetto sui ritti a sostegno **degli archi.**
134		
134	$k' = \frac{1}{2}\left[1+\beta_c \cdot \left(\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \lambda'_{rel,c}\right] = \frac{1}{2}\left[1+\beta_c \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c}\right]$	$k' = \frac{1}{2}\left[1+\beta_c \cdot \left(\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \lambda'_{rel,c}\right] = \frac{1}{2}\left[1+\beta_c \cdot \left(\frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c} - 0.3\right) + \frac{1}{\cos\alpha}\lambda'_{rel,c}\right]$
135	La condizione di collasso delle aste inclinate si raggiunge quando $N'_{R,d} < N'_d$ ossia:	La condizione di collasso delle aste inclinate si raggiunge quando $N'_{R,d} = N'_d$ ossia:
144		
144	Schema configurazioni TL e TV. Il presidio della parete è affidato a traversi **costituiti da profili in acciaio o travi in legno**, vincolati a loro volta da cavi posti alle estremità della parete stessa. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.	Schema configurazioni TL e TV. Il presidio della parete è affidato a traversi **costituiti da profili in acciaio**, vincolati a loro volta da cavi posti alle estremità della parete stessa. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.
147	**γ_3 = 1.5** coefficiente di distribuzione dell'azione sismica $T = ½ \cdot S_a \cdot \gamma_3 \cdot z \cdot \boldsymbol{W} / h_{int}$ = 90.9 kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato	**γ_3 = 0.5** coefficiente di distribuzione dell'azione sismica $T = ½ \cdot S_a \cdot \gamma_3 \cdot z \cdot \boldsymbol{W_{tot}} / h_{int}$ = 90.9 kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato (**dove** $W_{tot} = \sum_i W_i$)
148	$q = S_a \cdot \gamma_3 \cdot i \cdot \boldsymbol{W} / (L \cdot h_{int})$ = 19.47 kN/m	$q = S_a \cdot \gamma_3 \cdot i \cdot \boldsymbol{W_{tot}} / (L \cdot h_{int})$ = 19.47 kN/m
149	α = 1 coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione del carico applicato k = 2.5 coefficiente che tiene conto della distanza dal bordo, nella direzione perpendicolare al carico applicato	***Pertanto, le distanze minime tra i fori e tra i fori e i bordi sono le seguenti:***

Pag	Refuso	Errata corrige/Chiarimento
		
150	Sforzo normale massimo su ciascun tassello: $F_{v,Ed}$ = 5 kN < $F_{v,Rd}$ **= 12.3 kN** VERIFICATO	Sforzo normale massimo su ciascun tassello: $F_{t,Ed}$ = 5 kN < $F_{t,Rd}$ **= 48.5 kN** VERIFICATO
150	Carico sul traverso: $p = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W / L$ = **38.94 kN**	Carico sul traverso: $p = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W_{tot} / L$ = **38.94 kN/m**
151	$M_{traverso} = p \cdot (L-s_m)^2/8$ = 200 kN < $M_{R,pl}$ Taglio sul traverso: $V_{traverso} = q \cdot (L-s_m)/2$ = 125 kN < T_R	$M_{traverso} = p \cdot (L-s_m)^2/8$ = 200 kN < $M_{R,pl}$ Taglio sul traverso: $V_{traverso} = p \cdot (L-s_m)/2$ = 125 kN < T_R
151	$W_j = W$= 445.5 kN peso di piano **γ_3 = 1.5** coefficiente di distribuzione dell'azione sismica $T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W * (i / L)$ = 72.0 kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato	$W_j = W$= 445.5 kN peso di piano **γ_3 = 0.5** coefficiente di distribuzione dell'azione sismica $T = S_a \cdot \gamma_3 \cdot W_{tot} * (i / L)$ = 72.0 kN tiro sul cavo maggiormente sollecitato
156	In seguito alla cerchiatura della colonna deve risultare $N_u = N_{R,0}$.	In seguito alla cerchiatura della colonna deve risultare $N_u \geq N_{R,0}$.
156	$N_u = N + \Delta N = A \cdot (f_{md0} + k_1 \cdot f'_1)$ I parametri da determinare per la progettazione dell'intervento compaiono in forma esplicita nell'espressione generale e sono: A area della sezione trasversale della colonna; f_{md0} resistenza a compressione del materiale non cerchiato; k_1 coefficiente di incremento della resistenza a compressione per effetto della cerchiatura: $k_1 = 2.4 \cdot (f'_1 / f_{md0})^{-0.17}$;	$N_u = N + \Delta N = A \cdot (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f'_1)$ I parametri da determinare per la progettazione dell'intervento compaiono in forma esplicita nell'espressione generale e sono: A area della sezione trasversale della colonna; $f_{m,d,0}$ resistenza a compressione del materiale non cerchiato; k_1 coefficiente di incremento della resistenza a compressione per effetto della cerchiatura: $k_1 = 2.4 \cdot (f'_1 / f_{m,d,0})^{-0.17}$;
158	$f_1 = 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{md0}$ tratto da Dolce et al. (2006)	$f_1 = 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{m,d,0}$ tratto da Dolce et al. (2006)
158	$N_u = A \cdot (f_{md0} + k_1 \cdot f'_1) = A \cdot \left[f_{md0} + 2.4 \cdot \left(\frac{f'_1}{f_{md0}} \right)^{-0.17} \cdot f'_1 \right] =$ $= A \cdot f_{md0} \cdot [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$ quindi: $\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$	$N_u = A \cdot (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f'_1) = A \cdot \left[f_{m,d,0} + 2.4 \cdot \left(\frac{f'_1}{f_{m,d,0}} \right)^{-0.17} \cdot f'_1 \right]$ = $= A \cdot f_{m,d,0} \cdot [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$ quindi: $\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$
160	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$
161	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,] = 1.15$	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,] = 1.15$
162	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{md0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$	$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [\, 1 + 2.4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0.83} \,]$

4.12 Modello teorico picchetti



Il dimensionamento dei picchetti è stato effettuato distinguendo le possibili configurazioni in due casi distinti: nel primo caso rientrano le configurazioni con "*picchetti su lato singolo*" e "*a doppia trave di contrasto*", mentre nel secondo caso rientra la configurazione "*a picchetti accoppiati*". Tali configurazioni sono identificate nel *Vademecum STOP* rispettivamente con le lettere (S), (D) ed (A).

Relativamente al primo caso, si ipotizza un modello di calcolo semplificato dedotto dalle evidenze sperimentali. Dalle prove svolte in sito, infatti, è stato osservato che, nella maggior parte dei casi, la condizione ultima (a rottura) dell'insieme "*barra metallica+terreno*" risulta caratterizzato dalla plasticizzazione dell'acciaio, con conseguente formazione di meccanismo rotazionale della parte superiore della barra (Figura 4.93). Tale meccanismo porta ad avere un taglio massimo orizzontale, R_p, calcolato come rapporto tra momento plastico della barra e braccio, così come di seguito riportato:

$$R_p = \frac{M_{pl}}{d}$$

dove la quantità M_{pl} è il prodotto tra il modulo plastico W_{pl} e la tensione di snervamento di progetto f_{yd}, mentre *d* è la distanza del taglio R_p rispetto al punto in corrispondenza della quale si forma la cerniera plastica.

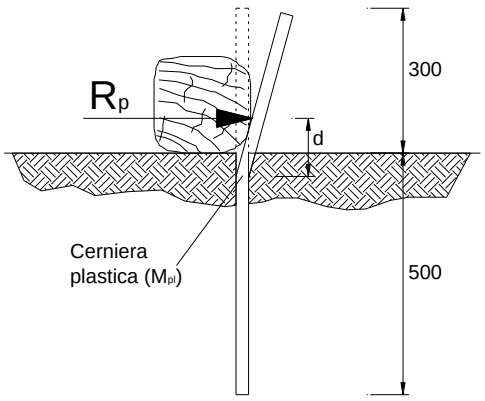


Figura 4.93 Schema meccanismo di collasso per configurazione picchetto Singolo o Doppio (misure in mm).

In merito al secondo caso, che prevede l'accoppiamento di due barre collegate in testa da legature, dalla sperimentazione in situ è stato osservato un meccanismo di collasso più articolato rispetto al caso precedente. Nella configurazione deformata dell'insieme "*barre metalliche collegate in testa+terreno*", infatti, è stata riscontrata la formazione di una cerniera plastica in corrispondenza di una barra, mentre, nell'altra, la formazione di due cerniere plastiche a causa delle condizioni vincolari.

Nella Figura 4.94 è illustrata una schematizzazione del meccanismo di collasso, nella quale si riporta la risultante R_p necessaria per l'attivazione del cinematismo sopracitato. Il massimo taglio orizzontale si determina con la seguente relazione:

$$R_p = R_{p1} + R_{p2} = \frac{M_{pl1}}{d_1} + \frac{2M_{pl2}}{d_2} = M_{pl}\left(\frac{1}{d_1} + \frac{2}{d_2}\right) \quad \text{(con } M_{pl}=M_{pl1}=M_{pl2}\text{)}$$

dove la quantità M_{pl} è stata definita nel caso precedente, mentre le distanze d_1 e d_2 sono rispettivamente il braccio del taglio R_{p1} rispetto al punto in corrispondenza del quale si forma la cerniera plastica M_{pl1} e il braccio dei tagli R_{p2} ovvero la distanza delle cerniere plastiche M_{pl2}.

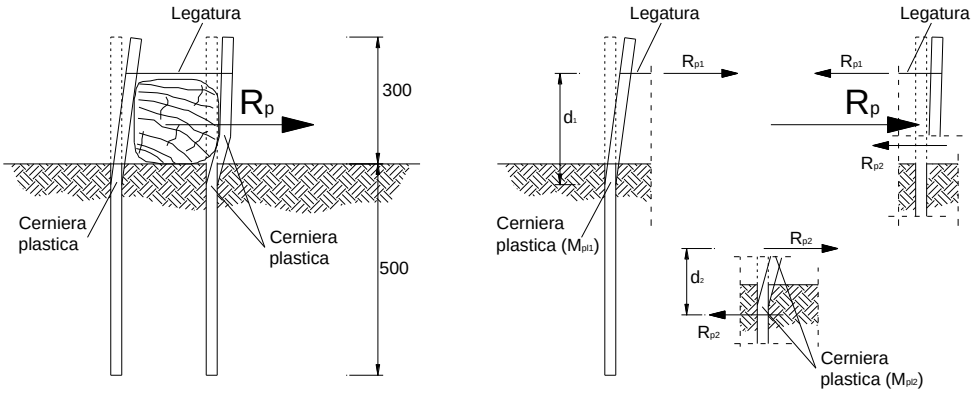


Figura 4.94 Schema di meccanismo di collasso per configurazione picchetti accoppiati (misure in mm).

Oltre alla soluzione proposta nel § 3.2.3.10, sono state effettuate altre prove (Figura 4.95) finalizzate a studiare il comportamento degli ancoraggi a terra al variare di alcuni parametri di seguito riportati: diametro dei tondini (ϕ16 e ϕ20), numero di tondini (4 e 8 con configurazione S, A e D previste nella scheda del Vademecum STOP-PR/S) e tipo di terreno (terreno e ghiaia), mentre tutti gli altri parametri restano confermati (geometria e materiale).

La resistenza caratteristica per ogni variazione proposta è stata valutata mediante prove in situ, in cui i meccanismi resistenti sono quelli descritti in precedenza e considerando la resistenza minima al variare del tipo di terreno a parità degli altri parametri. In Tabella 3.23 si riportano i valori minimi di resistenza (Q_k) e i valori di resistenza di calcolo (Q_d), ottenuti mediante la relazione

$$Q_d = \frac{Q_k}{\gamma_M}$$

assumendo un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 1.25$.

Figura 4.95 Foto delle prove su picchetti configurazione “S” (in alto) e “A” (in basso).

Tabella 4.49 Resistenza minima da prove in situ (Q_k) e resistenze di calcolo (Q_d) per i sistemi di ancoraggio a terra mediante picchetti. Valori ottenuti su terreno di discrete caratteristiche e per una profondità di infissione di 50 cm.

Descrizione	Q_k (kN)	Q_d (kN)
Picchetto Φ20/30+50 (S)*	2.5	2.0
Picchetto Φ20/30+50 (A)*	7.0	5.6
Picchetto Φ16/30+50 (S)*	1.25	1.0
Picchetto Φ16/30+50 (A)*	5.75	4.6
*= per la configurazione (D) i valori di Q_k e Q_d possono essere stimati raddoppiando i valori riportati nel caso di singolo ancoraggio (S).		

4.13 Modifiche

L'applicazione pratica di talune soluzioni progettuali riportate nella versione 2010 del Vademecum STOP ha evidenziato delle difficoltà esecutive, che hanno suggerito l'opportunità di apportare modifiche migliorative, anche ai fini di una più rapida realizzazione delle opere. In quest'ultimo caso, salvo che per pochi dettagli esecutivi (es. fissaggio cunei), rientra la sostituzione dei principali collegamenti chiodati con quelli mediante viti, ritenuti più idonei in relazione alle dimensioni degli elementi da collegare e al contenimento delle vibrazioni e degli urti trasferiti alle strutture danneggiate.

Relativamente ai dispositivi di ancoraggio, a seguito della loro installazione prevista dal particolare 6 della scheda STOP-TA, si sono rilevate alcune criticità applicative che hanno reso opportuna l'individuazione di una soluzione alternativa di pari efficacia. Nello specifico, per quanto concerne il particolare "6a", è stata rilevata la difficoltà di posa in opera della barra filettata di diametro variabile fra 30 e 42 mm, in considerazione della necessità di realizzare un foro di dimensioni rilevanti negli elementi murari di supporto.

Il particolare "6b" è risultato, invece, di difficile realizzazione per quanto concerne la fattibilità dei cordoni di saldatura. La soluzione proposta, pertanto, prevede l'eliminazione del particolare "6b" e un nuovo schema del particolare "6a" dove, per quest'ultimo caso, è prevista una lavorazione in sito consistente nella sola foratura dell'ala del profilo per il collegamento con un doppio grillo, eliminando la necessità di saldature e di rilevanti forature del supporto murario.

In relazione al particolare "6a" proposto, si riportano i passaggi relativi al dimensionamento dello stesso. In sostituzione delle piastre di ancoraggio (tab.7 STOP-TA), si prevede di utilizzare rispettivamente profili tipo HEA 300 e HEA 200 tagliati in corrispondenza della mezzeria dell'anima. Tali profili hanno le caratteristiche geometriche riportate nella Tabella 4.50

Tabella 4.50 caratteristiche geometriche dei profili HEA300 e HEA200.

Profilo	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm2)	p (kg/m)
HEA200	190	200	6.5	10	53.8	42.3
HEA300	290	300	8.5	14	113	88.3

Lo schema di installazione prevede la foratura dell'ala secondo le specifiche di cui alla tabella 7 della scheda STOP-TA (n.6 fori per alloggiamento ancoranti meccanici). La dimensione dei fori dovrà essere stabilita in funzione del tipo di ancorante meccanico utilizzato e comunque non superiore a 25 mm di diametro, mantenendo una distanza tra asse foro e bordo piastra non inferiore a 30 mm, come riportato in Figura 4.96.

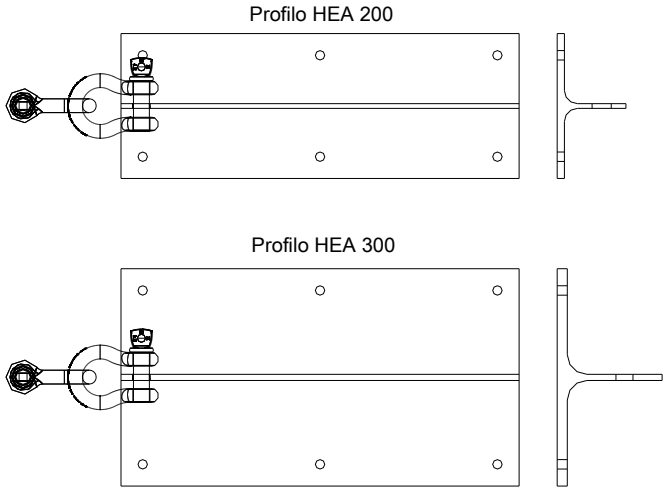


Figura 4.96 Dettaglio forature su profili HEA200 e HEA300.

Al fine di rispettare i requisiti di cui al paragrafo 4.2.8.1.1 del DM 17/01/2018 (tab. 4.2.XVIII), il foro sull'anima da realizzarsi in sito dovrà avere dimensioni e posizione dipendenti dal tipo di grillo da fissare. Il foro deve avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1.5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Nella Tabella 4.51 si riportano le dimensioni geometriche in funzione del tipo di grillo omega utilizzato.

Tabella 4.51 Caratteristiche fori in relazione alla tipologia di grillo.

Grillo - A	Portata [t]	diametro perno – D [mm]	diametro massimo foro – d_o [mm]	$e_{1,min}$ $e_{2,min}$ [mm]	$e_{1,max}$* [mm]	$e_{1,consigliato}$ [mm]
22	2	16	17	204	45.5	30
27	3.25	19	20	24	57.5	40
31	4.75	22	23.5	28.2	68	50
36	6.5	25	26.5	31.8	73.5	50
* valore massimo teorico legato alle dimensioni del grillo.						

Il paragrafo 4.2.8.1.2 del DM 17/01/2018 (formula 4.2.76) prevede la verifica a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno. Prendendo a riferimento quale azione di progetto la portata del grillo, la verifica viene condotta applicando la seguente relazione:

$$F_{b,Rd} = 1{,}5\ t\ d\ f_{yk}/\gamma_{M0}$$

dove t è lo spessore dell'elemento, d il diametro del perno e f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio usato per la lamiera. Ipotizzando l'uso di acciaio S 235, f_{yk}

è pari a 235 MPa. Il coefficiente di sicurezza γ_{M0} è posto pari a 1,05. I risultati della verifica sono riassunti nella Tabella 4.52.

Tabella 4.52 caratteristiche geometriche dei profili HEA300 e HEA200.

Profilo	Grillo - A	t (mm)	d (mm)	f_{yk} (MPa)	$F_{b,Rd}$* (kN)	Portata* (kN)	Applicazione
HEA300	36	8.5	25	235	71.34	**63.77**	Blocchi lapidei squadrati o ben ingranati
	31		22		62.78	**46.60**	
	27		19		54.22	**31.88**	
	22		16		45.66	**19.62**	
HEA200	36	6.5	25	235	**54.55**	63.77	calcestruzzo
	31		22		48.01	**46.60**	
	27		19		41,46	**31.88**	
	22		16		34.91	**19.62**	
*: in grassetto è riportato il valore minore tra $F_{b,Rd}$ e la portata del grillo							

Nella Tabella 4.52 sono riportati in grassetto i valori di portata complessiva (grillo+profilo) del collegamento su muratura o su calcestruzzo. Tali valori sono stati ricavati come il minore tra la resistenza a rifollamento del profilo e la portata del grillo. Solo nel caso di profilo HEA 200 e Grillo A36, l'utilizzo di acciaio con prestazione superiore comporta un incremento di portata complessiva.

4.14 Collegamenti con viti

Per le connessioni è previsto l'impiego di viti autoperforanti che, grazie alla particolare geometria della punta, sono in grado di penetrare il legno in modo più rapido, riducendo lo sforzo durante l'avvitamento. Le caratteristiche delle viti adottate consentono di ridurre i tempi di posa in opera e il rischio di fessurazioni degli elementi collegati, assicurando un'elevata resistenza meccanica del fissaggio.

Per la corretta realizzazione del sistema di giunzione è necessario conoscere in dettaglio la geometria della vite, desumibile dalla documentazione tecnica fornita dal fabbricante. In particolare:

- d_1: diametro esterno, detto anche diametro nominale;
- d_2: diametro del nocciolo, ovvero della porzione di gambo infissa nell'elemento collegato, depurato della filettatura esterna;
- d_s: diametro del gambo;
- d_h: diametro della testa.

Ulteriori caratteristiche tecniche, necessarie per la corretta posa in opera sono:

- AW (impronta): indica la dimensione dell'inserto Torx da impiegare per l'installazione della vite;
- t_{fix}: spessore massimo fissabile;

- L_g: lunghezza della porzione di gambo filettata;
- L: lunghezza totale della vite, indicata anche come “lunghezza del gambo”.

I termini “diametro”, “d”, e “diametro nominale”, richiamati nel seguito, sono da intendersi rappresentativi della misura d_1 sopra indicata.

d_1 (mm)	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	6,00	7,00	8,00	10,00
d_2 (mm)	1,95	2,10	2,50	2,70	3,15	3,90	4,40	5,30	6,30
d_s (mm)	2,20	2,60	2,85	3,20	3,60	4,40	5,00	5,80	7,20
d_h (mm)	5,90	7,00	8,00	8,90	9,60	12,00	13,70	15,00	18,50
impronta	AW10	AW20	AW20	AW20	AW20	AW30	AW30	AW40	AW40

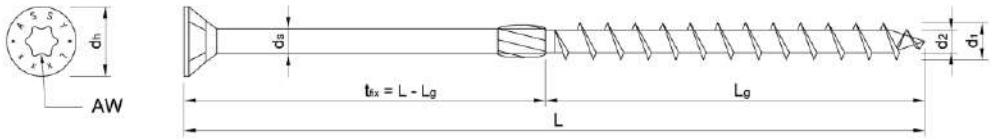


Figura 4.97 Esempio di definizione della geometria di una vite (fonte: catalogo Wurth).

L’esatta definizione della geometria e delle caratteristiche di resistenza dei materiali costitutivi della vite, sono necessari per il progettista per valutare la capacità portante di una connessione. Ai fini del dimensionamento, si deve considerare che la giunzione può rompersi per:

- estrazione della parte filettata della vite;
- penetrazione della testa della vite nell’elemento;
- rottura a trazione e/o taglio della vite;
- strappo della testa della vite;
- instabilità della vite a compressione;
- rottura dell’elemento ligneo collegato lungo il perimetro di un gruppo di viti.

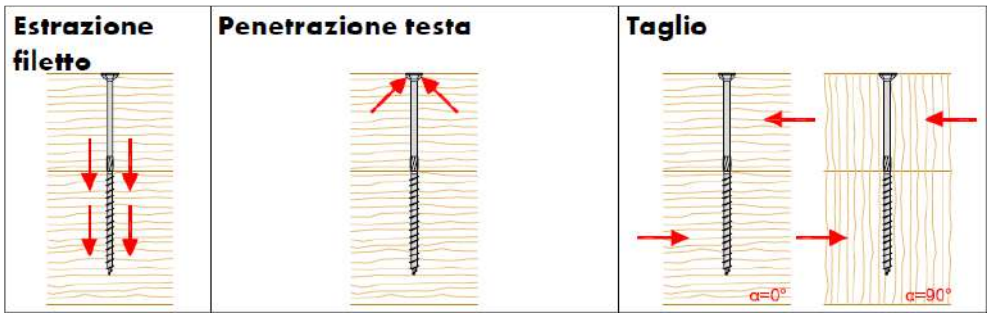


Figura 4.98 Esemplificazione di alcune modalità di rottura della connessione (fonte: catalogo Wurth).

I collegamenti mediante viti previsti nel Vademecum STOP hanno lo scopo di:

- garantire l’integrità dei giunti durante un evento sismico, fermo restando che il trasferimento del carico viene assicurato dal contatto fra gli elementi lignei, opportunamente sagomati (vedi § 4.2.4.2);

- consentire la connessione degli elementi impiegati per limitare gli effetti del secondo ordine e irrigidire le opere provvisionali, anche ai fini della loro movimentazione e posa in opera (es. controventi, traversi);
- fissare gli elementi impiegati per la messa in forza dei sistemi, quali cunei e spessori in legno.

In relazione alle finalità dei collegamenti, il numero e le dimensioni delle viti sono stati definiti tenendo conto degli accorgimenti costruttivi necessari per assicurare la corretta realizzazione della giunzione, contemperando le previsioni normative con la necessità di rapida esecuzione. In particolare:

- Lo spessore massimo fissabile indicato nella documentazione tecnica fornita dal fabbricante, che deve essere compatibile con lo spessore dell'elemento da fissare in opera;
- Il rispetto delle spaziature e delle distanze da estremità e bordi degli elementi connessi, dipendenti dal diametro della vite, dal tipo di carico a cui la stessa è sottoposta (assiale e/o laterale), dall'angolo formato tra forza e fibre del legno, dall'effettuazione o meno della preforatura. In considerazione della prevalenza dei carichi laterali, si fa riferimento al diametro del filetto esterno per determinare la spaziatura e le distanze da bordi ed estremità (rif. p.ti 8.7.1 e 8.3.1 UNI EN 1995-1-1:2014).

Spaziatura o distanza (vedere la figura 8.7)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420$ kg/m^3	420 kg/m^3 < $\rho_k \leq 500$ kg/m^3	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0° \leq \alpha \leq 360°$	$d < 5$ mm: $(5 + 5\,\lvert\cos\alpha\rvert)\,d$ $d \geq 5$ mm: $(5 + 7\,\lvert\cos\alpha\rvert)\,d$	$(7 + 8\,\lvert\cos\alpha\rvert)\,d$	$(4 + \lvert\cos\alpha\rvert)\,d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0° \leq \alpha \leq 360°$	$5d$	$7d$	$(3 + \lvert\sin\alpha\rvert)\,d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90° \leq \alpha \leq 90°$	$(10 + 5\cos\alpha)\,d$	$(15 + 5\cos\alpha)\,d$	$(7 + 5\cos\alpha)\,d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90° \leq \alpha \leq 270°$	$10d$	$15d$	$7d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0° \leq \alpha \leq 180°$	$d < 5$ mm: $(5 + 2\sin\alpha)\,d$ $d \geq 5$ mm: $(5 + 5\sin\alpha)\,d$	$d < 5$ mm: $(7 + 2\sin\alpha)\,d$ $d \geq 5$ mm: $(7 + 5\sin\alpha)\,d$	$d < 5$ mm: $(3 + 2\sin\alpha)\,d$ $d \geq 5$ mm: $(3 + 4\sin\alpha)\,d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180° \leq \alpha \leq 360°$	$5d$	$7d$	$3d$

Figura 4.99 Prospetto 8.2 UNI EN 1995-1-1:2014.

Riguardo alla preforatura, il punto 10.4.5 dell'Eurocodice 5 ne richiede l'effettuazione per tutte le viti in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro maggiore di 6 mm. Sebbene tali casi non siano normalmente

previsti nel Vademecum STOP, si ritiene comunque opportuno prevedere la preforatura per ridurre il rischio di fessurazioni negli elementi collegati e poter impiegare valori più contenuti per le spaziature e le distanze dai bordi, come rilevabile dal prospetto 8.2 della norma. Il diametro del foro-guida raccomandato non è maggiore del diametro del filetto interno, ferme restando le istruzioni dei fabbricanti.

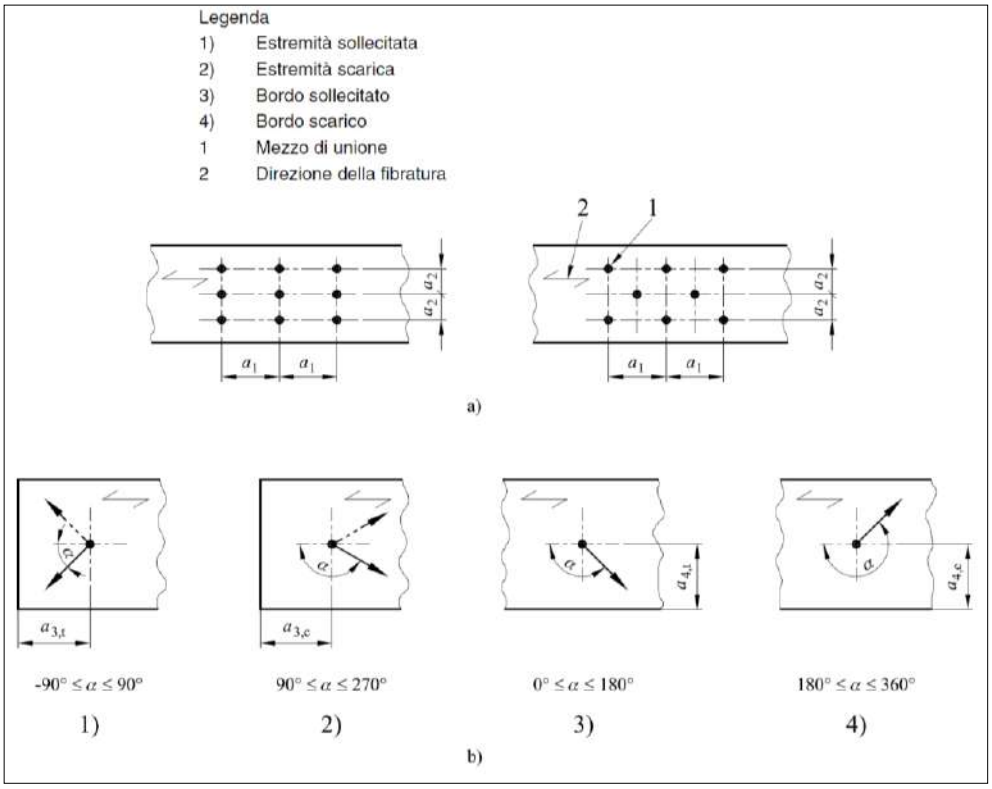


Figura 4.100 Estratto figura 8.7 UNI EN 1995-1-1:2005 - Spaziature e distanze da estremità e bordi (a) Spaziatura parallela alla fibratura in una fila, e perpendicolare alla fibratura fra file diverse, (b) Distanze da bordi ed estremità.

Esempio applicativo su puntellamento di ritegno in legno

Si verifica la posizione delle viti previste nei nodi ritto-puntone e base-puntone di un puntellamento di ritegno realizzato con elementi di abete aventi dimensioni 15x15 cm (rif. Scheda STOP-PR). Le viti da impiegare, secondo quanto riportato nella Tabella 5, hanno diametro di 6 mm e lunghezza di 220 mm.

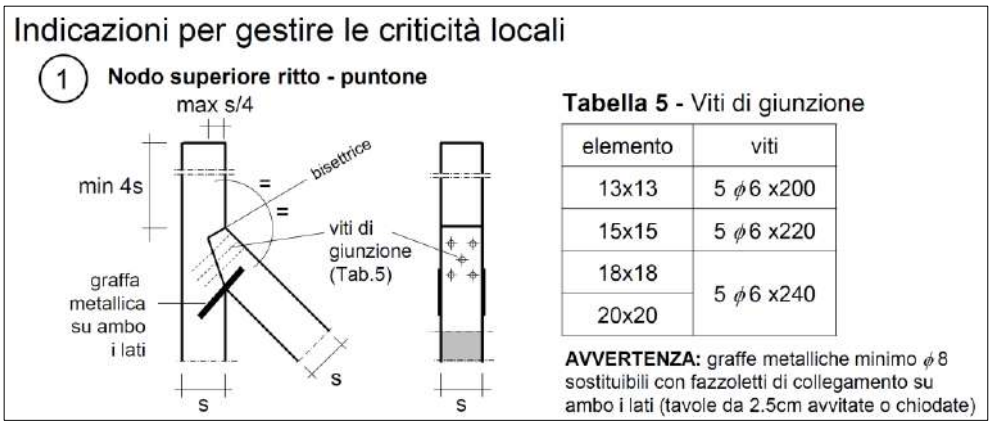


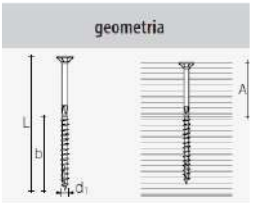
Figura 4.101 – Estratto scheda STOP-PR.

Si suppone di adottare viti tipo Rothoblaas modello HBS applicate con preforatura, le cui caratteristiche geometriche sono riportate nella scheda in Figura 4.102 .

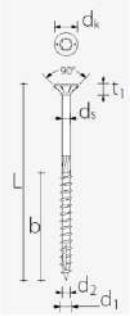
Dalla scheda si evince che il diametro del preforo indicato dal fabbricante deve essere pari a 4 mm e che la dimensione dello spessore massimo fissabile è pari a 145 mm. Ne consegue che nella zona del nodo da collegare avente spessore maggiore di 145 mm (zona campita in Figura 4.104) non possono essere inserite le viti.

Si verificano quindi le spaziature e le distanze dai bordi indicate dal fabbricante, riportate in Figura 4.103, ricordando che, nel caso in esame, la forza agisce parallelamente alle fibre.

Dalla Figura 4.103 si ricava che, in presenza di preforo, la distanza minima dal bordo scarico (il puntone è compresso) deve essere pari ad almeno pari a 42 mm (7 diametri), mentre la spaziatura tra le viti deve essere almeno pari a 30 mm (5 diametri).



d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]
6	40	35	8
	50	45	15
	60	30	30
	70	40	30
	80	40	40
	90	50	40
	100	50	50
	110	60	50
	120	60	60
	130	60	70
	140	75	65
	150	75	75
	160	75	85
	180	75	105
	200	75	125
	220	75	145
	240	75	165
	260	75	185
	280	75	205
	300	75	225

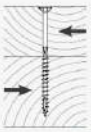


VITE HBS		
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**6**
Diametro testa	d_k [mm]	12,00
Diametro nocciolo	d_1 [mm]	3,95
Diametro gambo	d_2 [mm]	4,30
Spessore testa	t_1 [mm]	4,50
Diametro preforo	d_V [mm]	4,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$ [Nmm]	9493,7
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$ [N/mm²]	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$ [N/mm²]	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$ [kN]	11,3

Figura 4.102 Estratto catalogo Rothoblaas vite HBS.

DISTANZE MINIME PER VITI SOLLECITATE A TAGLIO

Angolo tra forza e fibre α = 0°



Angolo tra forza e fibre α = 90°

VITI INSERITE CON PREFORO

	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12
a_1 [mm]	15	18	20	23	25	30	40	50	60	12	14	16	18	20	24	32	40	48
a_2 [mm]	9	11	12	14	15	18	24	30	36	12	14	16	18	20	24	32	40	48
$a_{3,t}$ [mm]	36	42	48	54	60	72	96	120	144	21	25	28	32	35	42	56	70	84
$a_{3,c}$ [mm]	21	25	28	32	35	42	56	70	84	21	25	28	32	35	42	56	70	84
$a_{4,t}$ [mm]	9	11	12	14	15	18	24	30	36	15	18	20	23	35	42	56	70	84
$a_{4,c}$ [mm]	9	11	12	14	15	18	24	30	36	9	11	12	14	15	18	24	30	36

VITI INSERITE SENZA PREFORO

	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12	3	3,5	4	4,5	5	6	8	10	12
a_1 [mm]	30	35	40	45	60	72	96	120	144	15	18	20	23	25	30	40	50	60
a_2 [mm]	15	18	20	23	25	30	40	50	60	15	18	20	23	25	30	40	50	60
$a_{3,t}$ [mm]	45	53	60	68	75	90	120	150	180	30	35	40	45	50	60	80	100	120
$a_{3,c}$ [mm]	30	35	40	45	50	60	80	100	120	30	35	40	45	50	60	80	100	120
$a_{4,t}$ [mm]	15	18	20	23	25	30	40	50	60	21	25	28	32	50	60	80	100	120
$a_{4,c}$ [mm]	15	18	20	23	25	30	40	50	60	15	18	20	23	25	30	40	50	60

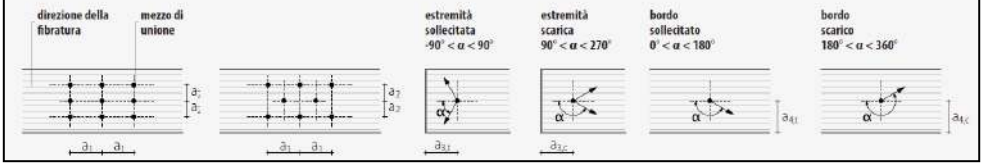


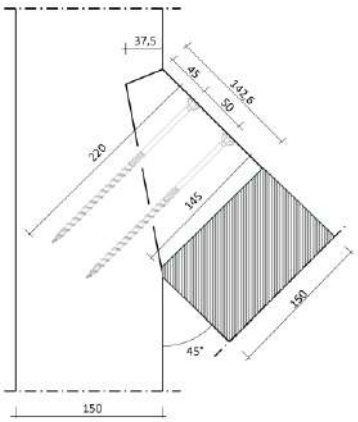
Figura 4.103 Definizione della spaziatura e delle distanze dai bordi (fonte: catalogo Rothoblaas per viti autoforanti tipo HBS sollecitate a taglio).

Analizzando nel dettaglio il nodo superiore ritto-puntone nelle due situazioni limite con angolo di inclinazione del puntone rispetto alla verticale pari a 45° e 30° circa e il nodo base-puntone con inclinazione limite 60° circa, si rileva che, non considerando la porzione del puntone con spessore maggiore di 145 mm, restano a disposizione per l'infissione delle viti rispettivamente le aree profonde:

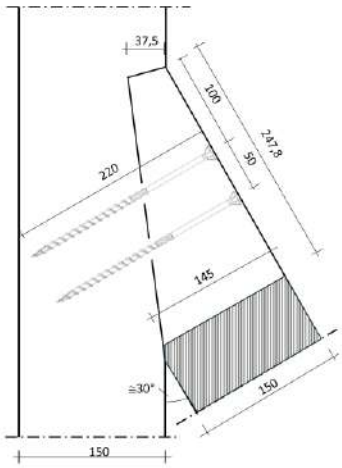
- 14,26 cm per il nodo ritto-puntone o base-puntone con inclinazione del puntone di 45°;
- 24,78 cm per il nodo ritto-puntone con inclinazione del puntone di 30°circa;
- 8,18 cm per il nodo base-puntone con inclinazione del puntone di 60° circa.

Tali distanze sono sufficienti per l'applicazione delle viti, in quanto superiori a 7.2 cm, somma della distanza minima dal bordo (4,2 cm) e della spaziatura minima (3,0 cm) richieste.

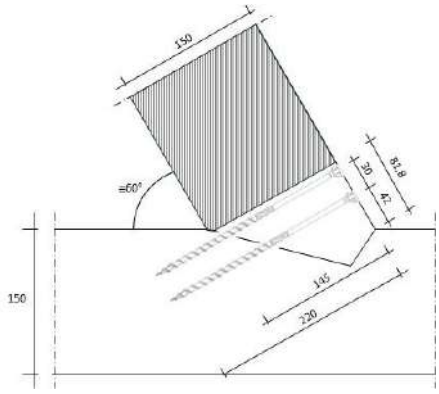
Nel caso 1), ad esempio, si può adottare una distanza dal bordo di 4.5 cm e una spaziatura di 5 cm. Nel caso 2), la minore rotazione rende disponibile una superficie più ampia per l'infissione delle viti e, pertanto, è possibile adottare un distanziamento di 10 cm dal bordo e 5 cm per l'interasse. Nel caso 3), particolarmente penalizzante, si rispettano le distanze minime richieste dal fabbricante.



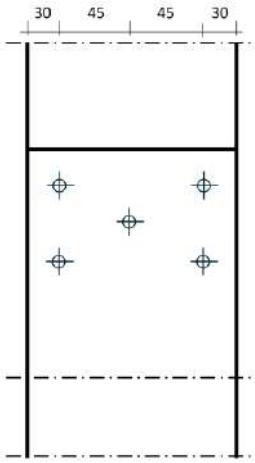
1) Nodo ritto-puntone e base-puntone inclinazione limite 1/1 (45°)



2) Nodo ritto-puntone inclinazione limite 2/1 (≅ 30°)



3) Nodo base-puntone inclinazione limite 2/1 (≅ 60°)



4) Vista frontale del nodo

Figura 4.104 – verifica posizionamento viti nei nodi del puntellamento di ritegno.

Per inclinazioni intermedie, in aggiunta alle distanze minime, è necessario verificare preliminarmente che le viti, una volta infisse, non presentino tratti fuoriuscenti dal materiale. Per il posizionamento lungo la direzione trasversale, la scheda di Figura 4.103 riporta una distanza dal bordo ed una spaziatura minima di 18 mm.

In tutti i casi sopra descritti è possibile rispettare le distanze minime richieste e, al fine di ottenere un'uniforme distribuzione delle viti, è possibile posizionarle con le distanze illustrate nell'immagine seguente.

4.15 Cerchiatura con funi di campanili e torri (STOP-TC)

4.15.1 Descrizione e finalità dell'opera

In analogia a quanto previsto per il sistema STOP-TA, la tirantatura con funi in acciaio è un presidio atto ad evitare, per trattenuta, il ribaltamento di pareti murarie o di porzioni di esse fuori piano.

Scopo dell'opera è impedire o contrastare:

a) il ribaltamento di porzioni sommitali angolari del fusto di torri o campanili seguito della fessurazione (Figura 4.69.a);
b) il ribaltamento di porzioni sommitali del fusto di torri o campanili a seguito della fessurazione (Figura 4.69.b);
c) il ribaltamento di porzioni sommitali del fusto di torri o campanili a seguito della compromissione dell'ammorsamento sui muri perimetrali o di spina (Figura 4.69.c).

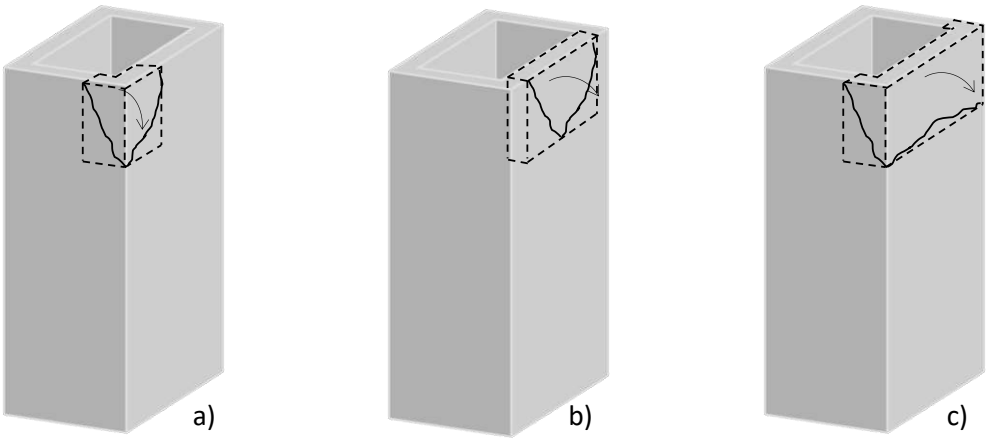


Figura 4.105 Cinematismi da contrastare. a) Distacco d'angolo. b) Distacco in facciata. c) Distacco di facciata e d'angolo.

L'obiettivo è conseguito mediante un presidio avente la capacità di contenere i movimenti relativi di porzioni di manufatti in muratura; tale scopo si ottiene collegando la parete da presidiare ad altre parti della struttura (Figura 4.106 e Figura 4.107).

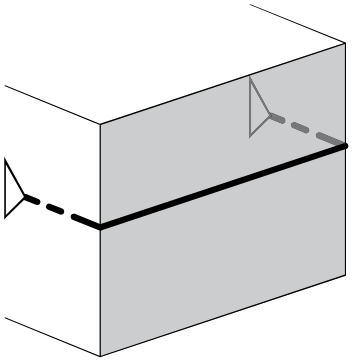


Figura 4.106 Rappresentazione del presidio che deve contrastare i cinematismi; individuazione dello schema base.

È necessario che l'opera abbia la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione lungo i tiranti.

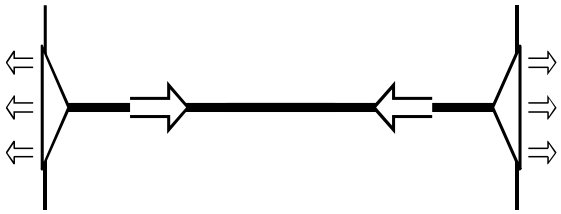


Figura 4.107 Rappresentazione schematica del presidio. È evidenziata la capacità di trasferire le azioni sismiche orizzontali della parete da presidiare alla rimanente parte della struttura, ridistribuendole secondo componenti di trazione.

4.15.2 Scelte progettuali

4.15.2.1 Soluzioni progettuali

Per le opere di tirantatura sono state individuate delle soluzioni basate sulle scelte progettuali riportate nel diagramma di flusso in Figura 4.108.

Le configurazioni previste si caratterizzano per l'assenza di elementi rigidi disposti orizzontalmente (traversi). Tale scelta è legata alla difficoltà di movimentare elementi lignei alle quote di lavoro, solitamente rilevanti, caratterizzanti gli scenari coinvolgenti dissesti di torri o campanili.

Si distinguono, inoltre, le opere di ritegno poste su manufatti di "buona" fattura (murature di "buona" qualità) o manufatti con murature di mediocre qualità. Nel primo caso è possibile ancorare i cavi direttamente ai muri portanti ortogonali alla parete da presidiare; nel secondo caso, invece, è necessario coinvolgere l'intera struttura (chiusura su facciata opposta) o una sua parte consistente (chiusura su muro di spina).

Con le specifiche sopra riportate, si individuano le configurazioni rappresentate nell'ultima riga della Figura 4.108.

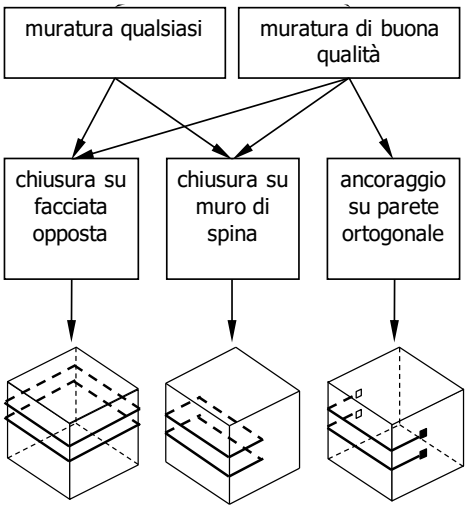


Figura 4.108 Diagramma di flusso per la definizione delle configurazioni base degli schemi dei tiranti.

Le specifiche per ogni configurazione sono riportate in Figura 4.109 Configurazioni individuate per le opere di tirantaturaFigura 4.109Figura 4.73.

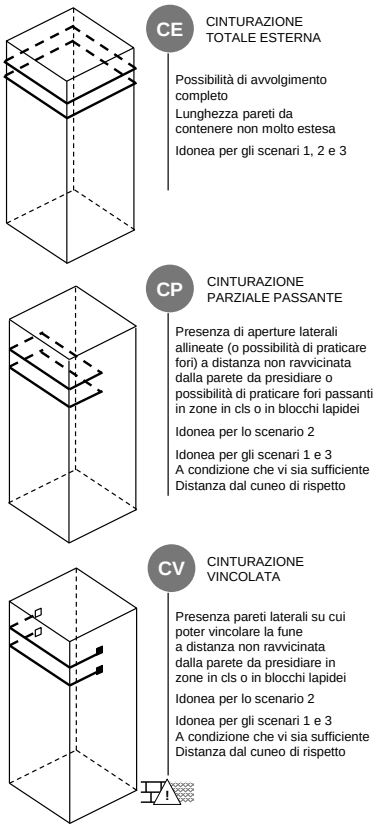


Figura 4.109 Configurazioni individuate per le opere di tirantatura.

4.15.2.2 Materiali

Per l'opera provvisionale si utilizzano cavi a trefolo con i rispettivi elementi per l'assemblaggio (ad esempio redancia, tenditore, grillo), profili in acciaio e morali in legno.

Per le caratteristiche di tali materiali si veda il § 3.2.3.

In base alle ipotesi riportate nel § 3.1.1, si è stabilito di impiegare elementi in legno dalla sezione di forma quadrata.

Per semplificare la fase di costruzione dell'opera e il computo del materiale, il dimensionamento è riferito al ritegno maggiormente sollecitato (cioè quello a quota maggiore) e i valori così ottenuti sono utilizzati anche per gli altri elementi, sebbene questi ultimi siano soggetti ad azioni inferiori.

Si prevede, inoltre, che gli elementi lignei siano esposti alle intemperie e, pertanto, per il dimensionamento si assumerà una classe di servizio 3.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M è stato posto pari ad 1.5 per gli elementi principali (come ad es. i diagonali compressi) e pari ad 1 per gli elementi secondari (si veda il § 3.2.3.1).

4.15.2.3 Schema di calcolo

Per il calcolo del sistema, si assume uno schema statico costituito da un elemento infinitamente rigido, rappresentante la porzione di muratura in distacco, posto ad una quota *b* da terra ed incernierato alla sommità della porzione muraria di torre o campanile ritenuta sufficientemente salda. L'altezza complessiva della torre o campanile è *H* e, pertanto, l'altezza della porzione instabile del manufatto è *H-b*.

La porzione di muratura in rotazione è vincolata, in quota, alla parte residue della torre o campanile mediante cavi in acciaio che, in configurazione singola o accoppiata, offrono un ritegno elastico al movimento di ribaltamento. I cavi devono essere posti in opera in trazione, al fine di ridurre il movimento fuori piano della muratura e minimizzare momenti del secondo ordine derivanti da grandi spostamenti delle masse murarie che, pertanto, vengono trascurati.

I cavi, caratterizzati da un numero di ordini pari a n_o (con $n_o > 1$), sono posti in quota equidistanti, a passo *z*, eccezion fatta per l'ordine sommitale, posto ad una distanza pari ad $\alpha \cdot z$ dal penultimo ordine ($0 \leq \alpha \leq 1$).

Con riferimento alla Figura 4.110 risulta, ovviamente:

$$z = \frac{H - b}{n_o}$$

Lo schema è soggetto ad una forza sismica concentrata (F_a) agente nel baricentro della massa muraria in rotazione (Figura 4.74).

I cavi di acciaio sono sollecitati dalle reazioni di appoggio dello schema, i ritti dalla pressione uniforme derivante dal contatto con la muratura in distacco.

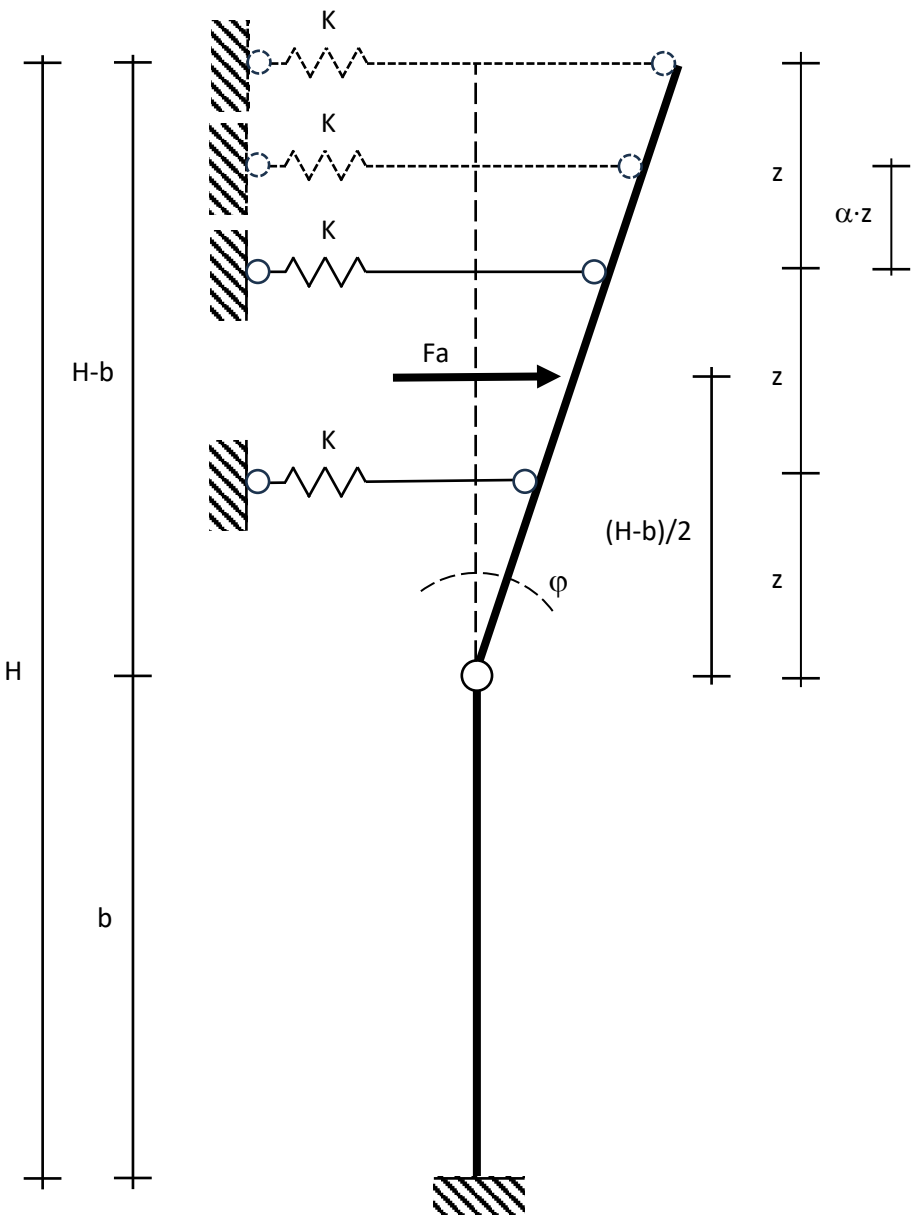


Figura 4.110 Schema statico per il dimensionamento dei cavi e dei ritti.

4.15.3 Carichi e azioni

4.15.3.1 Condizioni di carico

Nel calcolo dell'opera provvisionale si considerano le tipologie di carico riportate in Tabella 4.32. Nella stessa tabella sono riportate anche le classi di durata dei carichi (da utilizzare nelle verifiche degli elementi in legno). Trattandosi di un'opera

provvisionale, si assume una vita nominale non superiore a 10 anni (§ 2.4.1, NTC 2008).

Tabella 4.53 Condizioni di carico utilizzate e durata dei carichi.

Descrizione	Classe di durata (durata)
Pesi strutturali (G_1)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Permanenti portati (G_2)	Lunga (6 mesi – 10 anni)
Variabili (Q)	Media (1 settimana – 6 mesi)
Azione sismica (E)	Istantaneo

Per la classe di servizio 3 e la classe di durata istantanea (azione sismica), per il legno massiccio, si ricava K_{mod} = 0.9 (§ 4.4.6, NTC 2008).

4.15.3.2 Carichi

L'opera provvisionale è soggetta all'azione sismica derivante dal peso della parete in muratura in ribaltamento.

4.15.3.3 Scenari di carico

L'azione orizzontale è stata calcolata ipotizzando che, a ciascuna tirantatura (insieme di traverso e cavi di ritenuta), competa una porzione di muratura di altezza pari al passo verticale tra le tirantature (z) e di larghezza pari alla larghezza della parete da presidiare (L). Inoltre, per ciascun piano si è considerata una porzione di solaio di lunghezza pari a L_{solaio} = 2.5 m, il cui peso è stato considerato come distribuito sull'altezza d'interpiano (Figura 4.111).

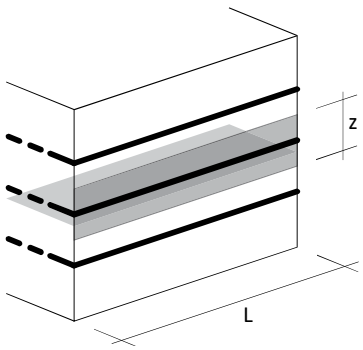


Figura 4.111 Rappresentazione delle aree di influenza relative al ritegno centrale. Al ritegno è associata una quota parte della parete e parte del solaio gravante su di essa (evidenziate in grigio).

In tali ipotesi, si ha che il peso del piano j-mo (W_j) in combinazione sismica vale:

$$W_j = W = 20\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\cdot z \cdot s_m \cdot L + (2.6+3.0+0.3\cdot 2.0)\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\cdot 2.5\ \text{m}\cdot \text{L} = (20\cdot z\cdot s_m + 15.5)\cdot L\ \ \text{kN}$$

dove s_m è lo spessore della parete muraria (in m), L la lunghezza della facciata (in m), z il passo verticale (in m) tra ciascuna opera di tirantatura.

L'azione sismica ad ogni piano è calcolata in accordo al § 4.2.3.5 e tenendo conto delle accelerazioni definite per ogni classe prestazionale (Tabella 3.1).

4.15.4 Dimensionamento

4.15.4.1 Dimensionamento degli elementi critici

Il dimensionamento delle opere provvisionali è stato effettuato calcolando gli elementi principali dell'opera (cavi, ritti, ecc.) e definendo, come conseguenza dei primi, la dimensione degli elementi per l'assemblaggio.

Calcolo dello sforzo di trazione nei tiranti e dimensionamento

Per il calcolo dello sforzo di trazione nei tiranti si fa riferimento alla Figura 4.74.

In particolare, dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla base del concio in distacco, assumendo la medesima costante elastica "k" per ciascun ordine di cavi, si ricava l'angolo "φ" di rotazione all'equilibrio e, di conseguenza, lo sforzo di trazione agente su ciascun ordine.

$$F_a \cdot \frac{H-b}{2} = \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot z^2 + \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot (2z)^2 + \cdots + \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot [(n_o - 1) \cdot z]^2 + \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot$$
$$\cdot [(n_o - 1) \cdot z + \alpha \cdot z]^2$$

$$F_a \cdot \frac{H-b}{2} = \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot z^2 \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2 \right]$$

Da cui:

$$F_a \cdot \frac{H-b}{2} = \mathrm{k} \cdot \varphi \cdot z^2 \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2 \right]$$

$$\varphi = \frac{F_a \cdot (H-b)}{2 \cdot \mathrm{k} \cdot z^2 \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2 \right]}$$

Lo sforzo di trazione massimo "T_{max}" si registra in corrispondenza dell'ordine di cavi con la massima elongazione e, conseguentemente, a maggiore distanza dal punto di rotazione:

$$T_{max} = k \cdot \varphi \cdot z \cdot (n_o - 1 + \alpha) = \frac{F_a \cdot (H-b) \cdot (n_o - 1 + \alpha)}{2 \cdot \mathrm{z} \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2 \right]}$$

Ricordando che:

$$z = \frac{H-b}{n_o}$$

ossia che:

$$n_o = \frac{H-b}{z}$$

si ha:

$$T_{max} = \frac{F_a \cdot n_o \cdot (n_o - 1 + \alpha)}{2 \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2\right]}$$

Per individuare la posizione in quota dell'ultimo ordine di cavi che ne massimizza lo sforzo, si deriva la funzione $T_{max}(\alpha)$ rispetto alla funzione $A(\alpha)$ di seguito indicata, ponendo, per semplicità:

$$A = (n_o - 1 + \alpha)$$

$$B = \sum_{1=1}^{n_o-1} i^2$$

$$C = F_a \cdot n_o$$

Per cui:

$$T_{max} = \frac{C \cdot A}{2 \cdot (B + A^2)}$$

Quindi, osservando che:

$$\frac{dA}{d\alpha} = 1$$

si ha:

$$\frac{d}{dA} T_{max} = C \cdot \frac{B - A^2}{2 \cdot (B + A^2)^2} \cdot 1$$

Conseguentemente:

$$\frac{d}{dA} T_{max} = 0 \leftrightarrow A = \pm\sqrt{B}$$

Ossia:

$$n_o - 1 + \alpha = \pm \sqrt{\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2}$$

Da cui, escludendo il caso che rende α negativo:

$$\alpha = 1 - n_o \pm \sqrt{\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2} = 1 - n_o + \sqrt{\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2}$$

Dalla Tabella 4.54 si deducono, pertanto, i valori di α e, quindi, delle posizioni dell'ordine di cavi in sommità, che massimizzano T_{max}:

Tabella 4.54 Definizione del punto di massimo di T_{max}.

n_o	2	3	4	5	6	7	8	9	10
α	0.00	0.24	0.74	1.48	2.42	3.54	4.83	6.28	7.88

Come si vede dalla Tabella 4.54, dai 5 ordini in poi, il massimo di T_{max} è raggiunto posizionando l'ordine di cavi più alto sulla sommità del manufatto (α_{max} = 1), mentre, nel caso di 2 ordini, T_{max} si ottiene posizionando l'ultimo ordine in corrispondenza del penultimo (α_{min} = 0). Per n_o compreso tra 2 e 5, si hanno casi intermedi.

Sostituendo i valori di α e n_o, riportati nella Tabella 4.54, nell'espressione di T_{max} e ponendo F_a = 1, si ricavano i valori massimi di T_{max}:

Tabella 4.55 Calcolo del valore massimo di T_{max} (con F_a = 1).

n_0	2	3	4	5	6	7	8	9	10
α	0.00	0.24	0.74	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T_{max}	0.50	0.34	0.27	0.23	0.20	0.18	0.16	0.14	0.13

Dalla Tabella 4.55 si evince che, al fine di consentire qualsivoglia posizionamento dell'ordine sommitale dei cavi, ai fini del calcolo di T_{max} può porsi cautelativamente:

α = 0,00 per n_o = 2

α = 0,24 per n_o = 3

α = 0,74 per n_o = 4

α = 1,00 per n_o > 4

Essendo ciascun concio murario in rotazione trattenuto da una coppia di cavi, si ricava lo sforzo normale massimo agente su ciascun ordine di cavi, N_{max}:

$$N_{max} = \frac{1}{2} \cdot T_{max} = \frac{F_a \cdot n_o \cdot (n_o - 1 + \alpha)}{4 \cdot \left[\sum_{1=1}^{n_o-1} i^2 + (n_o - 1 + \alpha)^2\right]}$$

In caso di distacco di un concio angolare, si incrementa cautelativamente del fattore 1,5 l'azione sismica, per tenere conto del fatto che lo sforzo nei cavi non risulta parallelo alla forza agente (si noti, ad esempio, che in caso di concio a base quadrangolare, la componente di trazione nei cavi dovrebbe essere amplificata di √2 = 1,41, essendo essa posta sulla diagonale del quadrato).

L'azione sismica F_a è calcolata con riferimento a quanto riportato nel § 4.2.3.5, ossia:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

S_a rappresenta l'accelerazione adimensionalizzata massima al suolo;

W_a il peso dell'elemento;

q_a il fattore di struttura (assunto cautelativamente pari a 1).

Il termine S_a è definito come (cfr. Eurocodice 8 par. 4.3.5.2):

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \left[\frac{3\left(1+\frac{Z}{H}\right)}{1+\left(1-\frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g}{g} \cdot S$$

in cui

S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche;

Z è la quota del baricentro dell'elemento da presidiare;

H è l'altezza della costruzione;

T_a è il periodo fondamentale della parete da presidiare;

T_1 è il periodo fondamentale della struttura di cui la parete fa parte.

Nell'ipotesi che il concio murario da presidiare abbia già subito un forte degrado della propria rigidezza, oppure sia già presente un cinematismo, si può assumere che il suo periodo fondamentale di oscillazione (T_a) sia molto maggiore di quello della struttura di cui fa parte (T_1). Con questa supposizione ($T_a >> T_1$), si desume che il valore di T_a che massimizza il parametro S_a è pari a T_1 e, pertanto, cautelativamente si può porre:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \left[1{,}5 \cdot \left(1+\frac{Z}{H}\right) - 0.5 \right] \geq \frac{a_g}{g} \cdot S$$

Seguendo l'approccio del § 3.2.1 (criterio macrosismico), il parametro $a_g/g \cdot S$ è posto, alternativamente, pari a 0,50 (classe A) o 0,36 (classe B).

Atteso il numero elevato di parametri che concorrono al dimensionamento del sistema di ritegno, si riportano di seguito i calcoli riferiti al "sistema di base", caratterizzato dalla classe sismica prestazionale A ($a_g/g \cdot S = 0{,}50$) e dal passo dei cavi (z) pari a 1,0 m. Le dimensioni in pianta del concio in distacco, L x s_m, sono assunte pari a 1 m^2: nota la portata dei cavi, assunta coerentemente con quella riportata nel § 3.2.3.6, si desume quindi la massima superficie in pianta del concio presidiabile da ciascun ordine di cavi, $(L \times s_m)_{max}$.

Dalla Figura 4.112 si evince la modalità di calcolo di *L*, nel caso di concio angolare (1), concio piano (2) e concio a "C" (3). Si noti che, in caso di concio angolare, la lunghezza dello stesso è amplificata del fattore 1,5 per tenere conto dell'angolo tra cavi e forza sismica.

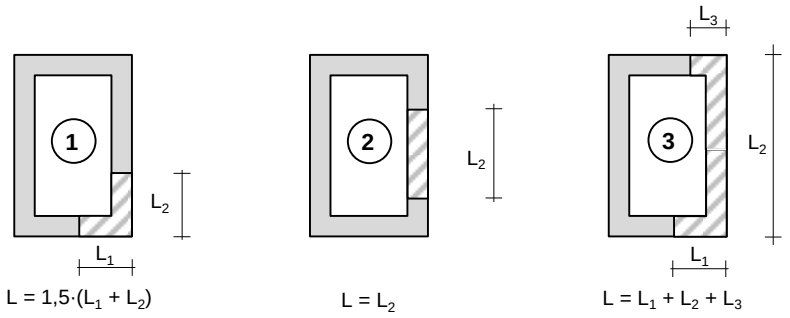


Figura 4.112 Modalità di definizione della lunghezza di concio in distacco.

Sono valutati i casi di torri alte (H) da 10 a 30 m, con passo di 5 m.

Successivamente, i calcoli sono estesi ai "sistemi specifici", differenti in tutto o in parte dal sistema di base per il passo dei cavi (*50 cm ≤ z ≤ 200 cm*) e per la classe sismica prestazionale B ($a_g/g \cdot S = 0,36$).

Dimensionamento della massima sezione di concio presidiabile per il "sistema di base"

Si riportato i calcoli riferiti al sistema di base (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50)

Tabella 4.56 Azione sismica (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 10 m).

H (m)	B (m)	H-b (m)	n_o	α	γ_m (kN/m^3)	W_a (kN)	q_a	$a_g/g \cdot S$	S_a	F_a (kN)
10	1	9	9	1.00	20	180	1	0.5	0.91	164.3
10	2	8	8	1.00	20	160	1	0.5	0.95	152.0
10	3	7	7	1.00	20	140	1	0.5	0.99	138.3
10	4	6	6	1.00	20	120	1	0.5	1.03	123.0
10	5	5	5	1.00	20	100	1	0.5	1.06	106.3
10	6	4	4	0.74	20	80	1	0.5	1.10	88.0
10	7	3	3	0.24	20	60	1	0.5	1.14	68.3
10	8	2	2	0.00	20	40	1	0.5	1.18	47.0

Tabella 4.57 Massima sezione di concio presidiabile (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 10 m).

T_{max} (kN)	N_{max} (kN)	$(L \times s_m)_{max}$ (m^2)										
		1Ø12	1Ø14	1Ø16	1Ø18	1Ø20	1Ø22	1Ø24	2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
23.3	11.7	3.0	4.0	5.2	6.7	8.2	9.9	11.8	13.3	16.4	19.8	23.6
23.8	11.9	2.9	3.9	5.1	6.5	8.0	9.7	11.5	13.0	16.1	19.4	23.1
24.2	12.1	2.9	3.9	5.1	6.4	7.9	9.5	11.4	12.8	15.8	19.1	22.7
24.3	12.2	2.8	3.9	5.0	6.4	7.9	9.5	11.3	12.8	15.7	19.0	22.6
24.1	12.1	2.9	3.9	5.1	6.4	7.9	9.6	11.4	12.9	15.9	19.1	22.8
23.5	11.8	2.9	4.0	5.2	6.6	8.1	9.8	11.7	13.2	16.3	19.6	23.4
22.9	11.4	3.0	4.1	5.3	6.8	8.4	10.1	12.0	13.6	16.7	20.2	24.0
23.5	11.8	2.9	4.0	5.2	6.6	8.1	9.8	11.7	13.2	16.3	19.7	23.4

Tabella 4.58 Azione sismica (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 15 m).

H (m)	b (m)	H-b (m)	n_o	α	γ_m (kN/m³)	W_a (kN)	q_a	$a_g/g \cdot S$	S_a	F_a (kN)
15	1	14	14	1.00	20	280	1	0.5	0.90	252.0
15	2	13	13	1.00	20	260	1	0.5	0.93	240.5
15	3	12	12	1.00	20	240	1	0.5	0.95	228.0
15	4	11	11	1.00	20	220	1	0.5	0.98	214.5
15	5	10	10	1.00	20	200	1	0.5	1.00	200.0
15	6	9	9	1.00	20	180	1	0.5	1.03	184.5
15	7	8	8	1.00	20	160	1	0.5	1.05	168.0
15	8	7	7	1.00	20	140	1	0.5	1.08	150.5
15	9	6	6	1.00	20	120	1	0.5	1.10	132.0
15	10	5	5	1.00	20	100	1	0.5	1.13	112.5
15	11	4	4	0.74	20	80	1	0.5	1.15	92.0
15	12	3	3	0.24	20	60	1	0.5	1.18	70.5
15	13	2	2	0.00	20	40	1	0.5	1.20	48.0

Tabella 4.59 Massima sezione di concio presidiabile (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 15 m).

T_{max} (kN)	N_{max} (kN)	$(L \times s_m)_{max}$ (m²)										
		1Ø12	1Ø14	1Ø16	1Ø18	1Ø20	1Ø22	1Ø24	2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
34.3	17.2	2.0	2.7	3.6	4.5	5.6	6.7	8.0	9.1	11.2	13.5	16.0
29.3	14.7	2.4	3.2	4.2	5.3	6.5	7.9	9.4	10.6	13.1	15.8	18.8
24.6	12.3	2.8	3.8	5.0	6.3	7.8	9.4	11.2	12.6	15.6	18.8	22.4
20.1	10.1	3.4	4.7	6.1	7.7	9.5	11.5	13.7	15.4	19.0	23.0	27.3
16.0	8.0	4.3	5.9	7.6	9.7	11.9	14.4	17.2	19.4	23.9	28.8	34.3
12.4	6.2	5.6	7.6	9.9	12.6	15.5	18.7	22.3	25.2	31.0	37.4	44.5
26.4	13.2	2.6	3.6	4.6	5.9	7.3	8.8	10.4	11.8	14.5	17.5	20.9
26.3	13.2	2.6	3.6	4.6	5.9	7.3	8.8	10.4	11.8	14.5	17.5	20.9
26.1	13.1	2.6	3.6	4.7	6.0	7.3	8.8	10.5	11.9	14.7	17.7	21.1
25.6	12.8	2.7	3.7	4.8	6.1	7.5	9.0	10.8	12.2	15.0	18.1	21.5
24.6	12.3	2.8	3.8	5.0	6.3	7.8	9.4	11.2	12.6	15.6	18.8	22.4
23.6	11.8	2.9	4.0	5.2	6.6	8.1	9.8	11.6	13.1	16.2	19.5	23.3
24.0	12.0	2.9	3.9	5.1	6.5	8.0	9.6	11.5	13.0	16.0	19.3	22.9

Tabella 4.60 Azione sismica (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 20 m).

H (m)	b (m)	H-b (m)	n_o	α	γ_m (kN/m³)	W_a (kN)	q_a	$a_g/g \cdot S$	S_a	F_a (kN)
20	1	19	19	1.00	20	380	1	0.5	0.89	339.6
20	2	18	18	1.00	20	360	1	0.5	0.91	328.5
20	3	17	17	1.00	20	340	1	0.5	0.93	316.6
20	4	16	16	1.00	20	320	1	0.5	0.95	304.0
20	5	15	15	1.00	20	300	1	0.5	0.97	290.6
20	6	14	14	1.00	20	280	1	0.5	0.99	276.5
20	7	13	13	1.00	20	260	1	0.5	1.01	261.6
20	8	12	12	1.00	20	240	1	0.5	1.03	246.0
20	9	11	11	1.00	20	220	1	0.5	1.04	229.6
20	10	10	10	1.00	20	200	1	0.5	1.06	212.5
20	11	9	9	1.00	20	180	1	0.5	1.08	194.6
20	12	8	8	1.00	20	160	1	0.5	1.10	176.0
20	13	7	7	1.00	20	140	1	0.5	1.12	156.6
20	14	6	6	1.00	20	120	1	0.5	1.14	136.5
20	15	5	5	1.00	20	100	1	0.5	1.16	115.6
20	16	4	4	0.74	20	80	1	0.5	1.18	94.0
20	17	3	3	0.24	20	60	1	0.5	1.19	71.6
20	18	2	2	0.00	20	40	1	0.5	1.21	48.5

Tabella 4.61 Massima sezione di concio presidiabile (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 20 m).

T_{max} (kN)	N_{max} (kN)	$(L \times s_m)_{max}$ (m²)										
		1Ø12	1Ø14	1Ø16	1Ø18	1Ø20	1Ø22	1Ø24	2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
52.0	26.0	1.3	1.8	2.4	3.0	3.7	4.4	5.3	6.0	7.4	8.9	10.6
46.6	23.3	1.5	2.0	2.6	3.3	4.1	5.0	5.9	6.7	8.2	9.9	11.8
41.3	20.6	1.7	2.3	3.0	3.8	4.6	5.6	6.7	7.5	9.3	11.2	13.3
36.2	18.1	1.9	2.6	3.4	4.3	5.3	6.4	7.6	8.6	10.6	12.8	15.2
31.3	15.7	2.2	3.0	3.9	5.0	6.1	7.4	8.8	9.9	12.2	14.8	17.6
26.7	13.3	2.6	3.5	4.6	5.8	7.2	8.7	10.3	11.6	14.3	17.3	20.6
27.0	13.5	2.6	3.5	4.5	5.8	7.1	8.6	10.2	11.5	14.2	17.1	20.4
27.2	13.6	2.5	3.4	4.5	5.7	7.0	8.5	10.1	11.4	14.0	17.0	20.2
27.5	13.7	2.5	3.4	4.5	5.7	7.0	8.4	10.0	11.3	13.9	16.8	20.0
27.6	13.8	2.5	3.4	4.4	5.6	6.9	8.4	10.0	11.3	13.9	16.7	19.9
27.7	13.8	2.5	3.4	4.4	5.6	6.9	8.4	9.9	11.2	13.8	16.7	19.9
27.6	13.8	2.5	3.4	4.4	5.6	6.9	8.4	10.0	11.3	13.9	16.7	19.9
27.4	13.7	2.5	3.4	4.5	5.7	7.0	8.4	10.0	11.3	14.0	16.9	20.1
27.0	13.5	2.6	3.5	4.5	5.8	7.1	8.6	10.2	11.5	14.2	17.1	20.4
26.3	13.1	2.6	3.6	4.7	5.9	7.3	8.8	10.5	11.8	14.6	17.6	20.9
25.1	12.6	2.7	3.7	4.9	6.2	7.6	9.2	10.9	12.4	15.2	18.4	21.9
24.0	12.0	2.9	3.9	5.1	6.5	8.0	9.6	11.4	12.9	15.9	19.2	22.9
24.3	12.1	2.8	3.9	5.0	6.4	7.9	9.5	11.3	12.8	15.8	19.1	22.7

Tabella 4.62 Azione sismica (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 25 m).

H (m)	b (m)	H-b (m)	n_o	α	γ_m (kN/m^3)	W_a (kN)	q_a	$a_g/g \cdot S$	S_a	F_a (kN)
25	1	24	24	1.00	20	480	1	0.5	0.89	427.2
25	2	23	23	1.00	20	460	1	0.5	0.91	416.3
25	3	22	22	1.00	20	440	1	0.5	0.92	404.8
25	4	21	21	1.00	20	420	1	0.5	0.94	392.7
25	5	20	20	1.00	20	400	1	0.5	0.95	380.0
25	6	19	19	1.00	20	380	1	0.5	0.97	366.7
25	7	18	18	1.00	20	360	1	0.5	0.98	352.8
25	8	17	17	1.00	20	340	1	0.5	1.00	338.3
25	9	16	16	1.00	20	320	1	0.5	1.01	323.2
25	10	15	15	1.00	20	300	1	0.5	1.03	307.5
25	11	14	14	1.00	20	280	1	0.5	1.04	291.2
25	12	13	13	1.00	20	260	1	0.5	1.06	274.3
25	13	12	12	1.00	20	240	1	0.5	1.07	256.8
25	14	11	11	1.00	20	220	1	0.5	1.09	238.7
25	15	10	10	1.00	20	200	1	0.5	1.10	220.0
25	16	9	9	1.00	20	180	1	0.5	1.12	200.7
25	17	8	8	1.00	20	160	1	0.5	1.13	180.8
25	18	7	7	1.00	20	140	1	0.5	1.15	160.3
25	19	6	6	1.00	20	120	1	0.5	1.16	139.2
25	20	5	5	1.00	20	100	1	0.5	1.18	117.5
25	21	4	4	0.74	20	80	1	0.5	1.19	95.2
25	22	3	3	0.24	20	60	1	0.5	1.21	72.3
25	23	2	2	0.00	20	40	1	0.5	1.22	48.8

Tabella 4.63 Massima sezione di concio presidiabile (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 25 m).

T_{max} (kN)	N_{max} (kN)	$(L \times s_m)_{max}$ (m^2)										
		1Ø12	1Ø14	1Ø16	1Ø18	1Ø20	1Ø22	1Ø24	2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
88.2	44.1	0.8	1.1	1.4	1.8	2.2	2.6	3.1	3.5	4.3	5.2	6.2
81.7	40.8	0.8	1.1	1.5	1.9	2.3	2.8	3.4	3.8	4.7	5.7	6.7
75.2	37.6	0.9	1.2	1.6	2.1	2.5	3.1	3.7	4.1	5.1	6.1	7.3
68.7	34.4	1.0	1.4	1.8	2.3	2.8	3.4	4.0	4.5	5.6	6.7	8.0
62.3	31.2	1.1	1.5	2.0	2.5	3.1	3.7	4.4	5.0	6.1	7.4	8.8
56.1	28.0	1.2	1.7	2.2	2.8	3.4	4.1	4.9	5.5	6.8	8.2	9.8
50.0	25.0	1.4	1.9	2.4	3.1	3.8	4.6	5.5	6.2	7.7	9.2	11.0
44.1	22.1	1.6	2.1	2.8	3.5	4.3	5.2	6.2	7.0	8.7	10.5	12.5
38.5	19.2	1.8	2.4	3.2	4.0	5.0	6.0	7.1	8.1	9.9	12.0	14.3
33.1	16.6	2.1	2.8	3.7	4.7	5.8	7.0	8.3	9.4	11.6	13.9	16.6
28.1	14.1	2.5	3.3	4.4	5.5	6.8	8.2	9.8	11.1	13.6	16.4	19.6
28.3	14.2	2.4	3.3	4.3	5.5	6.8	8.2	9.7	11.0	13.5	16.3	19.4
28.4	14.2	2.4	3.3	4.3	5.5	6.7	8.1	9.7	10.9	13.5	16.2	19.3
28.5	14.3	2.4	3.3	4.3	5.4	6.7	8.1	9.6	10.9	13.4	16.2	19.3
28.6	14.3	2.4	3.3	4.3	5.4	6.7	8.1	9.6	10.9	13.4	16.2	19.3
28.5	14.3	2.4	3.3	4.3	5.4	6.7	8.1	9.6	10.9	13.4	16.2	19.3
28.4	14.2	2.4	3.3	4.3	5.5	6.7	8.1	9.7	11.0	13.5	16.3	19.4
28.1	14.0	2.5	3.3	4.4	5.5	6.8	8.2	9.8	11.1	13.6	16.5	19.6
27.5	13.8	2.5	3.4	4.4	5.6	7.0	8.4	10.0	11.3	13.9	16.8	20.0
26.7	13.4	2.6	3.5	4.6	5.8	7.2	8.7	10.3	11.6	14.3	17.3	20.6
25.4	12.7	2.7	3.7	4.8	6.1	7.5	9.1	10.8	12.2	15.0	18.2	21.6
24.3	12.1	2.8	3.9	5.0	6.4	7.9	9.5	11.3	12.8	15.8	19.1	22.7
24.4	12.2	2.8	3.8	5.0	6.4	7.8	9.5	11.3	12.7	15.7	18.9	22.5

Tabella 4.64 Azione sismica (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 30 m).

H (m)	b (m)	H-b (m)	n_o	α	γ_m (kN/m³)	W_a (kN)	q_a	$a_g/g \cdot S$	S_a	F_a (kN)
30	1	29	29	1.00	20	580	1	0.5	0.89	514.8
30	2	28	28	1.00	20	560	1	0.5	0.90	504.0
30	3	27	27	1.00	20	540	1	0.5	0.91	492.8
30	4	26	26	1.00	20	520	1	0.5	0.93	481.0
30	5	25	25	1.00	20	500	1	0.5	0.94	468.8
30	6	24	24	1.00	20	480	1	0.5	0.95	456.0
30	7	23	23	1.00	20	460	1	0.5	0.96	442.8
30	8	22	22	1.00	20	440	1	0.5	0.98	429.0
30	9	21	21	1.00	20	420	1	0.5	0.99	414.8
30	10	20	20	1.00	20	400	1	0.5	1.00	400.0
30	11	19	19	1.00	20	380	1	0.5	1.01	384.8
30	12	18	18	1.00	20	360	1	0.5	1.03	369.0
30	13	17	17	1.00	20	340	1	0.5	1.04	352.8
30	14	16	16	1.00	20	320	1	0.5	1.05	336.0
30	15	15	15	1.00	20	300	1	0.5	1.06	318.8
30	16	14	14	1.00	20	280	1	0.5	1.08	301.0
30	17	13	13	1.00	20	260	1	0.5	1.09	282.8
30	18	12	12	1.00	20	240	1	0.5	1.10	264.0
30	19	11	11	1.00	20	220	1	0.5	1.11	244.8
30	20	10	10	1.00	20	200	1	0.5	1.13	225.0
30	21	9	9	1.00	20	180	1	0.5	1.14	204.8
30	22	8	8	1.00	20	160	1	0.5	1.15	184.0
30	23	7	7	1.00	20	140	1	0.5	1.16	162.8
30	24	6	6	1.00	20	120	1	0.5	1.18	141.0
30	25	5	5	1.00	20	100	1	0.5	1.19	118.8
30	26	4	4	0.74	20	80	1	0.5	1.20	96.0
30	27	3	3	0.24	20	60	1	0.5	1.21	72.8
30	28	2	2	0.00	20	40	1	0.5	1.23	49.0

Tabella 4.65 Massima sezione di concio presidiabile (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50; H = 25 m).

T_{max} (kN)	N_{max} (kN)	$(L \times s_m)_{max}$ (m^2)										
		1Ø12	1Ø14	1Ø16	1Ø18	1Ø20	1Ø22	1Ø24	2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
130.4	65.2	0.5	0.7	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.9	3.5	4.2
123.2	61.6	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	3.1	3.7	4.5
116.0	58.0	0.6	0.8	1.1	1.3	1.6	2.0	2.4	2.7	3.3	4.0	4.7
108.7	54.4	0.6	0.9	1.1	1.4	1.8	2.1	2.5	2.9	3.5	4.2	5.1
101.4	50.7	0.7	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	2.7	3.1	3.8	4.6	5.4
94.1	47.1	0.7	1.0	1.3	1.7	2.0	2.5	2.9	3.3	4.1	4.9	5.8
86.9	43.4	0.8	1.1	1.4	1.8	2.2	2.7	3.2	3.6	4.4	5.3	6.3
79.7	39.8	0.9	1.2	1.5	2.0	2.4	2.9	3.5	3.9	4.8	5.8	6.9
72.6	36.3	1.0	1.3	1.7	2.1	2.6	3.2	3.8	4.3	5.3	6.4	7.6
65.6	32.8	1.1	1.4	1.9	2.4	2.9	3.5	4.2	4.7	5.8	7.0	8.4
58.9	29.4	1.2	1.6	2.1	2.6	3.3	3.9	4.7	5.3	6.5	7.8	9.3
52.3	26.1	1.3	1.8	2.3	3.0	3.7	4.4	5.3	5.9	7.3	8.8	10.5
46.0	23.0	1.5	2.0	2.7	3.4	4.2	5.0	6.0	6.8	8.3	10.0	12.0
40.0	20.0	1.7	2.3	3.1	3.9	4.8	5.8	6.9	7.8	9.6	11.5	13.7
34.3	17.2	2.0	2.7	3.6	4.5	5.6	6.7	8.0	9.0	11.1	13.5	16.0
29.1	14.5	2.4	3.2	4.2	5.3	6.6	7.9	9.5	10.7	13.2	15.9	18.9
29.2	14.6	2.4	3.2	4.2	5.3	6.6	7.9	9.4	10.7	13.1	15.8	18.9
29.2	14.6	2.4	3.2	4.2	5.3	6.5	7.9	9.4	10.6	13.1	15.8	18.8
29.3	14.6	2.4	3.2	4.2	5.3	6.5	7.9	9.4	10.6	13.1	15.8	18.8
29.2	14.6	2.4	3.2	4.2	5.3	6.6	7.9	9.4	10.6	13.1	15.8	18.8
29.1	14.5	2.4	3.2	4.2	5.3	6.6	7.9	9.5	10.7	13.2	15.9	18.9
28.9	14.4	2.4	3.2	4.2	5.4	6.6	8.0	9.5	10.8	13.3	16.0	19.1
28.5	14.2	2.4	3.3	4.3	5.5	6.7	8.1	9.7	10.9	13.4	16.2	19.3
27.9	13.9	2.5	3.4	4.4	5.6	6.9	8.3	9.9	11.1	13.7	16.6	19.7
27.0	13.5	2.6	3.5	4.5	5.8	7.1	8.6	10.2	11.5	14.2	17.1	20.4
25.7	12.8	2.7	3.7	4.8	6.1	7.5	9.0	10.7	12.1	14.9	18.0	21.4
24.4	12.2	2.8	3.8	5.0	6.4	7.8	9.5	11.3	12.7	15.7	18.9	22.5
24.5	12.3	2.8	3.8	5.0	6.3	7.8	9.4	11.2	12.7	15.6	18.9	22.4

Calcolo della sezione dei tiranti per i "sistemi specifici"

Il calcolo della sezione dei tiranti per i "sistemi specifici", differenti dal sistema di base per il passo dei cavi (*50 cm ≤ z ≤ 200 cm*) o per la classe sismica prestazionale B ($a_g/g \cdot S = 0,36$), viene effettuato nei seguenti due step:

1. si ricalcola il tiro in ciascun ordine dei cavi fissando la classe prestazionale A e variando il solo passo (z = 50, 120, 150, 200 cm). Noto lo sforzo di trazione agente su ciascun ordine di cavi, lo si rapporta a quello agente sull'omologo sistema di base (ossia caratterizzato dalla medesima altezza *H*) alla stessa quota.
2. si ricalcola il tiro in ciascun ordine dei cavi fissando la classe prestazionale B e variando il solo passo (z = 50, 120, 150, 200 cm). Noto lo sforzo di trazione agente

su ciascun ordine di cavi, lo si rapporta a quello agente sull'omologo sistema di base (ossia caratterizzato dalla medesima altezza *H*) alla stessa quota

Il massimo dei rapporti così ottenuti per ciascuna configurazione geometrica della torre (in termini di *H*) costituisce, pertanto, il coefficiente di amplificazione (o di riduzione) dell'area dei cavi dei sistemi specifici, rispetto al sistema di base, tali da garantirne il ritegno dei medesimi volumi di concio da presidiare.

In Tabella 4.66 è riportato l'esito dei calcoli effettuati:

Tabella 4.66 Calcolo della sezione degli ordini dei cavi per i sistemi specifici.

	Classe A					**Classe B**				
z	50	100	120	150	200	50	100	120	150	200
$(N_{sp}/N_{base})_{max}$	0.59	1.00	1.49	1.87	2.20	0.42	0.72	1.07	1.35	1.58
Diametro	10	10	14	14	16	10	10	12	12	14
	10	12	16	18	18	10	12	14	14	16
	12	14	18	20	22	10	12	16	18	18
	14	16	20	22	24	12	14	18	20	22
	14	18	22	2Ø18	2Ø20	12	16	20	22	24
	16	20	2Ø18	2Ø20	2Ø22	14	18	22	24	2Ø18
	18	22	2Ø20	2Ø22	2Ø24	16	20	24	2Ø20	2Ø20
	20	24	2Ø22	2Ø24	-	16	22	2Ø18	2Ø20	2Ø22
	20	2Ø18	2Ø22	-	-	18	22	2Ø20	2Ø22	2Ø24
	22	2Ø20	-	-	-	20	24	2Ø22	2Ø24	-
	24	2Ø22	-	-	-	22	2Ø20	2Ø24	-	-
	2Ø20	2Ø24	-	-	-	24	2Ø22	-	-	-

La metodologia di calcolo adottata consente pertanto di calcolare il diametro degli ordini dei cavi dei "sistemi specifici" a partire dal sistema di base, semplificando notevolmente la scrittura della scheda STOP-TC in termini di impiego di tabelle.

Calcolo della sezione dei ritti per il "sistema di base"

Con riferimento alla Figura 4.113 è evidente che i cavi sono dimensionati per contrastare l'azione derivante dal cinematismo fuori piano della parete da presidiare, durante un evento sismico. Tale azione viene trasferita ai cavi mediante dei ritti in legno.

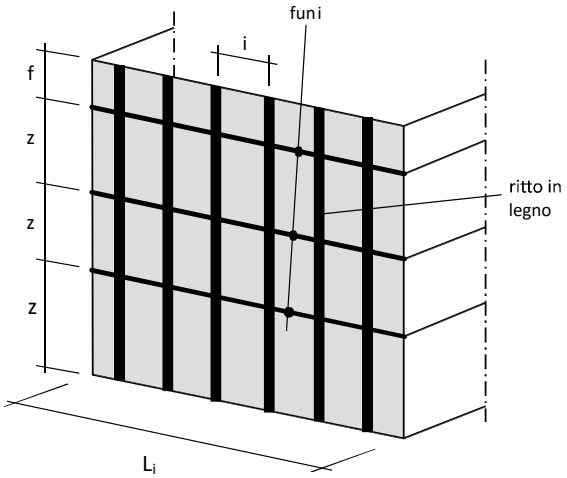


Figura 4.113 Schema configurazioni CE, CP e CV. Il presidio della parete è effettuato esclusivamente mediante cavi posti alle estremità della parete da presidiare. La diffusione degli sforzi è garantita da ritti verticali in legno.

Con riferimento al sistema di base (*z = 1,0 m*; $a_g/g \cdot S = 0{,}50$), il dimensionamento dei ritti è effettuato in analogia a quanto riportato a proposito della scheda STOP-TA. In particolare, fissata la dimensione di cavo da impiegare, le sezioni dei ritti sono cautelativamente individuate riferendosi alla massima sezione impiegabile per quel cavo e al minimo sbalzo sommitale "f" realizzabile. In particolare, dall'analisi della Tabella 1 della scheda STOP-TA, si ricava la Tabella 4.67:

Tabella 4.67 Sezione dei ritti e sbalzo sommitale per il sistema di base fino a cavi Ø24 ($z = 1{,}0$ m; $a_g/g \cdot S = 0{,}50$).

			Ø12	Ø14	Ø16	Ø18	Ø20	Ø22	Ø24
i	fino 1 m	Sez. ritto	10x10	13x13	13x13	13x13	13x13	13x13	13x13
		f max [m]	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
	1-1,5 m	Sez. ritto	13x13	13x13	13x13	13x13	13x13	13x13	13x13
		f max [m]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	1,5-2 m	Sez. ritto	13x13	15x15	15x15	15x15	15x15	15x15	15x15
		f max [m]	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

Nel caso di impiego di cavi di sezione complessiva superiore a Ø24, non presenti nella Tabella 1 della scheda STOP-TA, si procede cautelativamente prevedendo ritti di sezione almeno doppia rispetto alla sezione associata ai cavi Ø24 con gli sbalzi minimi consentiti nella Tabella 1 della Scheda STOP-TA per tali sezioni. In Tabella 4.68 sono riportate le sezioni dei ritti per gli ordini di cavi 2Ø18; 2Ø20; 2Ø22; 2Ø24:

Tabella 4.68 Sezione dei ritti e sbalzo sommitale per il sistema di base da cavi 2Ø18 fino a 2Ø24 (z = 1,0 m; $a_g/g \cdot S$ = 0,50).

			2Ø18	2Ø20	2Ø22	2Ø24
i	fino 1 m	Sez. ritto	18x18	18x18	18x18	18x18
		f max [m]	0,50	0,50	0,50	0,50
	1-1,5 m	Sez. ritto	18x18	18x18	18x18	18x18
		f max [m]	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,5-2 m	Sez. ritto	20x20	20x20	20x20	20x20
		f max [m]	0,80	0,80	0,80	0,80

Calcolo della sezione dei ritti per i "sistemi specifici"

Per il calcolo della sezione dei ritti per i sistemi specifici, si parte dalle sezioni previste per i sistemi di base e, a parità di interasse "i", si tiene conto del differente impegno degli stessi in funzione dell'azione sismica derivante dalla classe prestazionale B ($S_{a,B}/S_{a,A} = 0,36/0,50 = 0,72$) e dal differente passo "z".

Nel caso in cui il sistema specifico sia in classe prestazionale A e, quindi, con la medesima azione sismica, un differente passo tra gli ordini dei cavi "z" modifica la luce di calcolo dei ritti. In particolare, supponendo gli stessi semplicemente appoggiati tra gli ordini dei cavi, al fine di garantire il medesimo impegno in termini di tensioni massime ai lembi delle sezioni (σ = M/W), partendo dalle sezioni previste per il sistema di base, si ricava la sezione dei ritti dei sistemi specifici, osservando che:

$$\sigma = M/W = q \cdot z^2/(8 \cdot W)$$

da cui, a parità di azione sismica e, quindi, di carico distribuito q sulla parete:

$$q \cdot z_{100}^2/(8 \cdot W_A) = q \cdot z_B^2/(8 \cdot W_B)$$

ossia, semplificando:

$$W_B = (z_B/z_{100})^2 \cdot W_A$$

Noto il valore minimo del modulo di resistenza da attribuire ai ritti del sistema specifico, se ne ricava la tipologia di sezione da adottare.

Nella Tabella 4.69 sono associate le tipologie di sezione adottabili per i ritti ed i relativi moduli di resistenza:

Tabella 4.69 Modulo di resistenza "W" dei ritti.

Tipologia di sezione	W (cm^3)
10x10	166.7
13x10	366.2
15x15	562.5
18x18	972.0
20x20	1333.3
2 18x18	1944,0
2 20x20	2666.7

Fissata la tipologia di ritti del sistema di base, dalla Tabella 4.70 si ricava il modulo di resistenza minimo per il sistema specifico in classe A con passo differente da 100 cm e, conseguentemente, in Tabella 4.71 è riportata la sezione da impiegare:

Tabella 4.70 Modulo di resistenza "W" dei ritti per i sistemi specifici in Classe A con passo tra gli ordini di cavi differente da 100 cm.

z	50	100	120	150	200
W	41.7	166.7	240.0	375.0	666.7
	91.5	366.2	527.3	823.9	1464.7
	140.6	562.5	810.0	1265.6	2250.0
	243.0	972.0	1399.7	2187.0	3888.0
	333.3	1333.3	1920.0	3000.0	5333.3

Tabella 4.71 Sezioni dei ritti per i sistemi specifici in Classe A con passo tra gli ordini di cavi differente da 100 cm.

z	50	100	120	150	200
Lato	10	10	13	15	18
	10	13	15	18	2x18
	10	15	18	20	2x20
	13	18	20	2x20	-
	13	20	2x18	-	-

Nel caso in cui il sistema specifico sia in classe prestazionale B e, quindi, con azione sismica pari al 72% dell'azione prevista in classe A, e con un differente passo tra gli ordini dei cavi "z", che modifica la luce di calcolo dei ritti, si procede in analogia al caso precedente, garantendo il medesimo impegno in termini di tensioni massime ai lembi delle sezioni ($\sigma = M/W$):

$q \cdot z_{100}^2/(8 \cdot W_A) = 0.72 \cdot q \cdot z_B^2/(8 \cdot W_B)$
ossia, semplificando:

$W_B = 0.72 \cdot (z_B/z_{100})^2 \cdot W_A$

Fissata la tipologia di ritti del sistema di base, dalla Tabella 4.72 si ricava il modulo di resistenza minimo per il sistema specifico in classe B con passo differente da 100 cm e, conseguentemente, in Tabella 4.73 è riportata la sezione da impiegare:

Tabella 4.72 Modulo di resistenza "W" dei ritti per i sistemi specifici in Classe B con passo tra gli ordini di cavi differente da 100 cm.

z	50	100	120	150	200
W	30.0	120.0	172.8	270.0	480.0
	65.9	263.6	379.6	593.2	1054.6
	101.3	405.0	583.2	911.3	1620.0
	175.0	699.8	1007.8	1574.6	2799.4
	240.0	960.0	1382.4	2160.0	3840.0

Tabella 4.73 Sezioni dei ritti per i sistemi specifici in Classe B con passo tra gli ordini di cavi differente da 100 cm.

z	50	100	120	150	200
Lato	10	10	13	13	15
	10	13	15	18	20
	10	15	18	18	2x18
	13	18	20	2x18	-
	13	18	2x18	2x18	-

Dimensionamento degli ancoraggi dei ritti alle pareti

Per l'ancoraggio dei ritti alle pareti, necessario in quanto tali elementi verticali non risultano poggianti a terra, si prevede un sistema di fissaggio realizzato mediante barre filettate ancorate alla muratura e fissate con piastra metallica, dado e contro dado.

Ai fini del dimensionamento delle barre ci si riferisce al catalogo Fischer "Ancoranti chimici Fischer per muratura e calcestruzzo" che, in caso di ancoraggio su mattoni pieni o semipieni, fornisce il valore di carico raccomandato a taglio "V_b", sulla singola barra filettata Ø8, di 710 N.

Si assumono cautelativamente le seguenti azioni agenti:

- Massimo interasse ammissibile tra i ritti: i_{max} = 2.0 m;
- Minimo passo tra gli ordini di cavi: z_{min} = 0.5 m;
- Massima sezione ammissibile dei ritti: s_{max} = 20 cm;
- Massima dimensione dei cavi: $Ø_{max}$ = 2Ø24;

- Massa singolo cavo di sezione massima (Catalogo TECI): $m_{Ø24}$ = 2.9 kg/m
- Massa ritti (UNI EN 338): ρ_{max} = 575 kg/m^3

Il peso gravante sul sistema di ancoraggio "T_b", a metro di ritto, risulta:

$T_b = g \cdot (s_{max}^2 \cdot \rho_{max} + 2 \cdot m_{Ø24}/z_{min}) = 9.81 \cdot (0{,}2^2 \cdot 575 + 2 \cdot 2.9/0.5) = 9{,}81 \cdot (23.0 + 11.6) =$

$= 340$ N/m

L'interasse massimo tra le barre filettate Ø8, "$i_{b,max}$" è pertanto pari a:

$i_{b,max} = V_b / T_b = 710 / 340 = 2{,}1$ m

Può essere pertanto assunto un passo massimo tra le barre filettate di 2 m, con un minimo di 2 barre per ritto.

4.15.4.2 Dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e degli ancoraggi

Per il dimensionamento degli elementi per l'assemblaggio e ancoraggio dell'opera provvisionale si rimanda integralmente alla scheda STOP-TA.

Calcolo della distanza di ancoraggio

Per il calcolo della distanza di ancoraggio "D", si assume che il tiro della fune si distribuisca lungo due superfici della muratura di area $D_{min} \cdot s_m$ assunta con le seguenti caratteristiche (muratura in pietre a spacco con buona tessitura, § C.B.8, NTC 2008):

τ_0 = 0.08 MPa	resistenza media a taglio della muratura
γ_M = 2.00	coefficiente di sicurezza parziale in caso di sisma
$\tau_{0,d} = 0.7 \cdot \tau_0 / \gamma_M$ = 0.028 MPa	resistenza di progetto a taglio della muratura

da cui:

$D_{min} = T / (2 \cdot s_m \cdot \tau_{0,d})$

Assumendo quale tiro "T" il valore della resistenza di progetto degli ordini di cavi, si ricavano i valori di "D_{min}" dalla Tabella 4.74:

Tabella 4.74 Calcolo della distanza minima di ancoraggio dei cavi "D_{min}".

Cavo	kN	t	s_{min} (m)	$\tau_{0,D}$ [MPa]	D_{min} [m]
Ø12	34.5	3.52	0.5	0.028	1.2
Ø14	46.9	4.78	0.5	0.028	1.7
Ø16	61.2	6.24	0.5	0.028	2.2
Ø18	77.7	7.92	0.5	0.028	2.8
Ø20	95.7	9.76	0.5	0.028	3.4
Ø22	115.5	11.78	0.5	0.028	4.1
Ø24	137.5	14.02	0.5	0.028	4.9
2Ø18	155.4	15.84	0.5	0.028	5.6
2Ø20	191.4	19.52	0.5	0.028	6.8
2Ø22	231	23.56	0.5	0.028	8.3
2Ø24	275	28.04	0.5	0.028	9.8

4.15.5 Esempio di calcolo

Si riporta un esempio di dimensionamento del sistema di cerchiaggio di una torre caratterizzata dal distacco di un concio murario d'angolo in sommità.

In particolare, si considererà:

- classe prestazionale B (S_a = 0.36);
- spessore parete muraria: s_m = 100 cm;
- altezza della torre: H = 25 m;
- quota minima del concio in distacco: b = 15 m;
- lunghezza geometrica dei conci in distacco: $L_1 = L_2$ = 5 m;
- interasse tra i ritti: i = 1.25 m;
- peso specifico della muratura: γ_m=20 kN/m^3;

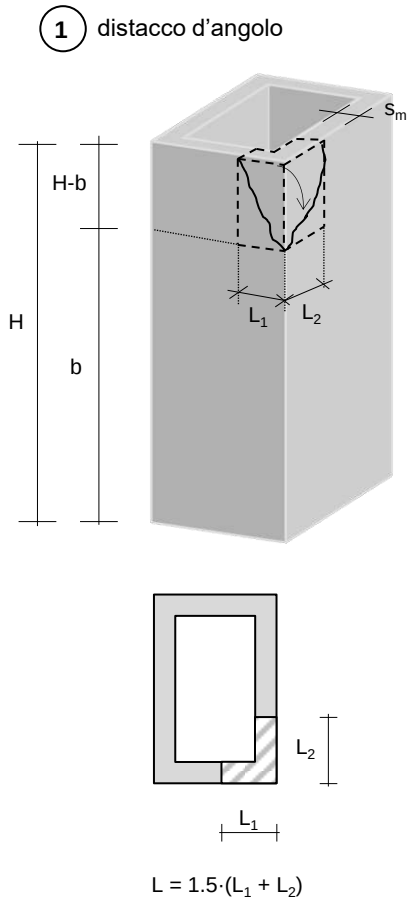


Figura 4.114 Cerchiaggio di una torre alta 25 m.

4.15.5.1 Dimensionamento del sistema di base

Con il sistema di base si assume un passo tra gli ordini di cavi pari a:

z = 1.0 m da cui:

n_o = (H-b)/z = (25-15)/1.0 = 10 numero di ordini di cavi

L'azione sismica agente su un concio di sezione pari a 1 m^2 risulta:

$F_a = S_a \cdot W_a / q_a$

$W_a = (H-b) \cdot 1m^2 \cdot \gamma_m = 10 \cdot 1.0 \cdot 20.0 = 200.0\ kN$

$S_a = a_g/g \cdot S \cdot 1.5 \cdot \{1+[b+(H-b)/2]/H]-0.5\} = 0.5 \cdot \{1.5 \cdot [1+(15+5)/25]-0.5\} = 1.10$

$F_a = 1.10 \cdot 200.0/1.0 = 220.0\ kN$

Lo sforzo di trazione massimo agente sull'ordine di cavi sommitale vale:

$N_{max} = F_a \cdot n_o \cdot (n_o-1+\alpha)/\{4 \cdot [\Sigma_{1=1}^{no-1} i^2 + (n_o-1+\alpha)^2]\} = 220.0x10x(10-1+1)/$

$/\{4x[285+(10-1+1)^2]\} = 22000/1540 = 14.3\ kN/m^2$

La massima sezione di concio presidiabile si ricava dividendo lo sforzo di trazione massimo, calcolato per unità di superficie in pianta di concio e agente sull'ordine di cavi più sollecitato, per la portata dei cavi. In particolare, in caso di impiego di:

1Ø12 $(Lxs_m)_{max}$ = 2.4 m^2
1Ø14 $(Lxs_m)_{max}$ = 3.3 m^2
1Ø16 $(Lxs_m)_{max}$ = 4.3 m^2
1Ø18 $(Lxs_m)_{max}$ = 5.4 m^2
1Ø20 $(Lxs_m)_{max}$ = 6.7 m^2
1Ø22 $(Lxs_m)_{max}$ = 8.1 m^2
1Ø24 $(Lxs_m)_{max}$ = 9.6 m^2
2Ø18 $(Lxs_m)_{max}$ = 10.9 m^2
2Ø20 $(Lxs_m)_{max}$ = 13.4 m^2
2Ø22 $(Lxs_m)_{max}$ = 16.2 m^2
2Ø24 $(Lxs_m)_{max}$ = 19.3 m^2

Essendo il concio in posizione d'angolo, la lunghezza geometrica dello stesso deve essere amplificata di 1.5 per tenere conto del tiro non parallelo alla forza sismica da parte dei cavi. Pertanto:
$L = 1.5 \cdot (L_1 + L_2) = 1.5 \cdot (5 + 5) = 15$ m
$Lxs_m = 15 \cdot 1.0 = 15\ m^2$
Si deduce quindi che il sistema di base sarà caratterizzato da ordini di cavi almeno 2Ø22 con ritti 18x18 ad interasse "i" pari a 1.25m e sbalzo "f" di 0.5m (Tabella 4.68).

4.15.5.2 Dimensionamento del sistema Specifico

Il sistema specifico è caratterizzato da Classe prestazionale B.

Dalla Tabella 4.66 si deduce che, con passo "z" = 1.0 m è possibile impiegare cavi 2Ø20 o, in alternativa:

per z = 0.50 1Ø22
per z = 1.20 2Ø24

Per i ritti, dalla Tabella 4.73 si evince che, conservando lo stesso passo "z" tra i cavi di 1.0 m, si confermano i ritti 18x18.

Per completezza, la distanza minima di ancoraggio "D" è pari a 6.8 m (Tabella 4.74).

Capitolo 5

5 Gli aspetti operativi

5.1 La sicurezza degli operatori

Durante la realizzazione di opere provvisionali o di demolizioni da parte di squadre del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, la sicurezza degli operatori rappresenta un aspetto delicato e importante. Infatti, durante tali operazioni, i Vigili del Fuoco sono esposti ad ulteriori rischi derivanti proprio dalla criticità dello scenario in cui si trovano ad operare, per pericolo di caduta di elementi edilizi o di crollo anche parziale di fabbricati prospicienti le strade, a seguito di probabili scosse sismiche successive. Di conseguenza, le zone di intervento post sisma non possono essere considerate alla stessa stregua dei cantieri, ma sono da ritenersi vere e proprie aree operative, che richiedono una gestione riconducibile a quella adottata nelle operazioni di soccorso tecnico-urgente.

Una delle misure più determinanti per la mitigazione del rischio sul campo è, certamente, la riduzione dei tempi di permanenza del personale VVF nelle zone pericolose, ma ciò comporta una richiesta di maggiore attenzione, rispetto alle condizioni ordinarie di lavoro, dovuta alla maggiore rapidità con cui devono essere eseguite le operazioni necessarie. Il Vademecum STOP è stato studiato per rendere le opere provvisionali il più possibile modulari, consentendo agli operatori la costruzione dei singoli elementi in zona sicura, anche lontano dal punto in cui devono essere installati.

Le opere provvisionali non sono realizzate soltanto per mettere in sicurezza le costruzioni o per il ripristino della viabilità, ma anche per consentire di portare soccorso alle persone e per permettere il recupero dei beni. Il risultato immediato di tale attività è di permettere l'ingresso nelle zone più interne a personale delle Istituzioni (MiBAC, ecc.) o a ditte private e relativi lavoratori ordinari, rispettivamente per gli interventi di catalogazione e di restauro o di ristrutturazione.

Il rischio per il personale VVF impegnato per l'esecuzione delle opere provvisionali è stato gestito con l'emanazione di specifiche disposizioni interne e procedure di sicurezza emanate dal Nucleo NCP.

5.1.1 Procedure operative e di gestione della sicurezza degli operatori

Col fine primario di salvaguardare gli operatori VVF, il Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali ha predisposto fin dalle prime fasi di intervento una specifica "*procedura operativa per la realizzazione di opere provvisionali e demolizioni per la messa in sicurezza degli edifici in fase di emergenza sismica*".

La procedura definisce il campo di applicazione, le esclusioni e la linea di comando e controllo per l'attuazione delle operazioni in condizioni di sicurezza. Sono ad esempio esclusi dai compiti dei VVF il trasporto di detriti e dei materiali di risulta alle discariche, in quanto tali operazioni richiedono mezzi e permessi specifici.

Nella procedura vengono assegnati i compiti del Direttore Tecnico dei Soccorsi (DTS) e del Responsabile Operativo del Soccorso (ROS), entrambi operanti sotto il coordinamento del NCP. Al DTS è, in particolare, affidato il compito di individuare le aree operative e le figure professionali, in numero e specialità, necessarie per l'esecuzione in sicurezza di ogni singola opera da realizzare. Sempre al DTS è delegata l'individuazione di un responsabile per il controllo degli accessi e della viabilità nell'area operativa di intervento, nonché delle squadre mediche eventualmente necessarie per la sicurezza degli operatori. Al DTS sono altresì affidati i compiti di pianificazione delle operazioni da svolgere e di richiesta delle risorse umane, dei mezzi, delle attrezzature e dei materiali necessari.

Un altro adempimento cui deve provvedere il DTS è l'individuazione di eventuali criticità per la sicurezza degli operatori nella zona operativa di intervento ed i conseguenti provvedimenti. In questo rientra anche l'individuazione di zone sicure per il deposito del materiale necessario alla realizzazione delle opere e, come già accennato, per la realizzazione di singoli elementi delle opere provvisionali. In tali zone è peraltro possibile l'utilizzo di DPI (Dispositivi di Protezione Individuale) più leggeri (ad es. elmetto da cantiere) rispetto a quelli normalmente utilizzati dai VVF, con conseguente minore affaticamento del personale.

Alla figura del ROS vengono invece delegate la responsabilità in loco di tutte le operazioni di natura tecnica finalizzate al soccorso, la pianificazione di tutte le operazioni giornaliere da svolgere sulla base delle indicazioni del DTS e dei dati disponibili e il compito di relazionare a fine giornata al DTS sullo stato dei lavori.

Il ROS deve operare con le risorse umane e materiali di cui dispone, adeguando la logistica alle esigenze delle operazioni, secondo i criteri gestionali e operativi adottati negli interventi di soccorso tecnico urgente.

La procedura fornisce altresì indicazioni circa il "*Piano Operativo di intervento per la realizzazione di opere provvisionali e per le demolizioni*". In particolare, sulla base delle caratteristiche del luogo di intervento, il Piano Operativo deve contenere una planimetria riportante alcune indicazioni fondamentali, quali:

- il perimetro di sicurezza e le relative modalità di interdizione;
- il perimetro operativo;
- il numero e il tipo di mezzi VVF necessari, nonché il loro posizionamento;
- il numero, le qualifiche e le specializzazioni del personale VVF necessario, con indicazioni sul loro posizionamento nel corso delle operazioni, in relazione agli specifici compiti loro affidati;
- eventuali posti di soccorso medico, da concordare con il responsabile VVF della funzione sanità, in relazione al personale e ai mezzi da impiegare;
- il perimetro di sicurezza e relativo posizionamento delle postazioni per il controllo degli accessi, da concordare con il responsabile della Pubblica Sicurezza o dei Vigili Urbani, da definire in relazione alle caratteristiche della viabilità locale.

La procedura contiene inoltre le "*istruzioni operative*", costituenti un vero e proprio memorandum per i funzionari chiamati ad applicarle. Tali istruzioni:

- definiscono i rapporti e gli accordi da instaurare prima dell'inizio delle operazioni con il personale interno e con quello esterno al CNVVF;
- indicano come limitare al minimo necessario il numero degli addetti presenti nelle zone delle operazioni;
- rammentano che è necessario individuare appositi DPI per ogni operazione e che questi devono essere utilizzati dal personale;
- forniscono criteri per definire il posizionamento dei mezzi;
- prevedono il contatto radio tra ROS ed operatori durante i lavori in quota;
- indicano il ROS come unico responsabile per l'accesso alle aree operative con conseguente potere autorizzativo;

- forniscono elementi per la redazione dei rapporti giornalieri e la gestione delle comunicazioni tra ROS e DTS (ad esempio avvenuta messa in sicurezza, autorizzazione all'accesso);
- definiscono i criteri per l'impiego di personale munito di specifica formazione o esperienza professionale.

La procedura tratta poi delle "*operazioni condotte congiuntamente a personale SAF*" da parte del personale VVF generico, richiamando l'applicazione anche delle procedure specifiche di sicurezza (manuali operativi ecc.) della componente specialistica SAF. Vale la pena ricordare che la sigla SAF è acronimo di Speleo-Alpino-Fluviale, specialità introdotta nei Vigili del Fuoco con quattro livelli operativi. Il livello base è acquisito da tutti i Vigili del Fuoco durante la formazione iniziale o successivamente presso i Comandi, mentre i livelli superiori richiedono la frequenza ed il superamento di specifici corsi, secondo propedeuticità predefinite.

L'utilizzo di personale SAF è indispensabile per ridurre ulteriormente il rischio delle operazioni; lavorando in sospensione sopra i fabbricati lesionati è infatti possibile operare fuori dalle traiettorie di caduta di eventuali elementi edilizi.

È inoltre affrontato il problema delle "*operazioni condotte congiuntamente a personale e mezzi di ditte private*", per le quali è previsto che il personale VVF acquisisca una dichiarazione resa dal responsabile della ditta fornitrice dei mezzi, attestante il rispetto delle vigenti norme in materia di tutela della salute e sicurezza nei luoghi di lavoro (la procedura contiene uno specifico modello). Qualora il personale VVF utilizzi mezzi privati (noleggio a freddo) è previsto che detto personale acquisisca preventivamente, dal proprietario o responsabile del mezzo, informazioni sulle modalità di impiego e sui limiti operativi del mezzo, nonché sui rischi specifici connessi al suo uso. Tale adempimento è facilitato da un apposito modello allegato alla procedura.

Il personale VVF incaricato della conduzione del mezzo deve essere individuato tra coloro che abbiano conseguito apposita formazione ovvero che abbiano maturato esperienza professionale nella conduzione della particolare tipologia del mezzo.

La procedura termina con l'indicazione di "*ulteriori compiti del ROS*", quali:

- indicare agli eventuali operatori terzi presenti sul luogo dell'intervento le zone interdette agli stessi ai fini della loro sicurezza;
- attuare i provvedimenti ritenuti necessari al fine di evitare o comunque ridurre i rischi da interferenze tra il personale del CNVVF e gli operatori terzi presenti nel luogo dell'intervento;
- attuare le procedure operative e generali di sicurezza, emanate dal Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali (NCP).

5.1.2 Modalità di impostazione e di gestione degli interventi

Come si è detto nel paragrafo 5.1, le operazioni di realizzazione delle opere provvisionali in emergenza sismica, pur avendo caratteristiche simili a quelle di un cantiere, sono concepite e gestite come intervento di soccorso tecnico urgente. Questo trova riscontro nella nota n. 4060/5001 del 27.05.2009 del Ministero dell'Interno – Dipartimento dei Vigili del Fuoco Soccorso Pubblico e Difesa Civile – Ufficio Dirigente Generale Capo del CNVVF, dove si specifica che un luogo dove il personale VVF opera per la realizzazione di un'opera provvisionale o per un intervento di demolizione, non rientra nel campo d'applicazione del Titolo IV (Cantieri Temporanei o Mobili) del Decreto Legislativo 9 aprile 2008 n. 81 e s.m.i.. In particolare, l'area di intervento dei VVF è da considerarsi area operativa riservata, ai sensi dell'art 13 comma 3 del D.Lgs 81/2008; pertanto, al suo interno, il personale VVF deve adottare le misure di tutela della salute e della sicurezza emanate dal CNVVF in materia di formazione,

addestramento, efficienza psicofisica, impiego dei dispositivi di protezione individuali e dei mezzi e attrezzature di soccorso predisposte per lo specifico impiego. A tal fine possono essere adottati uno o più degli strumenti appositamente predisposti: manuali addestrativi, procedure operative standard, corsi di base, di qualificazione, di specializzazione e disposizioni interne.

Nella aree operative riservate, inoltre, la vigilanza sul rispetto della legislazione vigente in materia di tutela della sicurezza e salute nei luoghi di lavoro viene svolta esclusivamente dai servizi sanitari e tecnici dell'Ufficio Centrale Ispettivo del Dipartimento Vigili del Fuoco ai sensi dell'art 13 comma 1 bis del D.Lgs 81/2008.

Per mitigare il rischio da interferenze nel caso di operazioni effettuate congiuntamente a personale e mezzi di ditte private, la già richiamata Procedura NCP e la relativa nota ministeriale prescrivono che il Responsabile delle Operazioni di Soccorso dei Vigili del Fuoco adotti idonei provvedimenti atti ad evitare che il personale delle ditte esterne venga esposto a pericoli e acceda in aree interdette, in relazione allo specifico incarico per il quale lo stesso è chiamato ad operare.

5.2 La gestione del materiale

5.2.1 Disponibilità del materiale in emergenza

La ricerca dei prodotti e la relativa consegna in tempi accettabili, in un mercato in situazione di emergenza dovuta a grande calamità qual è stato il sisma abruzzese dell'aprile 2009, sono operazioni che presentano spesso rilevanti criticità.

La principale difficoltà è costituita dalla scarsa disponibilità dei materiali ed attrezzature, in quanto i fornitori locali del settore edile ancora in grado di operare sono oberati da numerosissime richieste di grandi quantità di prodotti estremamente differenziati, data la varietà di modalità realizzative adottate dai diversi soggetti che agiscono sul territorio colpito.

In genere i fornitori locali non riescono a far fronte alle richieste se non in una seconda fase, dopo aver adeguato sia la propria organizzazione interna che i rapporti nei confronti dei fornitori primari (produttori) alle necessità contingenti del mercato.

Solitamente, quindi, una calamità nazionale mette in seria difficoltà tutto il sistema del mercato del territorio coinvolto, comprensivo di industrie produttrici e di rivenditori, che riesce a dare risposte adeguate solo dopo alcune settimane dall'evento.

L'indisponibilità del materiale costringe, a volte, le squadre degli operatori, già presenti sul posto, ad un'attesa inoperosa prima dell'inizio dei lavori.

Nelle precedenti calamità, ad esempio, i Vigili del Fuoco furono costretti a provvedere direttamente al ritiro del materiale necessario presso i rivenditori e a trasportarlo in "area di intervento", con evidente spreco di un'importante quota delle risorse a disposizione.

5.2.2 Procedure adottate per l'approvvigionamento

Al termine della prima fase dell'emergenza che è seguita al terremoto del 6 aprile 2009, relativa al soccorso alle persone ed alla ricerca dei dispersi, è iniziata una massiccia azione per la messa in

sicurezza degli edifici danneggiati attraverso l'esecuzione di opere provvisionali, che ha interessato, inizialmente, soprattutto il patrimonio artistico culturale (chiese e palazzi) danneggiato dal sisma.

Per evitare le problematiche legate alle difficoltà di reperimento del materiale il Nucleo NCP, sin dalla sua istituzione, ha agito su due fronti:

- nella standardizzazione delle opere con possibilità di produrre facilmente il computo del materiale a piè d'opera;
- nell'organizzazione del sistema di approvvigionamento del materiale da parte dei Vigili del Fuoco.

Per quanto riguarda la standardizzazione sono state elaborate le schede tecniche STOP delle opere provvisionali, nelle quali la soluzione progettuale da realizzare è individuata a partire dal tipo di dissesto rilevato e delle specificità geometrico-dimensionali, costruttive e di contesto dell'edificio da mettere in sicurezza.

Una volta definita la tipologia e l'estensione dell'opera, è possibile elaborare il computo dei materiali e delle attrezzature necessarie per effettuare i lavori e quindi provvedere al loro approvvigionamento per allestire l'"area di intervento".

Per quanto riguarda l'approvvigionamento è stata definita una specifica procedura finalizzata a razionalizzare e a uniformare l'acquisizione di materiali e attrezzature necessarie all'effettuazione delle opere, nel rispetto delle modalità d'acquisto in via di "somma urgenza" indicate dal Dipartimento della Protezione Civile.

Tale procedura distingue tra interventi di messa in sicurezza:

- su beni ordinari non tutelati;
- su beni culturali pubblici tutelati;
- su beni culturali privati tutelati.

Per le opere realizzate dai Vigili del Fuoco, la Funzione Materiali e Mezzi della DICOMAC ha incaricato un "Esecutore Contrattuale" (EC) al rilascio delle autorizzazioni per le forniture del materiale necessario presso le ditte fornitrici già preventivamente individuate dalla DICOMAC.

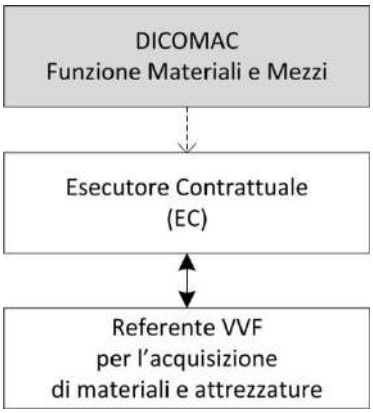


Figura 5.1 Organizzazione amministrativa per l'approvvigionamento dei materiali da parte dei VVF.

Per ridurre il numero di interlocutori, sono stati individuati, presso il Comando provinciale VVF dell'Aquila ed i Campi Base del cratere, i "Referenti per l'acquisizione di materiali ed attrezzature", con

funzione di collegamento e raccordo tra le esigenze avanzate dai Responsabili delle operazioni (ROS) e l'EC.

Tali Referenti, utilizzando apposita modulistica, hanno curato tutti gli aspetti amministrativo contabili per il prelevamento del materiale presso i fornitori, per il trasporto in "area di intervento" e per il recupero del materiale non utilizzato, compresa la gestione delle bolle di consegna, la fatturazione, la dichiarazione di regolare fornitura, ecc.

Una volta verificata la conformità della fornitura, le ditte inoltravano le fatture per il pagamento, tramite DICOMAC, al Dipartimento della Protezione Civile presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri.

5.2.2.1 Interventi di messa in sicurezza su beni ordinari non tutelati

La funzione di EC per opere su edifici non sottoposti a vincolo è stata svolta, in una prima fase dal Dirigente del NCP presso la Direzione Abruzzo e, a partire dal 11.05.2009, in via definitiva, da un funzionario tecnico del Comando dell'Aquila.

L'EC, oltre alle normali operazioni di riscontro amministrativo contabile, ha avuto un importante ruolo di riferimento per la gestione complessiva dei materiali, creando utilissimi magazzini temporanei, sia presso il Comando dell'Aquila sia, in forma più limitata, presso i Campi Base; tali strutture detenevano materiale edile di vario genere a perdere (travi in legno, funi in acciaio, cemento, resine, guanti, martelli, chiodi e viti, ecc), nonché ogni tipo di attrezzatura di lavoro da restituire dopo l'impiego (avvitatori, tassellatori, flessibili, motoseghe, saldatrici, ecc.).

Presso i magazzini le squadre hanno trovato immediate risposte a gran parte delle loro esigenze e lì sono stati riconsegnati i materiali non utilizzati o gli "sfridi" di lavorazione ancora lavorabili.

Un'apposita disposizione è stata emanata dal nucleo NCP per una corretta gestione del materiale residuale, al fine di garantire allo stesso tempo la sicurezza e la sistemazione dei luoghi al termine dell'intervento, attraverso la pulizia e il recupero del materiale non posto in opera.

È stato previsto, inoltre, che il ROS si potesse avvalere del supporto del Centro Operativo Misto o dell'acquisto diretto dei mezzi e materiali da parte del Sindaco del comune interessato, per la fornitura di mezzi e materiali presso le ditte individuate dalla DICOMAC.

In alcune località sono stati proprio i Sindaci a procurare i materiali e le attrezzature per la realizzazione delle opere da parte delle squadre dei Vigili del Fuoco, con evidente beneficio complessivo per le operazioni.

5.2.2.2 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali pubblici tutelati

In questi casi gli acquisti sono stati autorizzati dall'EC della funzione MiBAC presso DICOMAC; la figura di "Referente" VVF, interlocutore dell'EC, è stata rivestita dal personale del Comando VVF di Ferrara, nella postazione fissa costituita dall'Unità di Crisi Locale (UCL) e dal tendone in Piazza Duomo nel centro dell'Aquila.

Il ruolo di collegamento svolto da tali referenti (a parte l'autorizzazione agli acquisti) è stato simile a quello del Consegnatario del Comando dell'Aquila, con una particolare attenzione alla gestione di attrezzature impiegate dalle squadre SAF (Speleo-Alpino-Fluviale). La gran parte degli interventi sui beni culturali hanno richiesto infatti l'adozione di tecniche di derivazione SAF.

Il limitato numero degli incaricati, tutti di un solo Comando, nonché la puntuale ed efficiente organizzazione del magazzino temporaneo allestito nei pressi del tendone di fronte alla chiesa delle

"Anime Sante", hanno ottimizzato l'approvvigionamento dei materiali richiesti, che erano spesso già disponibili in tempo reale.

Oltre ad una vastissima varietà di prodotti ed attrezzature presenti in magazzino, di estrema utilità si è rivelata la predisposizione di 16 kit di attrezzature (uno per nucleo regionale), ognuno dei quali conteneva, all'interno di due pratici cassoni contenitori, quanto necessario per effettuare un intervento ordinario da parte di una squadra di 7/8 unità SAF.

5.2.2.3 Interventi di messa in sicurezza su beni culturali privati tutelati

In termini di finanziamento, questi interventi non sono stati considerati prioritari rispetto a quelli da effettuare su beni pubblici e vincolati: pertanto gli oneri dell'acquisto e dell'approvvigionamento dei materiali necessari sono rimasti a carico dei proprietari privati, fatta salva la eventuale possibilità del Sindaco di provvedere all'acquisto diretto.

5.2.2.4 Mezzi ed attrezzature speciali

In molti edifici, caratterizzati da rilevanti dimensioni in altezza o con difficoltà di accesso, ad esempio nelle grandi chiese o nei complessi monumentali, è stato necessario operare con mezzi speciali che garantissero particolari prestazioni di portata e sbraccio, ben superiori a quelle delle ordinarie autoscale ed autogru dei Vigili del Fuoco.

In tali casi il ROS, quasi sempre appartenente alle squadre SAF, ha potuto inoltrare la richiesta per le vie brevi, tramite l'UCL Ferrara, alla Funzione Beni Culturali della DICOMAC, che ha prontamente provveduto al reperimento presso aziende private, gli automezzi più idonei allo scopo.

5.2.3 Miglioramenti conseguiti

L'adozione delle procedure sopra descritte, riassunte in Figura 5.2, ha prodotto, rispetto alle passate esperienze, i benefici di:

- snellire ed uniformare i procedimenti amministrativi per l'acquisizione dei materiali, con la risoluzione delle piccole criticità per le vie brevi, grazie alla presenza di pochi interlocutori;
- uniformare il materiale da utilizzare, grazie anche alla previsione dei prodotti da impiegare secondo i dettami delle schede standardizzate ("STOP");
- rendere rapidi gli acquisti, anche per la preventiva individuazione delle ditte fornitrici, evitando il ricorso a dispendiose indagini di mercato;
- consegnare direttamente sul posto il materiale, per le forniture più rilevanti;
- realizzare economie di scala grazie agli acquisti "centralizzati", che nel tempo hanno consentito la creazione di una sorta di magazzino, con evidente risparmio nella gestione dei materiali;
- disporre di un'ampia ed immediata disponibilità di materiali e di numerose attrezzature, presso i magazzini temporanei allestiti che hanno razionalizzato, tra le altre cose, la gestione del materiale non utilizzato nelle opere completate.

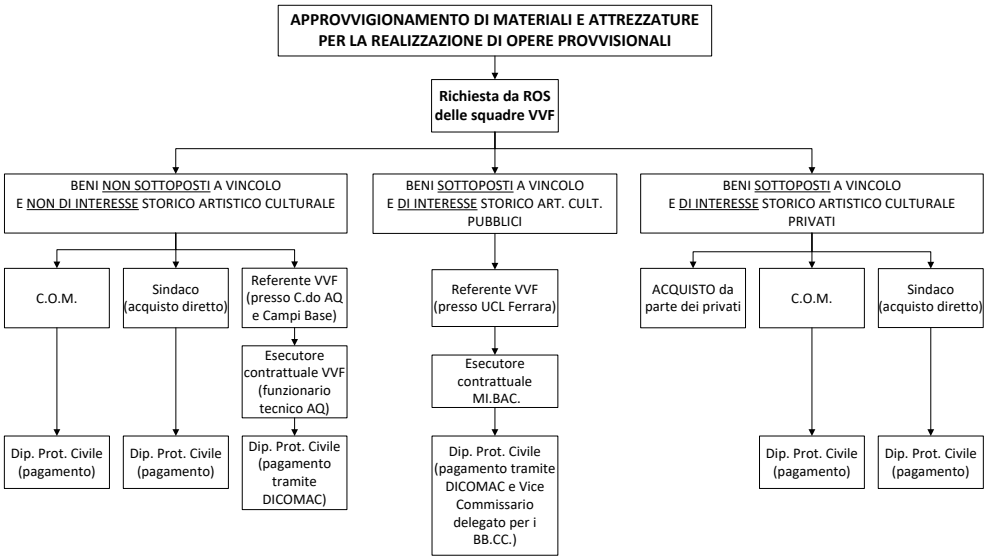


Figura 5.2 Organigramma delle procedure adottate per l'acquisizione di materiali e attrezzature in funzione della tipologia dei beni.

5.3 La messa a punto di risposte organizzative pre-strutturate: il “carro opere provvisionali”

Nel seguito viene descritto l’allestimento sperimentale di un “carro opere provvisionali” messo a punto dai Comandi provinciali dei Vigili del Fuoco di Alessandria e Vercelli, in collaborazione con l'Area II della Direzione centrale per l'Emergenza e il Soccorso Tecnico. Tale prototipo ha consentito di definire le dotazioni standard per la realizzazione delle opere provvisionali previste nel Vademecum STOP, con riferimento all’attività di dieci operatori VVF impegnati sullo scenario d’intervento.

La attrezzature sono state pensate per essere caricate entro casse di contenimento pallettizabili da trasportare in apposito container scarrabile da 6 metri ovvero in container aviotrasportabile.

5.3.1 Attrezzature

Di seguito, vengono descritte le attrezzature in dotazione del “carro opere provvisionali”, indicando campo di utilizzo e suggerimenti per la scelta, in funzione delle specifiche esigenze del Corpo Nazionale.

Motogeneratore silenziato

Utilizzato per alimentare gli utensili di tipo elettrico. Si ritiene che una potenza di 4 kW possa essere sufficiente tenuto conto, peraltro, della non contemporaneità di utilizzo delle attrezzature in dotazione.

La scelta fra le diverse attrezzature presenti sul mercato si è orientata verso modelli in possesso delle seguenti caratteristiche:

- peso contenuto. Si è deciso di non eccedere i 50 kg, in modo da poterlo rendere trasportabile da due persone;
- alimentazione a benzina al fine di ridurre il peso del motore e la relativa emissione sonora;
- silenziosità, in modo da assicurare maggiore comfort e sicurezza al personale impegnato nelle operazioni di soccorso.

Figura 5.3 Motogeneratori silenziati.

Si sono preferiti gruppi con tecnologia inverter collegabili in parallelo in modo da ottenere un sistema maggiormente affidabile che consenta di raggiungere le potenze richieste con apparecchiature più piccole e maneggevoli. A tal fine si sono ritenuti utili gruppi singoli da 2 kW e peso intorno ai 20 kg.

Sega multiuso elettrica

Tale attrezzo risulta particolarmente indicato per la realizzazione degli incastri nei puntelli in legno. A differenza delle tradizionali motoseghe, infatti, consente una maggiore precisione e il costante controllo dell’avanzamento del taglio, con la possibilità di preselezionare il numero di giri.

Figura 5.4 Sega multiuso elettrica.

Fra gli altri vantaggi, il sistema SDS (*Steck-Dreh-Sitz*, inserire-ruotare-fissare) permette una più rapida sostituzione della lama senza utensili, ha un’impugnatura supplementare orientabile e spostabile lateralmente per segare vicino al bordo, caratteristica che la rende adatta anche ai mancini.

La sega assorbe 1600 W e pesa 5.2 kg. La lunghezza della barra è di 350 mm consentendo in tal modo di realizzare tutti i tagli previsti dalle schede STOP, tenuto conto delle dimensioni dei profili ipotizzate. Tuttavia se ne consiglia l’utilizzo su elementi lignei di spessore fino a 13 cm.

Motosega lama cm 30 e cm 50

Adatta per l’esecuzione di tagli estesi all’intera sezione degli elementi in legno.

Figura 5.5 Motoseghe.

Le motoseghe si prestano anche per la realizzazione degli incastri nei puntelli, ma richiedono maggiore precisione e manualità da parte dell’operatore.

Sega a catena per carpenteria

Per la realizzazione di intagli in elementi lignei di spessore superiore ai 13 cm, si è scelta una sega a catena che consente elevate prestazioni, grazie al motore da 280 W. La sega dispone di un supporto inclinabile e regolabile in modo continuo su entrambi i lati fino a 60° e di lubrificazione automatica della catena. Il peso è di circa 16 kg.

Figura 5.6 Sega a catena per carpenteria.

Smerigliatrici angolari a disco per acciaio e pietra

Utilizzate per tagli di materiali metallici quali, ad esempio, i picchetti e/o per la rifinitura delle superfici tagliate. Assorbimento elettrico massimo 2400 W.

Figura 5.7 Smerigliatrice angolare.

Trapano tassellatore a batteria

Utilizzato in tutti i casi in cui è necessario forare le murature o preforare elementi lignei. L’alimentazione a batteria (preferibilmente al Litio), seppur maggiormente onerosa in fase di acquisto, consente di superare le criticità legate alla mancanza di punti di presa, situazione ricorrente soprattutto nell’esecuzione dei lavori in quota.

Figura 5.8 Trapano tassellatore.

Tabella 5.1 Caratteristiche tecniche consigliate per trapani tassellatori.

Caratteristica	Valore
Capacità del foro	calcestruzzo Ø 26 mm legno Ø 32 mm metallo Ø 13 mm
Energia del colpo	3.0 J
Velocità a vuoto	0÷1200 g/min
Colpi al minuto	0÷4800
Peso (Normativa EPTA)	4.5 kg

Trapano avvitatore a batteria

Necessario per la realizzazione di collegamenti mediante viti. La maneggevolezza ed il peso contenuto, oltre alla mancanza di cavi di alimentazione, rendono più agevole il lavoro degli operatori. Nella scelta fra i diversi modelli in commercio si è fatto riferimento ai valori di coppia di serraggio, preferendo attrezzi con valori dell’ordine di 60 Nm in materiale rigido e 30 Nm in materiale elastico.

Figura 5.9 Trapano avvitatore.

Trapano a percussione elettrico

Per consentire lavorazioni al banco ed avere un secondo utensile disponibile, tanto per forare quanto per avvitare, la dotazione è stata implementata con un trapano perforatore elettrico.

L’assorbimento è di 800 W con un’energia del colpo di 3 J ed una massa di poco superiore a 2 kg. Dispone inoltre di mandrino auto serrante e sistema SDS-plus.

Figura 5.10 Trapano a percussione elettrico.

Martello demolitore elettrico

Indispensabile per poter demolire porzioni di muratura nel caso di incassi di puntelli ovvero per la demolizione di pavimentazioni per la successiva infissione di picchetti metallici. Il martello è anche utile per l’infissione dei picchetti per il blocco al piede dei puntelli di ritegno, in sostituzione della consueta e più faticosa mazza.

La scelta di un demolitore elettrico in sostituzione dei modelli a scoppio trova giustificazione nel minor peso, a condizione di scegliere modelli in grado di offrire prestazioni paragonabili.

Figura 5.11 Martello demolitore elettrico.

Demolitori di questo tipo hanno assorbimenti nell’ordine di 2000 W e peso intorno ai 30 kg. Caratteristica di riferimento per gli acquisti è stata la frequenza di colpi, con valori non inferiori 1100 colpi/min.

Troncatrice per legno

La possibilità di eseguire tagli di precisione e con inclinazioni prestabilite, unite alla facilità di utilizzo, rendono la troncatrice estremamente utile per la lavorazione del legno. Fra i diversi modelli presenti sul mercato si è scelto un modello radiale dotato di marcatore laser che unisce al classico movimento verticale anche lo scorrimento in orizzontale, facilitando le operazioni di taglio.

I valori caratteristici per la scelta del modello sono essenzialmente riferiti alle altezze massime di taglio. A tal fine, valori di 50 mm in modalità sega da banco e 100 mm in modalità troncatrice, sono ritenuti congrui con le sezioni previste nelle schede STOP. La potenza assorbita è di circa 1600 W.

Figura 5.12 Troncatrice per legno.

Sega circolare e ad immersione

Questo tipo di sega consente sia tagli normali che ad immersione. Il peso contenuto la rende estremamente maneggevole, ad esempio per l‘esecuzione di lavori in quota.

In funzione del tipo di lama scelta, la sega può essere utilizzata oltre che per il legno, anche per laminati, profilati in plastica, alluminio, rame, ottone.

Caratteristica tecnica rilevante è la potenza della macchina (almeno 1200 W) oltre che la profondità di taglio, per la quale si ritiene utile un valore minimo di 50 mm .

Figura 5.13 Sega circolare.

Troncatrice per metalli

Particolarmente adatta per la troncatura rapida e precisa di acciaio, metalli non ferrosi, profilati in ferro e ghisa, ecc. È inoltre dotata di un dispositivo di serraggio rapido con regolazione in continuo dell'angolo di taglio fino a 45°.

Figura 5.14 Troncatrice per metalli.

Il modello scelto ha una potenza nominale assorbita di 2.1 kW e consente tagli di dimensione massima fino a 65 mm per acciaio in barre, 120 mm per tubi, 120x130 mm per acciaio profilato. Il peso è di circa 17 kg.

Segatrice a nastro

Le segatrici a nastro consentono tagli maggiormente accurati delle troncatrici, evitando peraltro la proiezione di frammenti incandescenti.

La potenza richiesta è nell’ordine di 1200 W, con possibilità di taglio a 45° e 90°. La scelta si è orientata verso un modello con altezza di taglio fino a 100 mm e possibilità di regolazione della velocità.

Figura 5.15 Segatrice a nastro.

Saldatrice ad inverter

Le saldatrici con la tecnologia ad inverter sono indispensabili in tutte le attività dove siano richiesti ingombro ridotto, basso consumo, versatilità di impiego e semplicità di utilizzo.

Figura 5.16 Saldatrice ad inverter.

La saldatrice può essere utilizzata con motogeneratori, avendo cura di portare a regime il gruppo e, successivamente, collegare l’impianto.

L’unità di saldatura è maneggevole grazie al peso ridotto (di norma intorno ai 5 kg) e alle dimensioni contenute. Il modello scelto ha una bassa potenza assorbita (inferiore a 3 kW) in modo da risultare compatibile con i motogeneratori del carro opere provvisionali.

Motosaldatrice

La motosaldatrice costituisce una valida alternativa alle saldatrici ad inverter, consentendo di essere totalmente indipendenti dalla disponibilità di corrente elettrica e fornendo altresì una corrente ausiliaria utile all’alimentazione degli utensili.

Il modello scelto ha un peso secco di 105, con un motore a benzina 4 tempi in grado di fornire fino a 155 A per la saldatura in corrente continua e alimentazione ausiliaria per una potenza di 6 kVA in corrente trifase ovvero 4 kVA in corrente monofase.

Figura 5.17 Motosaldatrice.

Compressore

Un compressore con serbatoio da 20/25 litri si ritiene possa essere utile per la pulizia delle attrezzature. L’assorbimento è di circa 1 kW.

Figura 5.18 Compressore.

Paranco manuale

Il paranco consente non solo il sollevamento di materiali e attrezzature ma anche la trazione dei cavi d’acciaio, agevolandone la fase di ancoraggio.

Il modello scelto ha una portata di 500 kg con un peso inferiore a 3 kg. Quest’ultima caratteristica rende questo attrezzo estremamente utile durante la realizzazione di lavori in quota che, con il tradizionale “tirfor”, risulterebbero piuttosto disagevoli.

Figura 5.19 Paranco manuale.

Taglia-piega tondini

Questo utensile, di tipo portatile, consente la realizzazione delle cambre in sito, svincolandosi dunque dalla disponibilità commerciale.

La macchina è particolarmente leggera (17 kg) e compatta, specificatamente studiata per ridurre l'affaticamento e i tempi di lavoro.

Consente di piegare i tondini scegliendo l’angolo di inclinazione della piega ed è equipaggiata di un sistema di sicurezza per evitare l’inceppamento del tondino.

La macchina lavora anche da taglia-tondini, fino a un massimo di 16 mm di diametro ed è concepita con foro per eventuale fissaggio a banco.

L’assorbimento è di 510 W.

Figura 5.20 Taglia-piega tondini.

Attrezzature a completamento del carro opere provvisionali

Nel seguito si riporta un elenco di attrezzature di uso comune che completano la dotazione del carro, indispensabili per la realizzazione di opere provvisionali:

Foratura

n. 4	serie punte trapano 1/13 mm (metallo)
n. 4	punte per cemento armato mm 16,20,22,26
n. 2	punte per martello demolitore

Misurazione e predisposizione tagli

n. 1	squadra con cappello
n. 2	squadre a geometria variabile
n. 10	metri a nastro
n. 5	rotelle metriche
n. 4	livelli varie misure
n. 2	filo a piombo
n. 1	misuratore laser

Materiale elettrico

n. 1	rotolo nastro isolante
n. 2	lampade portatili a led con caricabatteria
n. 1	presa tripla CE
n. 6	prolunghe elettriche da 15 m
n. 1	prolunga elettrica da 5 m
n. 1	forbici da elettricista

DPI e attrezzature di sicurezza

n. 10	caschetti con mentoniera
n. 10	nastri segnaletici
n. 1	scatola guanti monouso
n. 3	paia di occhiali di sicurezza
n. 1	scatola di mascherine antipolvere
n. 4	cartelli segnaletici pericolo
n. 2	supporti e 2 basi cartellonistica
n. 2	estintori
n. 1	cassetta primo soccorso
n. 2	cuffie antirumore
n. 1	maschera per saldature

Attrezzature per taglio

n. 10	lame ricambio seghetto da ferro
n. 2	scatole dischi per mola
n. 10	lame per sega a nastro da ferro
n. 2	dischi diamantati per smerigliatrici
n. 1	taglierino
n. 1	seghetto
n. 2	seghe legno da cantiere
n. 1	seghetto da ferro

Attrezzature edili in genere

n. 2	mazze	n. 1	chiave inglese da 200 mm
n. 2	picconi	n. 8	chiavi fisse

n. 3	pale	n. 1	paranco portata 1500 kg
n. 2	leverini	n. 1	affilalama elettrico
n. 5	secchielli da muratore	n. 10	martelli carpentiere
n. 2	cazzuole	n. 5	mazzette da muratore
n. 2	carriole	n. 5	picozzini VVF
n. 10	tenaglie da carpenteria	n. 2	cazzuole da muratore
n. 10	portautensili da cintura	n. 2	chiavi per ponteggi mm 21/22
n. 1	scalpello	n. 2	chiavi a stella 21/22
n. 1	forbice	n. 1	chiave motosega
n. 1	pinza	n. 1	pinza a grip
n. 1	tronchesino per cavi	n. 1	banco pieghevole con morsa
n. 1	pinza pappagallo	n. 1	pinza becco lungo
n. 1	set brugole	n. 14	morsetti da falegname misure varie
n. 1	lima		

Materiale di consumo

n. 2	taniche da 20 l per carburante
n. 1	kg di olio per catena motosega
n. 1	tanica 5 kg di olio per catena
n. 2	matasse di ferro per legature
n. 1	matassa ferro filato
n. 2	bombolette vernice spray

Attrezzature per avvitatura

n. 4	kit inserti avvitatore
n. 3	cacciaviti a stella
n. 5	cacciaviti a taglio

Attrezzature per saldature

n. 4	scatole elettrodi
n. 1	martelletto per saldature
n. 1	spazzola

Attrezzature in caricamento standard

n. 1	“sacca pompiere”

5.3.2 Ferramenta

Nel seguito si riporta una rassegna, indicativa e non esaustiva, su minuteria e ferramenta indispensabili per realizzazione di opere provvisionali.

Chiodi

I chiodi vengono utilizzati per il fissaggio sia temporaneo che permanente di elementi lignei. Per l’utilizzo previsto nelle schede STOP, si ritengono utili chiodi in ferro con testa piana, in modo da renderli più facilmente estraibili in caso di necessità.

Si ricorda che la designazione fa riferimento al valore dello spessore e della lunghezza espressi in mm.

Figura 5.21 Chiodo in ferro lucido.

Viti

Le viti vengono identificate con un codice che ne fornisce le caratteristiche geometriche. Ad esempio, 8x160 indica una vite con diametro esterno della filettatura di 8 mm e lunghezza di 160 mm (da non confondere con il valore del passo del filetto).

Altro elemento fondamentale delle viti è la testa, che racchiude tutte le informazioni indispensabili per conoscere l’esatta tipologia di fissaggio impiegato.

Figura 5.22 Vite per legno.

Essendo infatti l’unica parte che rimane accessibile durante la vita della struttura, su di essa sono riportati il marchio e la lunghezza che permettono di risalire alla profondità di penetrazione del filetto nel legno.

Inoltre, generalmente, al diametro della testa è correlato il diametro della vite, secondo un rapporto di 2 a 1.

Esistono diverse sagome della testa e del relativo innesto. Per gli utilizzi contemplati dalle schede, si ritengono utili viti con attacco tipo “Torx”, impropriamente chiamate “viti a sei punte” o “viti a stella”, ovvero sagomate in modo da impedire che l'attrezzo “scappi” dalla testa della vite quando si applica un elevato momento torcente.

Figura 5.23 Vite per legno con attacco “Torx”.

Si ricorda che è richiesta la preforatura per tutte le viti impiegate su legno di latifoglie e per viti applicate anche a legno di conifere aventi un diametro maggiore di 6 mm. Il foro-guida per la porzione filettata della vite deve avere un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del filetto.
Si ricorda inoltre che le viti poste in opera non possono essere riutilizzate a causa dello sforzo torsionale impresso. Infine, se ne consiglia l’utilizzo in accoppiamento alle rondelle, la cui applicazione migliora sensibilmente il comportamento delle giunzioni.

Cambre/graffe

Le cambre o graffe vengono utilizzate per la connessione degli elementi lignei. Sono realizzate in acciaio forgiato e si trovano in commercio secondo dimensioni non standardizzate che vanno dai 200 ai 500 mm di lunghezza con profondità di infissione variabile. Possono essere realizzate in sito utilizzando tondini di acciaio da carpenteria, avendo cura di rispettare i raggi minimi di curvatura prescritti dalla normativa.

Figura 5.24 Graffe metalliche.

Accessori per cavi di acciaio

L'impiego dei cavi di acciaio richiede l'utilizzo di una serie di accessori che ne permettano la connessione con i presìdi murari con altri cavi o con altri elementi strutturali, quali profili o piastre di acciaio, consentendo in tutti i casi la trasmissione delle forze con pari o superiori coefficienti di sicurezza.

Tra i principali accessori per i cavi di acciaio, risultano indispensabili:

- tenditori;
- redance;
- morsetti;
- grilli;
- golfari.

I **tenditori** sono dei dispositivi di acciaio zincato costituiti da un corpo di acciaio (canaula) con, alle estremità, fori filettati all'interno dei quali scorrono delle barre filettate portanti un dispositivo di ancoraggio dei cavi. I tendicavo possono terminare alle estremità con ganci, forcelle, occhi circolari, occhi allungati o combinazione degli stessi.

I tenditori sono impiegati per tensionare i cavi, ma perdono di efficacia sotto azioni dinamiche o carichi pulsanti pur conservando la portata di targa. I tiri devono essere sempre allineati con il tenditore senza applicare carichi laterali che potrebbero danneggiarlo. Nella massima estensione del tenditore è necessario assicurare che il 25% della lunghezza totale del filetto sia avvitato nella canaula.

I tenditori hanno sezioni e dimensioni appropriate per tensionare cavi di sezioni diverse garantendo la trasmissione del tiro applicato.

Figura 5.25 Tendicavo ad occhio circolare.

Forma, dimensioni e portate dei tendicavo con estremità di vario tipo sono unificate dalle norme UNI 2018, UNI 2019, UNI 2020, UNI 2021.

Le **redance** sono degli anelli aperti di acciaio zincato con sezione a gola per il passaggio del cavo. Il loro impiego consente di realizzare degli occhielli con ridottissime curvature del cavo, rinforzandolo in una zona dove il tiro agisce ortogonalmente all’asse del cavo. Le redance hanno sezioni e dimensioni appropriate per alloggiare cavi di diverso diametro garantendo sempre la giusta curvatura senza piegature o distorsioni del cavo.

Figura 5.26 Redancia di acciaio per cavi.

Forma e dimensioni delle redance di acciaio zincato sono unificate dalla norma DIN 3090.

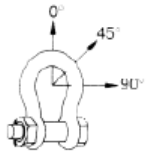
I **morsetti a cavallotto** per cavi di acciaio sono composti da un cavallotto ad U di acciaio zincato chiuso con coppia di dadi su una base sagomata con doppio foro per il passaggio dei terminali filettati del cavallotto. I morsetti consentono di serrare i cavi tra loro impedendone lo scorrimento relativo attraverso una forza che ne aumenta l’attrito senza danneggiare il cavo che trasmette il carico. È infatti fondamentale collocare i cavi nel morsetto avendo cura di posizionare nella sede della base sagomata il cavo che trasmette il carico e a contatto con il cavallotto il cavo cosiddetto “morto” (che dopo l’ultimo morsetto viene tagliato). I morsetti hanno sezioni e dimensioni appropriate per alloggiare cavi di diametri diversi garantendo sempre l’attrito giusto per il tiro applicato. A seconda del cavo, e quindi del tiro trasmissibile, il numero dei morsetti varia per ottenere il giusto serraggio.

Figura 5.27 Morsetto a cavallotto.

I **grilli** sono anelli aperti di acciaio zincato con estremità forate filettate all’interno delle quali viene serrato un perno rettilineo filettato ad una estremità o, meno frequentemente, dotato di dado e coppiglia. I grilli possono essere con forma ad U o ad Ω che consente un più comodo passaggio dei cavi.

I grilli hanno sezioni e dimensioni appropriate per collegare cavi di diverso diametro garantendo la trasmissione del tiro applicato. Occorre tenere presente che la massima portata è garantita con un tiro perfettamente perpendicolare al perno e che la portata diminuisce sensibilmente con l’inclinazione del tiro, come riportato in Figura 5.29.

Figura 5.28 Grillo a U e a Ω.



Angolo rispetto alla verticale	Portata
0°	100%
45°	70%
90°	50%

Figura 5.29 Riduzione della portata con l’inclinazione del tiro.

Forma, dimensioni e portata dei grilli di acciaio zincato sono unificate dalle norme UNI 1946, UNI 1948, UNI 1949 e UNI 1950.

I **golfari** sono degli anelli chiusi di acciaio zincato ai quali vengono saldati ad un lato o un gambo filettato (golfare maschio) o un secondo anello filettato internamente (golfare femmina). I golfari sono utilizzati per l'ancoraggio dei cavi passanti nell’anello ad altri elementi strutturali. Essi possono essere fissi, orientabili o articolati. Un golfare è detto orientabile se l'anello è in grado di ruotare su di un asse e articolato se l'anello può muoversi su almeno due assi.
I golfari hanno sezioni e dimensioni appropriate per collegare cavi di diverso diametro garantendo la trasmissione del tiro applicato. Occorre tenere presente che la massima portata è garantita con un tiro perfettamente perpendicolare al perno filettato o al piano contenente l’anello filettato e che la portata diminuisce sensibilmente con l’inclinazione del tiro, come riportato in Figura 5.31.

Figura 5.30 Golfare maschio e golfare femmina.

	Angolo rispetto alla verticale	Portata
	0°	100%
	45°	70%

Figura 5.31 Riduzione della portata con l’inclinazione del tiro.

Forma, dimensioni e portata dei golfari di acciaio zincato sono unificate dalle norme DIN 580 e DIN 582.

5.3.3 Prospettive nella realizzazione di risposte pre-strutturate: i “kit di intervento rapido”

La standardizzazione operata e la modularità delle soluzioni progettuali proposte nel Vademecum STOP suggeriscono la possibilità di sviluppare in futuro dei kit di intervento rapido, acquisendo preventivamente il materiale necessario alla realizzazione di un numero predeterminato di elementi.

L’idea, particolarmente calzante nel caso dei puntellamenti di ritegno, potrebbe essere quella di realizzare dei puntellamenti fuori sito in “tempo di pace” da trasportare e rendere immediatamente impiegabili in caso di calamità con semplice assemblaggio.

Ciò consentirebbe tempi di intervento più rapidi escludendo, ad esempio, la necessità di realizzare in sito gli intagli e limitando le operazioni al solo assemblaggio, alla posa in opera secondo schemi costruttivi predefiniti servendosi di kit contenenti la ferramenta necessaria. Questo potrebbe risultare estremamente utile negli interventi urgenti delle prime fasi dell’emergenza.

Quanto sopra sarà oggetto di sperimentazione al fine di accertarne la realizzabilità valutando nel contempo anche la possibilità di aviotrasportare il materiale in caso di intervento all’estero.

Capitolo 6

6 L’impiego sul campo delle schede STOP

6.1 Guida all'utilizzo delle schede STOP

Le schede STOP sono riconducibili a due tipologie:

- schede semplici;
- schede articolate.

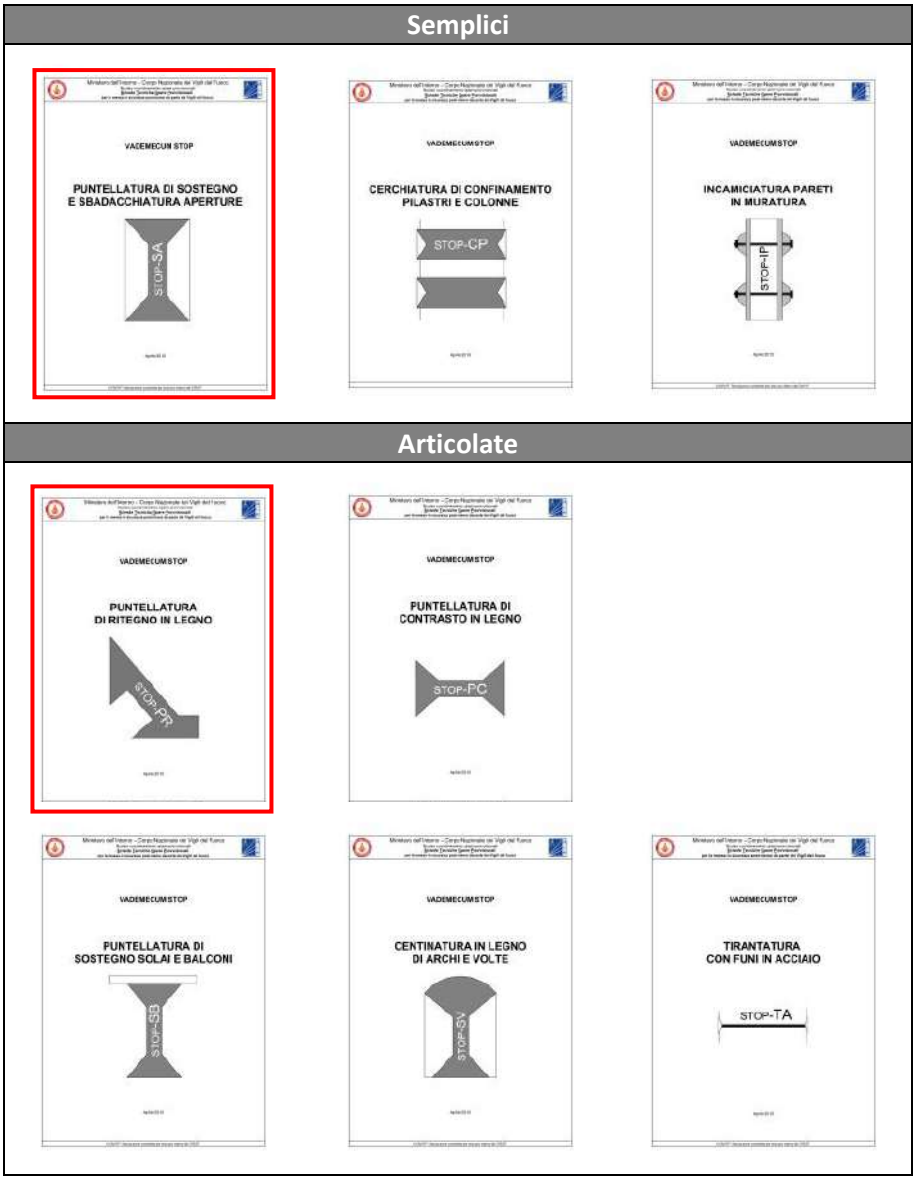


Figura 6.1 Schede "semplici" e "articolate" del Vademecum STOP. In rosso sono evidenziate le schede per le quali viene riportata la guida all'uso.

Le schede semplici permettono di pervenire in modo diretto al dimensionamento dell'opera a partire dalle caratteristiche geometriche e di daneggiamento della struttura da presidiare nonché dalle condizioni di carico.

Le schede articolate prevedono la possibilità di scegliere tra più soluzioni tipologiche in risposta alle stesse esigenze di messa in sicurezza sulla base di criteri di scelta riferiti alle caratteristiche dello scenario di intervento. Il dimensionamento di ciascuna soluzione è effettuato a partire dalle caratteristiche geometriche e di daneggiamento della struttura da presidiare nonché dalle condizioni di carico.

Nel seguito vengono riportati due esempi di guida all'uso delle schede, il primo per le schede semplici (scheda STOP-SA relativa alle opere di puntellamento per il sostegno e la sbadacchiatura delle aperture) e il secondo per le schede articolate (scheda STOP-PR relativa alle opere di puntellatura di ritegno in legno).

Sia le schede semplici che quelle articolate sono organizzate secondo la struttura logica descritta in Figura 6.2, che segue il processo valutativo e decisionale da attuare sul campo per l'individuazione, il dimensionamento e la corretta realizzazione dell'opera.

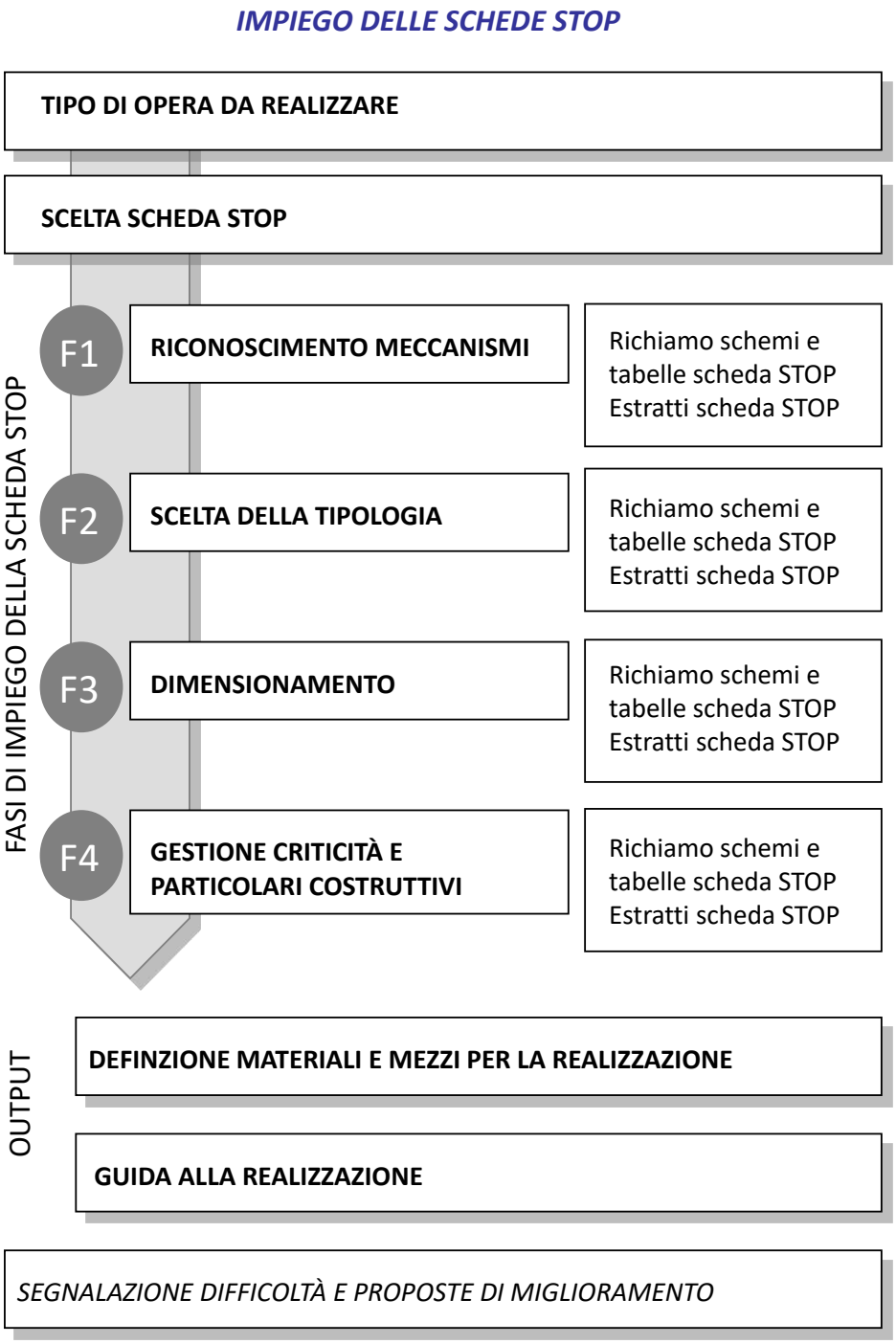


Figura 6.2 Diagramma di flusso per l'impiego delle schede STOP.

6.1.1 Guida all'uso delle schede semplici: esempio scheda STOP-SA

RICONOSCIMENTO

La prima operazione da effettuare è il riconoscimento dello scenario di dissesto sul quale si deve operare e dell'obiettivo dell'opera provvisionale [rif. A].

SCELTA DELLA TIPOLOGIA

In funzione del tipo di intervento necessario va scelta una delle seguenti opzioni:

- il solo sostegno della parte superiore;
- il sostegno della parte superiore e il contenimento laterale dei maschi murari.

Tenendo conto delle caratteristiche geometriche delle aperture interessate dall'intervento (aperture "strette" o "larghe") [rif. B], si individua lo schema costruttivo di riferimento rispettivamente per aperture "strette" e per aperture "larghe" [rif. B].

Negli schemi è riportata la nomenclatura degli elementi costruttivi che saranno oggetto di dimensionamento.

DIMENSIONAMENTO

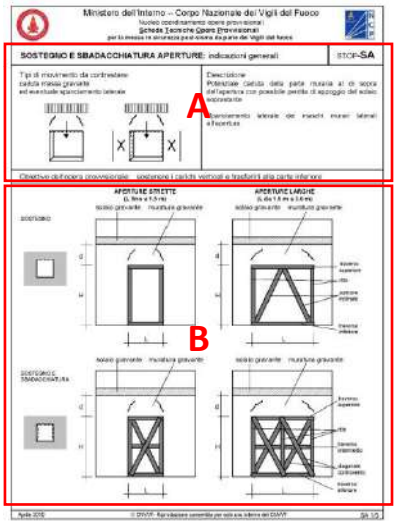
A seconda che l'intervento debba essere eseguito su pareti perimetrali o intermedie, vanno identificati i parametri geometrici che concorrono al dimensionamento degli elementi [rif. C].

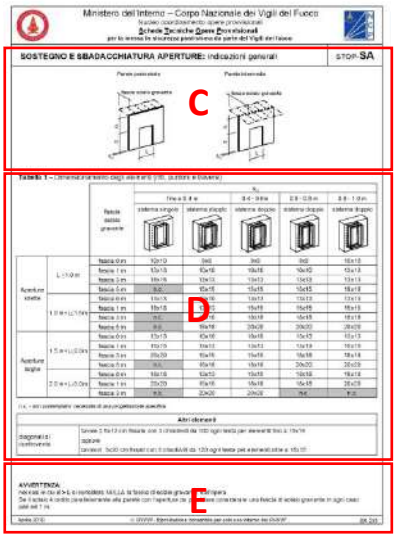
Partendo dalle caratteristiche geometriche è possibile dimensionare i vari elementi attraverso la Tabella 1 [rif. D] che consente inoltre di individuare, in funzione dello spessore della parete, il sistema costruttivo da utilizzare (sistema singolo e/o sistema doppio). La parte inferiore della Tabella 1 fornisce le specifiche dimensionali degli elementi diagonali di controvento.

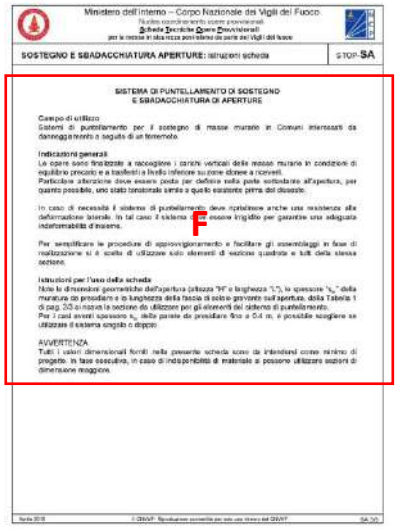
Istruzioni per gestire casi particolari sono fornite con apposite avvertenze [rif. E].

ISTRUZIONI

Nell'ultima parte [rif. F] sono riportate le istruzioni per l'uso della scheda e alcune avvertenze generali.







6.1.2 Guida all'uso delle schede articolate: esempio scheda STOP-PR

RICONOSCIMENTO

La prima operazione da effettuare è il riconoscimento dello scenario sul quale si deve operare [rif. A]. La scheda prevede l'articolazione in due scenari che tengono conto delle caratteristiche dello spazio antistante la parete da presidiare:

- spazio piano ed orizzontale;
- spazio piano inclinato o a gradini e dislivelli.

SCELTA DELLA SOLUZIONE

Riconosciuto lo scenario sul quale si opera, si individuano [rif. B] la relativa soluzione e la sezione di scheda STOP da consultare, tra le seguenti:

- puntellatura di ritegno su base d'appoggio STOP PR/B;
- puntellatura di ritegno a stampella STOP PR/S.

In calce alla prima pagina [rif. C] sono proposti dei rimandi a soluzioni alternative quando sia necessario lasciare libero il transito nella zona prospiciente la parete da presidiare.

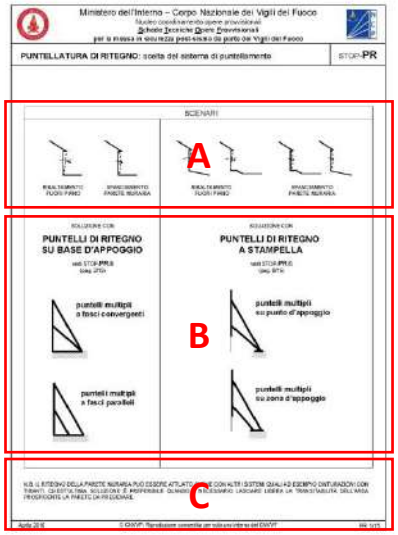
SCELTA DELLA TIPOLOGIA

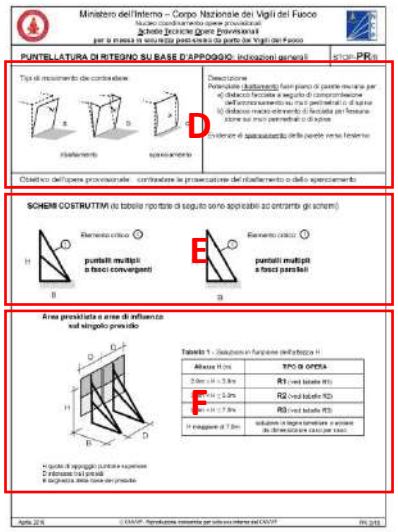
Nella prima parte vengono descritti i cinematismi da contrastare e l'obiettivo dell'opera provvisionale [rif. D]. Successivamente [rif. E] sono definiti due schemi costruttivi di riferimento rispettivamente a puntelli multipli a fasci convergenti e puntelli multipli a fasci paralleli, evidenziando l'elemento critico per il dimensionamento.

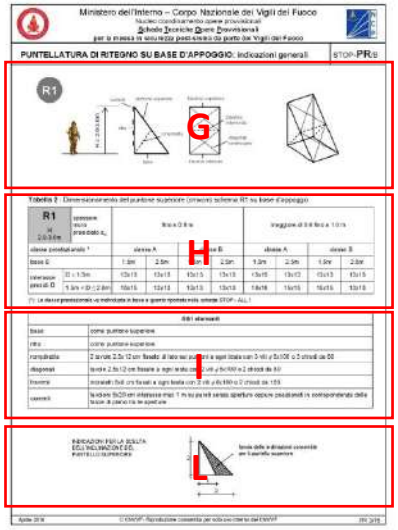
Definite le dimensioni geometriche del presidio da realizzare (altezza da presidiare, base di appoggio e interasse), la Tabella 1 [rif. F] consente di individuare il codice della tipologia di opera da adottare per il caso in esame (R1, R2, R3).

DIMENSIONAMENTO

Una volta definita la tipologia di opera, nella pagina corrispondente viene riportata la nomenclatura [rif. G] degli elementi costituenti il presidio ai quali si fa riferimento nella tabella di dimensionamento. In funzione dello spessore del muro da presidiare, della classe prestazionale, della base e interasse del presidio, si ricava la dimensione del puntone superiore [rif. H].







Gli altri elementi sono definiti nella seconda parte della tabella [rif. I].

In calce alla scheda viene riportata la fascia delle inclinazioni consentite per il puntello superiore [rif. L].

La medesima procedura si applica a tutte le tipologie di puntellatura (R1, R2, R3).

La sigla n.c. (non contemplato) indica la necessità di una progettazione specifica in quanto le condizioni operative e/o di carico sono fuori dagli standard di validità della procedura.

GESTIONE CRITICITÀ E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Vengono definiti i principali problemi da considerare per un efficace funzionamento dei presìdi da realizzare. In particolare vengono evidenziate le criticità globali e le criticità locali [rif. M] e sono fornite indicazioni per gestirle [rif. N] e [rif. O].

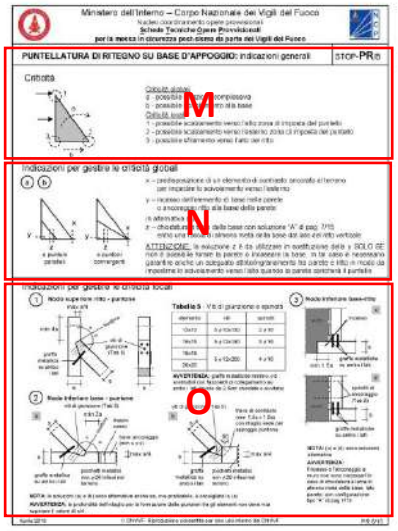
Per ogni criticità locale sono riportati i particolari costruttivi con i relativi dati di dimensionamento per la corretta realizzazione dell'opera con le relative avvertenze.

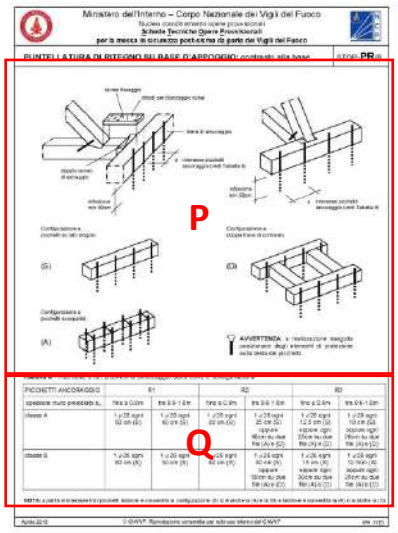
Sono definiti i dettagli costruttivi del contrasto alla base e, in particolare, il posizionamento dei picchetti con le relative configurazioni di riferimento tipo [rif. P].

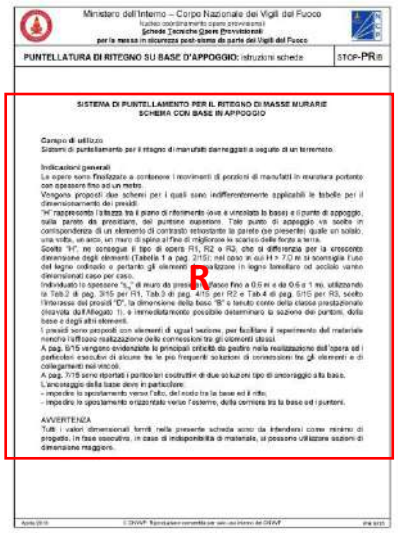
Diametro minimo, numero, interasse e disposizione dei picchetti sono definiti [rif. Q] per le diverse classi prestazionali e per le varie tipologie di puntellatura (R1, R2, R3).

ISTRUZIONI

Nell'ultima parte [rif. R] sono riportate le istruzioni per l'uso della scheda e alcune avvertenze generali.







6.2 Fasi costruttive e particolari realizzativi di una puntellatura STOP. Puntello di ritegno tipo R2

Nel seguito viene illustrato un esempio di opera provvisionale eseguita per puntellare un edificio del centro storico dell'Aquila.

L'edificio in questione, situato nella piazza Chiarino all'angolo con via Pavesi, presentava un evidente rigonfiamento della parete del piano terra verso la piazza; l'intervento di messa in sicurezza è consistito nella realizzazione di un puntello R2 e nella sbadacchiatura del portone d'accesso (seguendo le indicazioni delle schede STOP).

La circostanza nella quale è stato eseguito l'intervento è del tutto particolare, in quanto questo è stato realizzato nei giorni in cui si è tenuto il Vertice G8 all'Aquila, nel luglio 2009. Nel pomeriggio del giorno 8 le delegazioni partecipanti ai lavori G8 si sono recate nel Centro Storico della città seguendo dei percorsi messi in condizioni di sicurezza. In sede di verifica di tali percorsi, effettuata alcuni giorni prima di quello della visita, è emersa la necessità di eseguire l'opera provvisionale in questione.

A seguito di tale richiesta, alle 18 del 7 luglio si è svolto un sopralluogo nel corso del quale, esaminata la situazione, si è optato per effettuare un puntellamento di tipo R2 con tre puntelli e si sono pianificate le operazioni da effettuare il giorno successivo. Le attività preparatorie, fra le quali la valutazione del tipo di opera in relazione al dissesto, alla geometria e alle dimensioni dell'area da presidiare, la lista dei materiali e delle attrezzature da impiegare, nonché l'individuazione delle squadre necessarie per compiere l'opera, si sono concluse alle ore 22.

Al mattino successivo le operazioni sono iniziate alle 7 con una squadra del Comando Provinciale di Alessandria e una del Comando Regionale di Aosta. Mentre si procedeva allo scarico dei materiali, è stata predisposta la dima in tavole di legno per la definizione della geometria dei puntelli da costruire.

Inizialmente si è agito realizzando contemporaneamente la sbadacchiatura del portone e la costruzione, in area sicura, dei tre puntelli; nella fase successiva si è provveduto al posizionamento, all'assemblaggio, all'ancoraggio a terra e alla messa in forza dei puntelli alle murature con spessori e cunei in legno.

L'illustrazione di questo esempio riporta, in forma di documentazione fotografica commentata, le fasi principali delle lavorazioni, le modalità operative e i dettagli costruttivi realizzati. Il rapporto è corredato dagli orari corrispondenti alle lavorazioni illustrate; la tempistica di esecuzione è, infatti, un elemento importante in quanto è necessario dare risposte rapide alle esigenze di messa in sicurezza, ridurre i tempi di esposizione del personale al pericolo e pianificare correttamente gli interventi.

Hanno operato 9 vigili con 1 DTS NCP e la supervisione del prof. Grimaz dell'Università di Udine. Le operazioni di costruzione dell'opera provvisionale sono iniziate verso le 7.00 per terminare alle 14.25. Va detto che le squadre erano alla loro prima realizzazione con la procedura STOP per cui i tempi impiegati possono essere sicuramente ridotti. È significativo, a tal proposito, sottolineare che la costruzione del primo puntello ha richiesto 1h 45', il secondo 1h 30' mentre il terzo solamente 45'. La successiva fase di assemblaggio è durata 3 ore; le attività in zona di pericolo sono quindi state relativamente contenute, anche grazie al fatto che l'assemblaggio dei singoli puntelli è avvenuto in zona di sicurezza.

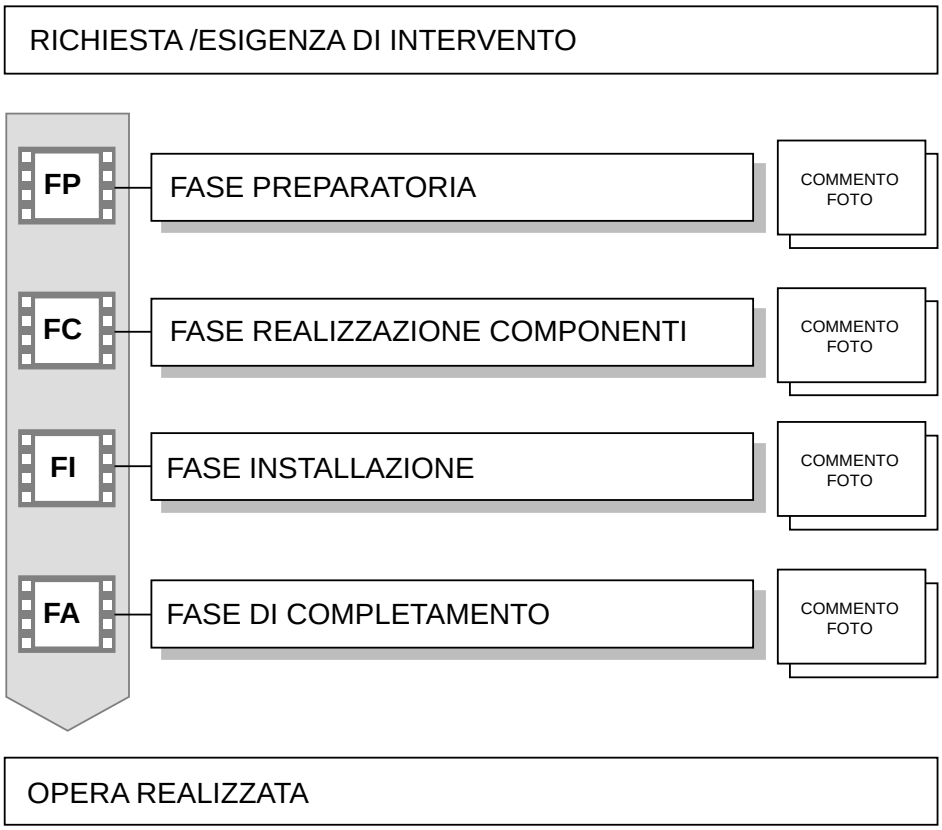


Figura 6.3 Fasi esecutive che hanno caratterizzato l'intervento.

h. 7.21

Vista dell'edificio da puntellare e della prospiciente piazza Chiarino che funge da area operativa. A terra si notano le dime.

Particolare del grave dissesto alla base della parete da presidiare.

h. 7.25

Si tracciano e si eseguono gli intagli degli incastri sulla base e sul ritto secondo le specifiche contenute nella scheda STOP PR/B.

h. 7.29

Puntello 1

Giunzione di testa fra base e ritto con vitoni ø12 x 180.

h. 7.32

Puntello 1

Messa a squadra fra base e ritto con l'utilizzo della dima in tavole di legno realizzata nella precedente fase preparatoria.

h. 7.34

Puntello 1

Disposizione del puntone superiore al di sopra della squadra base-ritto per procedere al tracciamento degli incastri.

h. 7.36

Puntello 1

Si traccia l’incastro sul primo estremo del puntone superiore.

L’operazione è difficoltosa perché il legname ha gli spigoli smussati.

h. 7.41

Puntello 1

Taglio dell’estremo e incastro realizzato.

h. 7.44

Puntello 1

Secondo incastro del primo puntone. Tracciamento e taglio devono essere precisi: se il puntone non è della giusta lunghezza si perde la corretta angolatura fra base e ritto.

h. 7.44

Puntello 1

In parallelo si procede al taglio del puntone inferiore.

h. 8.03

Puntello 1

Il puntone inferiore è pronto per la giunzione con la base e il ritto.

h. 8.08

Puntello 1

Si apportano piccoli aggiustamenti.

h. 8.11

Puntello 1

Inserimento del puntone inferiore negli intagli e giunzione al ritto con vitoni ø12 x 180.

h. 8.42

Puntello 1

Primo tavolone rompiratta da 5x20 cm. Vengono sagomate le estremità dopo aver tracciato le linee di taglio direttamente sul puntello.

h. 8.46

Puntello 1

Il rompitratta è fissato alle estremità con due viti ø12 x 180 mm.

h. 8.47

Puntello 1

Graffe metalliche su entrambi i lati della travatura lignea vengono infisse in corrispondenza degli incastri.

h. 8.49

Puntello 1

I nodi del puntello irrigiditi con le graffe metalliche.

h. 8.51

Puntello 1

Il puntello viene rivoltato per consentire la lavorazione sull'altro lato.

h. 9.01

Il primo puntello viene completato disponendo il rompitratta e irrigidendo i nodi anche sull'altro lato.

Si passa quindi ad impostare il secondo puntello.

h. 9.10

Puntello 2

Si realizzano gli intagli nella base e nel ritto del secondo puntello.

h. 9.12

Puntello 2

Il primo puntello realizzato viene utilizzato come base e modello per la costruzione del secondo

h. 9.18

Puntello 2

L'utilizzo del primo puntello come modello per la costruzione del secondo permette di procedere più speditamente e con maggiore controllo.

h. 9.23

Puntello 2

La base e il ritto del secondo puntello disposti sopra il primo.

h. 9.29

Puntello 2

La trave che fungerà da puntone inferiore viene collocata al di sotto della squadra base-ritto nella quale sono già stati eseguiti gli intagli.

h. 9.36

Puntello 2

Si sperimenta il tracciamento diretto con vernice spray per tentare di ovviare alle difficoltà che comporta l'uso del legname a spigoli arrotondati.

h. 9.53

Puntello 2

Il taglio lungo l'impronta lasciata dalla vernice e l'incastro finito.

h. 10.17

Puntello 2

Si realizza un'incuneatura parziale per migliorare le caratteristiche di un nodo.

h. 10.21

Puntello 2

Sono completate le lavorazioni su un lato. Il puntello viene rigirato per realizzare i rompitratta e irrigidire i nodi sull'al-tro lato.

h. 10.32

Puntello 3

Inizia la lavorazione del terzo puntello utilizzando sempre il primo come base e modello. Di lato il secondo puntello ormai completato.

h. 10.55

Nel frattempo si preparano i picchetti di ancoraggio ø26.

h. 10.59

Puntello 3

Fasi di lavorazione del terzo puntello.

A sinistra il primo puntello che funge da base per il terzo puntello e a destra, posato a terra, il secondo puntello.

h. 11.14

Puntello 3

Anche il terzo puntello è completato su un lato e viene rivoltato per completare le lavorazioni sull'altro lato.

h. 11.17

Tutti i puntelli sono ormai terminati e si procede alla fase di assemblaggio dell'opera provvisionale.

h. 11.19

La parete da presidiare è deformata. Si rende necessario disporre degli spessori per garantire il contatto fra puntello e muro.

Nelle foto lo spessore alla base realizzato con un tavolone.

h. 11.23

Si controlla che il puntello sia perpendicolare al muro e si dispone un'incuneatura a terra per rendere stabile l'appoggio della base.

h. 11.25

L'irregolarità della parete viene compensata a metà dell'altezza con l'interposizione fra muro e puntello di una tavola.

Il puntello viene stabilizzato con delle tavole di controvento provvisorie.

h. 11.28

Si mette in opera il secondo puntello.

h. 11.30

Viene verificato il corretto posizionamento del secondo puntello che è solidarizzato al primo con due tavole provvisorie: una a collegare le basi e l'altra, in diagonale a solidarizzare i puntoni superiori.

h. 11.36

Anche l'ultimo puntello è messo in opera e collegato ai primi due.

h. 11.50

Si dispongono altri spessori lungo l'altezza del muro per compensare la sua deformazione.

h. 11.57

Per addossare i tavoloni alla parete si usa un sistema "a cassetto": un moraletto viene da un lato fissato al tavolone e dall'altro può scorrere rispetto al puntello. Così si può addossare il tavolone al muro e fissare la posizione con dei cunei.

h. 12.11

Posizionamento della trave di ancoraggio con i relativi cunei di serraggio.

h. 12.16

I picchetti di ancoraggio sono infissi nel terreno dopo aver praticato i fori con la trivella.

h. 12.18

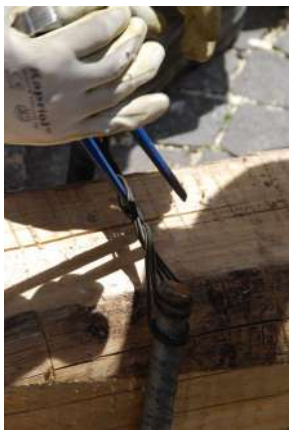
Si inizia a montare i traversi orizzontali costituiti da moraletti 8x8.

h. 12.36

Si sagomano le estremità dei diagonali di controvento che in questa applicazione sono costituiti da moraletti 8x8.

h. 12.38

Le operazioni per tagliare alla giusta lunghezza la seconda estremità del diagonale di controvento.



h. 12.50

L'accoppiamento fra i picchetti si realizza con un avvolgimento costituito da alcune spire di filo di ferro successivamente ritorte a forza con il manico delle tenaglie.

h. 12.51

L'accoppiamento in filo di ferro viene fermato con una chiodatura effettuata in corrispondenza dell'occhiello.

h. 13.09

Vengono disposti degli spessori fra parete e puntelli serrati con cunei. La posizione corretta per gli spessori è quella in corrispondenza dei nodi, per evitare spinte in falso.

h. 13.28

A causa della deformazione della parete gli spessori da compensare sono considerevoli nella parte alta del puntello.

h. 13.41

Dopo il serraggio con i cunei i "cassetti" vengono fissati con viti al ritto in modo da bloccare la posizione.

h. 13.49

L'opera provvisionale viene completata con una staccionata posta in corrispondenza dell'angolata dell'edificio.

h. 13.58

Lo scopo è quello di segnalare chiaramente la presenza del puntello.

h. 14.22

I cunei della trave di ancoraggio vengono serrati con doppia battitura, e successivamente vengono tagliati a misura della trave.

h. 14.23

Vista generale e particolare del profilo del puntello. Si apprezza il profilo deformato della parete.

h. 14.25

Il puntello è completato.

h. 14.50

I vigili che hanno realizzato l'opera provvisionale.

Capitolo 7

7 Esempi di realizzazione

7.1 Illustrazione delle schede di intervento

Nelle pagine che seguono sono riportate le schede di alcuni interventi realizzati per la messa in sicurezza di beni monumentali, rappresentativi delle varie casistiche che si sono incontrate nel territorio abruzzese colpito dal sisma.

Le schede sono articolate secondo lo schema organizzativo in Figura 7.1:

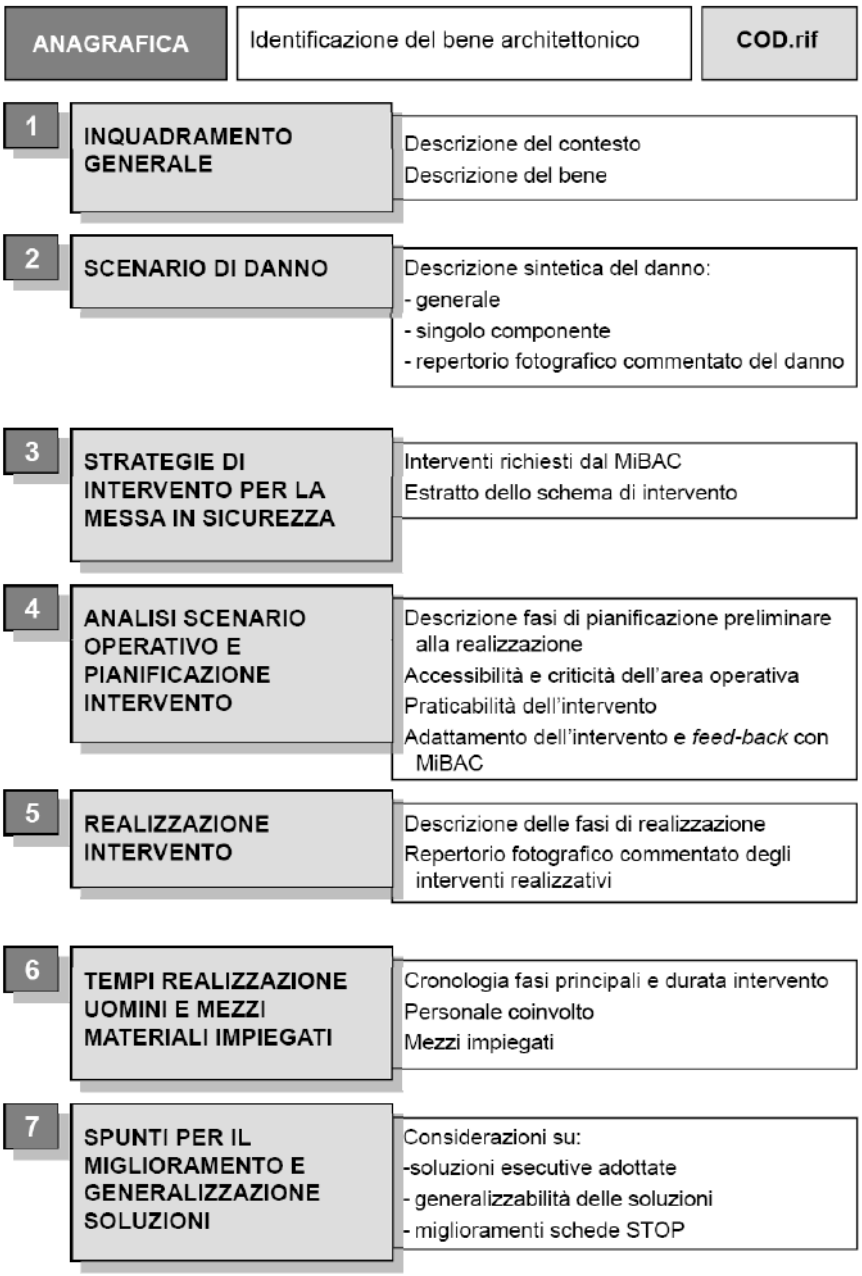


Figura 7.1 Schema organizzativo della scheda di intervento.

Gli interventi sono stati suddivisi in gruppi omogenei in relazione alle caratteristiche costruttive e di complessità.

Il primo gruppo è costituito dagli **interventi ordinari**, che sono quelli che costituiscono la maggior parte degli interventi di messa in sicurezza. Per questo gruppo il principio base della standardizzazione dei materiali e delle soluzioni tecniche predimensionate ha portato a risposte particolarmente efficaci anche in termini di riduzione dei tempi di realizzazione (Vademecum STOP).

Il secondo gruppo riporta degli esempi di **interventi complessi**, che si distinguono per le particolarità dovute alle caratteristiche geometrico-dimensionali degli edifici, alla loro rilevanza e alle elevate difficoltà tecniche di realizzazione, soprattutto in un contesto di emergenza. In questi casi le soluzioni adottate non sono standardizzabili, ma la loro realizzazione ha consentito di incrementare il *know how* del Corpo Nazionale con positive ricadute anche nelle attività ordinarie di messa in sicurezza post sisma.

L'ultimo gruppo riporta degli esempi di **interventi con ponteggi metallici**, realizzati con la tecnologia dei tubi e giunti. Questa tecnologia non è fra quelle standardizzate e riportate nel Vademecum STOP in quanto destinata a casi particolari, per i quali questa opzione può considerarsi più vantaggiosa in virtù delle condizioni intrinseche dell'edificio e del danno o per le condizioni al contorno (accessibilità, trasportabilità del materiale).

Va qui osservato che la messa a punto del Vademecum STOP si è ispirata e ha seguito di pari passo l'esperienza maturata sul campo.

Le schede di intervento illustrano quindi non già l'applicazione delle tecniche codificate e standardizzate nel Vademecum ma il vero e proprio *work in progress* che ha portato alla loro definizione e ottimizzazione.

7.2 Interventi ordinari

- Scheda O1 – Sant'Eusanio Forconese (AQ). Chiesa di Sant'Eusanio Martire.
- Scheda O2 – Goriano Sicoli (AQ). Chiesa di Santa Gemma.
- Scheda O3 – L'Aquila. Chiesa di Santa Margherita o dei Gesuiti.
- Scheda O4 – L'Aquila. Mura della città.

SCHEDA INTERVENTO — O1

Chiesa di Sant'Eusanio Martire

Sant'Eusanio Forconese (AQ)

Supervisione:	*Grimaz.*
DTS:	*Barbiero, Battaglia, Bolognese, Cimmino, D'Odorico, Lucidi, Mantovan, Morelli, Pacileo, Ponticelli.*
ROS:	*Argiri, Caprarelli, Cicione, Ferrara, Nannariello.*
Squadre:	*VVF Alessandria, Verbania, Vercelli, Viterbo. SAF Marche, Piemonte, Puglia, Sicilia, Toscana.*

1. INQUADRAMENTO

La chiesa è ubicata nel centro storico del piccolo borgo di Sant'Eusanio Forconese (443 abitanti), a circa 15 km a sud-est dell'Aquila. Il complesso è adiacente a fabbricati di civile abitazione sul lato destro della facciata principale, mentre risulta libero sui restanti tre lati.

"Riedificata nel 1198 sul sito di una più antica basilica della quale si sono riutilizzati alcuni frammenti, mostra evidenti tracce di successive trasformazioni. È ancora riconoscibile l'originario impianto, a tre navate con absidi, semicircolari e presbiterio sopraelevato; dopo il terremoto del 1461 si resero necessari alcuni rifacimenti che interessarono in particolare la facciata, più tarda rispetto all'impianto del XII secolo, e rielaborata nel XV con elementi preesistenti quali gli archetti pensili del coronamento e parti del portale. Successivamente l'interno venne trasformato in forme barocche. La sottostante ampia cripta, a sette navatelle e triabsidata, apparterebbe all'impianto del XII secolo.

Nel 1970 la chiesa fu oggetto di un intervento di restauro che all'esterno eliminò una costruzione addossata al fianco sinistro della chiesa, la cui originaria posizione all'interno di un recinto fortificato divenne nuovamente leggibile".

(fonte www.viaggioinabruzzo.it/aq/sant_eusanio_forconese.htm)

Il complesso si sviluppa per circa 30 metri in direzione longitudinale e 20 metri in direzione trasversale, con altezza massima della facciata principale di circa 16 metri.

2. SCENARIO DI DANNO

La chiesa di Sant'Eusanio è stata gravemente danneggiata dal sisma, divenendone nel contempo uno dei simboli, con le lancette dell'orologio sulla facciata che si sono fermate alle 3.32 del 6 aprile.

I danni principali hanno riguardato:

- il collasso della parte centrale della sommità della facciata, al di sopra del rosone;
- il ribaltamento fuori piano e il danneggiamento a taglio della facciata;
- lo schiacciamento e il rigonfiamento del piede della lesena sul lato destro della facciata;
- la sconnessione e il crollo parziale dei piedritti della vela campanaria;
- lo sfogliamento del paramento esterno della muratura della facciata;
- il crollo della cappella absidale sinistra per ribaltamento fuori del piano;
- il crollo parziale del paramento esterno della muratura dell'abside;
- lesioni e crolli nelle volte dell'aula;
- il collasso locale del paramento interno della muratura perimetrale della navata sinistra;
- lesioni nelle volte dei transetti.

Facciata principale

I danni a carico della facciata principale si sono manifestati con ampie lesioni a taglio e il ribaltamento della stessa verso la piazza antistante. Erano altresì visibili lesioni ad andamento sub verticale al piede della lesena nel lato destro.

Vela campanaria

La vela, già oggetto di un precedente intervento di cerchiatura, presentava il parziale il distacco di alcuni conci dell'arcata destra, in corrispondenza della sezione alle reni.

Parete absidale

La zona absidale risultava gravemente danneggiata con il parziale crollo della cappella sinistra e il parziale crollo del paramento esterno della muratura.

Volte

Le volte sono state interessate da fenomeni fessurativi importanti oltre che parziali crolli che hanno messo in mostra una tessitura muraria povera.

Cripta

I locali interrati, pur non presentando consistenti fenomeni fessurativi, sono stati oggetto di intervento migliorativo delle condizioni di sicurezza dei pilastri in muratura.

Repertorio dei danni	
	Facciata Una veduta d'insieme della facciata principale sulla quale si notano le evidenti lesioni da taglio e il parziale crollo sulla sommità del rosone.
	Facciata Nella foto è evidente la più consistente lesione da taglio sulla parte sinistra della facciata. Si noti inoltre la lesione e la conseguente instabilità dei conci sulla sommità sul lato sinistro.
	Facciata Lesioni ad andamento sub verticale al piede del lato destro.

Repertorio dei danni	
	Facciata Evidente rotazione della facciata verso la piazza antistante la chiesa. Si noti anche in questo caso la lesione da taglio al piede del muro.
	Facciata Condizioni precarie della sommità della facciata sul lato sinistro, con evidente presenza di conci pericolanti.
	Vela campanaria Collasso parziale dell'arcata destra della vela campanaria con l'espulsione di alcuni conci (nella foto, la fase successiva all'intervento di messa in sicurezza da parte degli operatori SAF). Si noti la presenza di elementi metallici preesistenti utilizzati per la cerchiatura del manufatto.

Repertorio dei danni	
	Zona absidale Nella parte destra della foto, il parziale crollo dell'abside laterale. Nella parte sinistra della foto è invece evidente lo sfogliamento del paramento murario dell'abside centrale.
	Abside centrale Le lesioni nell'abside viste dall'interno.
	Transetto Quadro fessurativo della volta del transetto destro.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

A seguito del rilievo dei danni, i tecnici della funzione Salvaguardia dei Beni Culturali (MiBAC), hanno predisposto un progetto di massima per la messa in sicurezza della chiesa, orientato verso la realizzazione dei seguenti interventi:

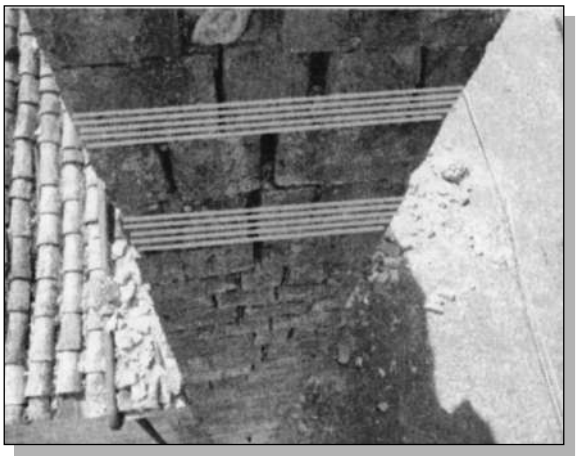
- puntellamento e fasciatura della vela campanaria;
- fasciatura della parte sommitale sinistra della facciata;
- puntellamento del lato destro, in corrispondenza del rigonfiamento del piede della lesena e della porzione d'angolo sinistro della facciata;
- fasciatura dei pilastri della cripta.

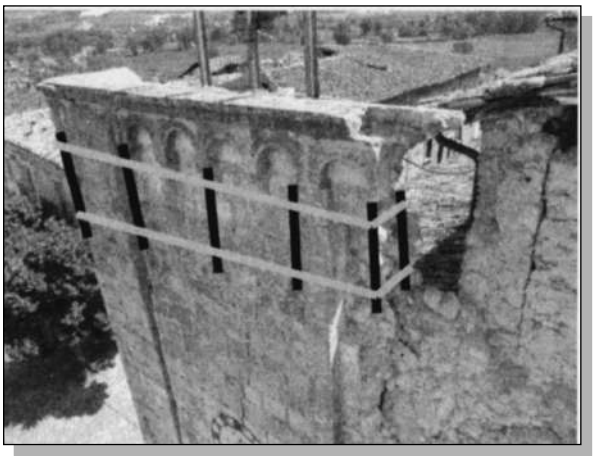
A completamento dell'intervento si è provveduto alla copertura con telo impermeabile, in corrispondenza del rosone, e al puntellamento della cantoria.

Le indicazioni di massima dell'intervento fornite al NCP, sono di seguito riportate.

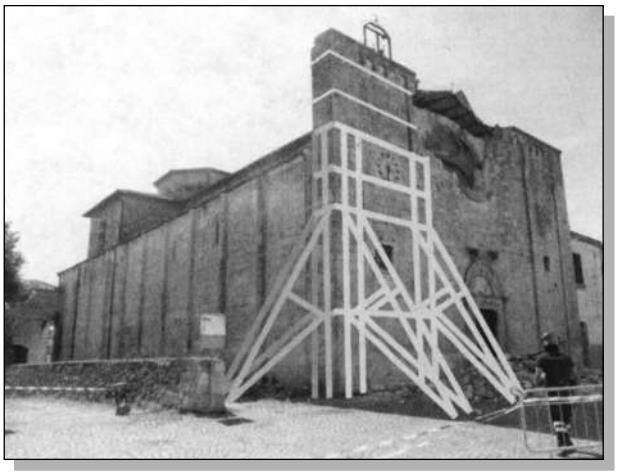
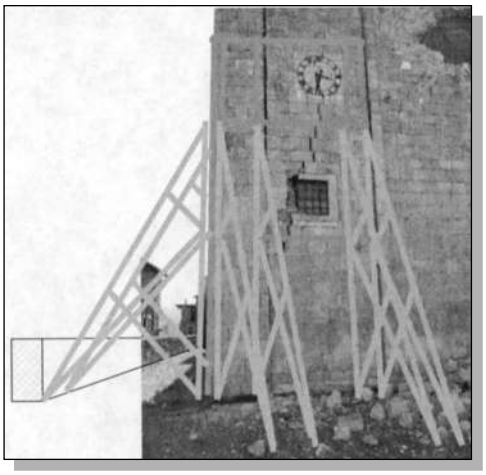
Estratto dello schema di intervento richiesto ai VVF dal MiBAC

Puntellamento e fasciatura della vela campanaria (Archivio NCP).





Fasciatura della parte sommitale sinistra della facciata (Archivio NCP).

Puntellamento della porzione di angolo sinistro della facciata (Archivio NCP).

Puntellamento in corrispondenza del rigonfiamento della lesena lato destro (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

L'area di intervento si presentava accessibile ai mezzi di soccorso, grazie anche all'ampio piazzale presente sul fronte della chiesa. Le criticità maggiori hanno riguardato la zona posteriore, inaccessibile ai mezzi e totalmente occupata dai detriti del crollo parziale dell'abside.

I pericoli maggiori per gli operatori sono derivati dalla presenza di conci pericolanti e dal movimento della facciata conseguente allo sciame post sismico.

L'accessibilità all'interno della chiesa era pregiudicata dalla presenza di porzioni pericolanti delle volte e della cantoria. Tuttavia, ciò non ha impedito la realizzazione degli interventi di messa in sicurezza, essenzialmente previsti all'esterno del fabbricato, nella parte anteriore.

Riguardo l'eventuale intervento, avente ad oggetto la rimozione delle macerie e il successivo puntellamento della zona absidale, si è convenuto che i danni rilevanti subiti dalla muratura non potevano essere risolti con opere provvisionali e pertanto, viste le precarie condizioni di sicurezza per gli operatori oltre che la ristrettezza degli spazi di manovra e l'inaccessibilità ai mezzi in dotazione, si è ritenuto di demandare tali lavorazioni ad una ditta esterna alla fine dell'emergenza sismica.

Il quadro fessurativo e i parziali crolli si sono aggravati a causa dello sciame post-sismico, con sensibili movimenti del cantone sinistro della facciata. Tale situazione ha condizionato la realizzazione delle opere rendendo problematici gli aspetti della sicurezza degli operatori.

Il parziale crollo del timpano sopra il rosone, unito allo sfogliamento del paramento esterno sulla sommità sinistra, hanno rappresentato un rischio aggiuntivo per l'incolumità degli operatori, in considerazione della presenza di conci pericolanti.

I tecnici del NCP, valutati gli schemi di intervento inizialmente proposti e le situazioni di pericolo presenti a ridosso dell'edificio, hanno convenuto con il MiBAC sulla necessità di una loro ridefinizione in modo da poter assemblare l'opera e installarla in condizioni di relativa sicurezza.

L'intervento di puntellatura di ritegno è stato progettato dal NCP e utilizzato come opera prototipale per la messa a punto della scheda STOP-PR del Vademecum.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

Le esigenze alla base dell'intervento sono state essenzialmente tre e specificatamente:

- intervenire rapidamente tenuto conto dell'evoluzione del fenomeno;
- realizzare un'opera provvisionale che, nel rispetto del valore storico del fabbricato, risultasse del tutto rimovibile e non invasiva, in modo cioè da evitare parziali demolizioni o perforazioni;
- consentire agli operatori di lavorare in sicurezza e al riparo da eventuali ulteriori crolli.

In tale ottica, l'intervento di messa in sicurezza è stato attuato in quattro fasi:

fase 1: fasciatura provvisoria della parte sommitale della facciata e della vela campanaria al fine di evitare ulteriori crolli del paramento murario con conseguente caduta di materiale dall'alto;
fase 2: realizzazione di un puntellamento di ritegno atto ad impedire la rotazione fuori del piano della facciata principale e del cantonale sinistro;
fase 3: cerchiatura definitiva della parte sommitale della facciata con cavi in acciaio e posa in opera di teli in nylon su struttura in legno lamellare per proteggere il fabbricato dalle piogge;
fase 4: fasciatura dei pilastri della cripta e il puntellamento della cantoria.

La fase 1 è stata eseguita dai nuclei specializzati in tecniche di derivazione Speleo Alpino Fluviale (SAF) tramite la posa in opera di fasce in poliestere. I Vigili del Fuoco hanno posizionato dapprima gli elementi lignei necessari alla ripartizione degli sforzi trasmessi dagli elementi di ritegno e, successivamente, hanno provveduto alla posa in opera delle fasce in poliestere mettendole in tiro per mezzo degli appositi cricchetti.

In tal modo si è garantita la sicurezza degli operatori impegnati nella più complessa realizzazione del puntellamento di ritegno della facciata.

Nel corso della fase 2, il personale impegnato ha realizzato il puntellamento secondo gli standard esecutivi di una versione prototipale delle schede STOP, elaborate dal Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali. In particolare, si evidenzia che le dimensioni del puntellamento (altezza di 12 metri) non rientrano nel campo di applicazione della scheda tecnica STOP-PR, dalla quale tuttavia si sono tratte le considerazioni riguardanti la gestione delle criticità generali e globali.

Il puntellamento di ritegno è stato eseguito con elementi in legno lamellare di dimensioni 20x20 cm, opportunamente controventati con elementi in legno 10x10 cm e irrigiditi con elementi rompitratta realizzati con tavole di dimensioni 5X20 cm. Tutte le connessioni sono state eseguite con viti per legno.

Il puntellamento è stato costruito nel piazzale antistante alla chiesa, a distanza di sicurezza dalla facciata, e successivamente posto in opera a mezzo di autogru.

Tale modalità operativa ha comportato un doppio vantaggio: il primo per le condizioni di sicurezza degli operatori che non si sono trovati a diretto contatto con l'edificio da presidiare, il secondo per una maggiore precisione nei tagli degli elementi.

Le squadre impegnate hanno curato con particolare attenzione i nodi del puntellamento, punti critici dell'intero sistema, in conformità alle indicazioni della scheda STOP-PR (nella prima versione).

I nodi sono stati inoltre rinforzati mediante fazzoletti di collegamento in legno dello spessore di 5 cm collegati con viti per legno.

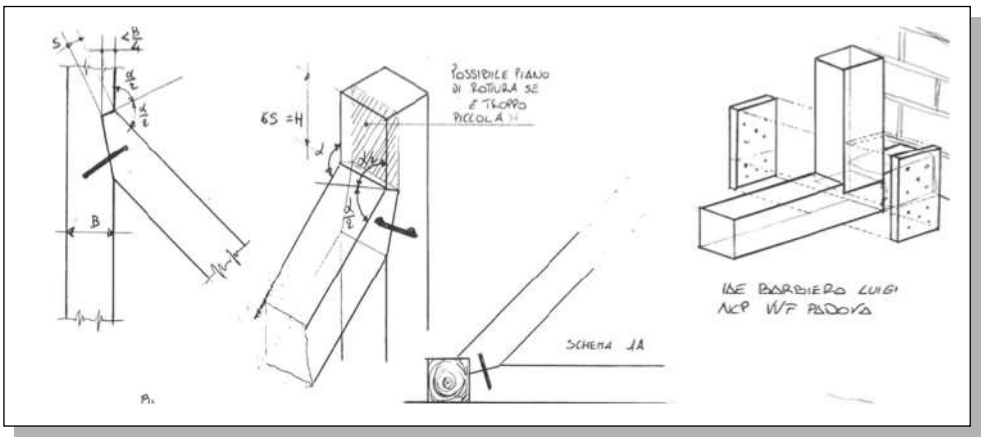
La traslazione orizzontale del puntellamento è stata impedita con picchetti in acciaio di diametro

26 mm infissi nel terreno per almeno 50 cm e disposti ad interasse di 25 cm.

Una volta realizzato il puntellamento della facciata e del cantonale sinistro, si è proceduto con la fase 3 ovvero con la cerchiatura definitiva della sommità della facciata con la posa in opera di tre ordini di cavi di acciaio.

Infine, per evitare danni causati dalle piogge, si è provveduto alla posa in opera di una trave in legno lamellare sulla sommità della facciata alla quale è stato agganciato un doppio telo in nylon collegato lateralmente al puntellamento.

La fase 4, realizzata facendo riferimento alla scheda STOP-CP, ha riguardato la cerchiatura dei pilastri con fasce in poliestere e la posa in opera di puntelli metallici a sostegno della cantoria.



Dettagli esecutivi predisposti dall'NCP. Prima versione scheda STOP-PR (Archivio NCP).

Fasi realizzative	
	Fase 1 Cerchiatura provvisoria della parte sommitale della facciata sul lato sinistro con fasce in poliestere e posa in opera di morali 10x10 cm per la ripartizione delle azioni.
	Fase 1 Puntellamento degli archi e cerchiatura con fasce in poliestere della vela campanaria.
	Fase 2 In questa immagine ripresa dall'alto, sono riconoscibili gli operatori impegnati a predisporre il puntellamento di ritegno nel piazzale antistante la chiesa. Si sottolinea come l'intero puntellamento sia stato predisposto a distanza di sicurezza dal fabbricato e in modo da evitare di indurre vibrazioni su di esso.

Fasi realizzative	
	Fase 2 Particolare della realizzazione degli incastri in testa e al piede dei puntelli che permettono di evitare lo scorrimento in caso di sollecitazione determinata da un'eventuale azione sismica. Tale accorgimento ha garantito l'efficacia del puntellamento che altrimenti avrebbe potuto essere compromessa vanificando le finalità dell'opera provvisionale.
	Fase 2 Dettaglio del sistema "a cassetti" che consente di portare il puntellamento a contatto con la massa da presidiare mediante elementi lignei scorrevoli la cui posizione è regolabile tramite appositi cunei di spessoramento e contrasto.
	Fase 2 Il puntellamento viene sollevato con l'autogru per essere posizionato a ridosso del fabbricato da presidiare.

Fasi realizzative	
	Fase 2 Nella foto, il dettaglio del fissaggio a terra atto ad impedire la traslazione orizzontale del puntellamento, realizzato mediante picchetti in acciaio di diametro 26 mm, infissi nel terreno per almeno 50 cm e disposti ad interasse di 25 cm. Si noti inoltre, il particolare del doppio cuneo nell'incrocio fra base e trave di ancoraggio, necessario per mettere in contrasto il puntellamento e consentirne la successiva regolazione nel tempo.
	Fase 3 Le cerchiature della parte sommitale sinistra della facciata e della vela campanaria precedentemente realizzate con fasce in poliestere, vengono sostituite mediante la posa in opera di tre ordini di cavi in acciaio opportunamente tensionati.
	Fase 3 Posa in opera di una trave in legno lamellare sulla sommità della facciata alla quale è stato agganciato un doppio telo in nylon collegato lateralmente al puntellamento.

Fasi realizzative	
	Fase 4 Cerchiatura dei pilastri della cripta mediante fasce in poliestere su supporto realizzato con tavole in legno. L'intervento precede l'emanazione delle schede STOP.
	Fase 4 Il puntellamento di sostegno della cantoria, realizzato con puntelli telescopici in acciaio.
	Completamento L'esterno della chiesa ad intervento concluso.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi nel loro complesso sono stati effettuati in circa otto settimane; bisogna però tener conto di circa 15 giorni di sospensione dell'intervento, per l'attesa dell'approvvigionamento dei materiali.

I mezzi usati, sono stati:

- 2 autoscale con sviluppo di 30 metri;
- 2 autogru VVF.

Per la realizzazione dei puntelli è stato impiegato il legno lamellare, mentre elementi rompitratta, fazzoletti di collegamento e traversi di irrigidimento sono stati realizzati con legno massiccio di abete.

Le viti utilizzate per i collegamenti sono del tipo autoperforante. Tale scelta ha consentito di ridurre i tempi di realizzazione, evitando la fase di preforatura degli elementi da collegare.

Il personale impiegato per l'esecuzione dell'intervento è costituito da squadre di Vigili del Fuoco dei Comandi Provinciali di Alessandria, Verbania, Vercelli, Viterbo, e dalle squadre SAF di Piemonte, Puglia, Toscana, Marche e Sicilia con una media di circa 10 unità presenti.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

L'intervento eseguito presso la chiesa di Sant'Eusanio Forconese ha rappresentato un "laboratorio" di sperimentazione e revisione in corso d'opera delle schede STOP, che ha consentito di ricercare soluzioni operative capaci di tener conto delle criticità e problematiche emerse in fase di esecuzione.

La tipologia dei nodi e dei collegamenti, la posa in opera dei traversi non complanari, il "sistema a cassetti", sono stati frutto della fattiva collaborazione fra NCP e squadre impegnate sul campo.

Ciò ha consentito di migliorare e generalizzare le soluzioni proposte, in particolare nella scheda STOP-PR, che a seguito di tale intervento è stata aggiornata in una nuova versione più ricca di particolari e indicazioni costruttive.

Anche la scheda STOP-CP, relativa alla cerchiatura delle colonne con fasce in poliestere, è stata rivista e migliorata, fornendo più dettagliate informazioni sul riconoscimento del grado di dissesto, sulla modalità di posa (tipo e passo) e messa in tiro delle fasce e sul sistema di protezione degli spigoli.

SCHEDA INTERVENTO — O2

Chiesa di Santa Gemma

Goriano Sicoli (AQ)

DTS:	*Barbiero, Caciolai, Cimmino, Fortucci, Gambelli, Giovinazzo, Russo.*
ROS:	*Borsano, Borzaga, De Candia, Di Salvo, Fastigi, Maltese, Meloni, Ricciato, Tripi.*
Squadre:	*VVF Bari, Brindisi, Foggia, Lecce, SAF Puglia.*

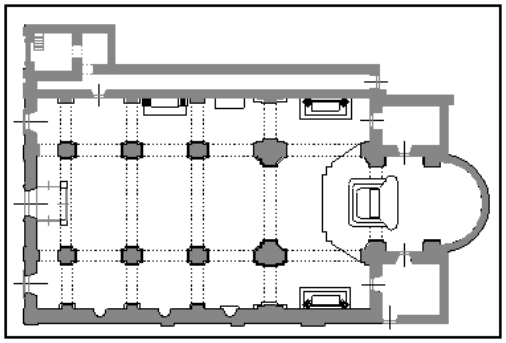
1. INQUADRAMENTO

La chiesa di Santa Gemma a Goriano Sicoli (AQ) è situata all'ingresso del centro storico, sull'omonima piazza limitrofa alla strada provinciale Marsicana che attraversa il comune.

La chiesa si erge nelle immediate vicinanze di due percorsi di accesso al centro storico sui quali si affacciano edifici residenziali, limitatamente colpiti dal sisma, ma resi inagibili per il rischio esterno indotto dalla chiesa.

"La chiesa di Santa Gemma a Goriano Sicoli (AQ) rappresenta un tipico manufatto di edilizia storica ecclesiale di pregio risalente al XV secolo. L'edificio è organizzato su tre navate, con pianta a croce latina avente un ingombro di circa 33.3 m in lunghezza e 16.4 m in larghezza. A partire da una facciata, di altezza 15.1 m circa, con un'impostazione rinascimentale cui si sono sovrapposte successive aggiunte di stile barocco caratterizzanti anche i pregiati decori interni, la costruzione si sviluppa su due file di sei colonne: di queste, tre sono a sezione cruciforme tozza, inscrivibili in rettangoli di lati 116x136 cm, quelle sostenenti la cupola centrale hanno dimensioni 220x170 cm circa, quelle di transetto sono ricompresse nella muratura adiacente.

L'impianto statico è quello classico con sviluppo della navata centrale sormontata da volta cilindrica con lunette rinforzate da archi che scaricano sulle colonne; le navate laterali sono sormontate da volte a vela ribassata; all'intersezione con il transetto è disposto l'arco trionfale e archi laterali a formare un sistema chiuso da cui dipartono il presbiterio e l'abside, mentre il transetto presenta una volta cilindrica; sui quattro archi dell'altare mutuamente ortogonali poggia il tamburo della cupola, a base circolare, traforato con n.4 finestre simmetriche, su cui è impostata una cupola circolare e una lanterna, fino a raggiungere la quota massima di circa 21.1 m."



Pianta della chiesa di Santa Gemma a Goriano Sicoli (AQ).

(fonte: M. Sassu, G. Masiello, T. Conti, A. Vezzosi – RAPPORTO SUI DANNI PRODOTTI DAL SISMA DEL 6 APRILE 2009 ALLA CHIESA S. GEMMA DI GORIANO SICOLI – Atti del Convegno L'UNIVERSITÀ E LA RICERCA PER L'ABRUZZO - Il come e il perché dei danni ai monumenti. Coppito - L'Aquila, 17-19 dicembre 2009)

2. SCENARIO DI DANNO

I danni principali riscontrati sulla chiesa di Santa Gemma hanno riguardato:

- pronunciato ribaltamento fuori piano della facciata con distacco del timpano dalla copertura;
- rottura per taglio del tamburo e della lanterna della cupola centrale;
- rottura per taglio della parete laterale del transetto;
- rottura per taglio della parete absidale;
- schiacciamento di sei degli otto pilastri tra le navate;
- leggere lesioni della torre campanaria;
- crollo parziale della volta;
- crollo parziale della copertura lignea nel punto di attacco alla facciata;
- lesione in chiave degli archi e delle volte tra le navate.

Facciata

La facciata ha subito una evidente rotazione fuori piano con distacco del timpano dalla copertura. Nel punto sommitale il distacco dalle pareti laterali era di circa 60 cm.

Cupola

La cupola ha riportato numerose lesioni, sia sul tamburo che sulla lanterna, che non hanno prodotto alcun crollo stante la preesistenza di una leggera cinturazione metallica in corrispondenza della cornice. Le lesioni, oltre ad interessare tutti gli architravi delle 8 finestre (4 sul tamburo e 4 sulla lanterna), hanno profondamente tagliato le porzioni di muratura senza produrre tuttavia evidenti spostamenti relativi tra le masse. I grandi archi di imposta del tamburo hanno subito lesioni diffuse che sono state contenute grazie alla presenza di catene.

Transetto

La facciata del transetto, sul lato verso il piazzale, ha subito una evidente rottura per taglio con formazione di lesioni a “croce di sant’Andrea” e un contenuto spostamento relativo tra le parti murarie. L’espulsione della facciata del transetto è stata evitata per la preesistenza di tiranti di acciaio posti solo in direzione longitudinale.

Parete absidale

La parete absidale mostrava diffuse lesioni sub-verticali per tutta la sua altezza. Non si sono evidenziati fenomeni di scorrimento delle parti murarie.

Pilastri

I pilastri che sostengono gli archi fra le tre navate risultavano fortemente lesionati. In particolare gli ultimi sei pilastri a ridosso della facciata hanno manifestato un principio di schiacciamento alla base con espulsione di materiale a causa anche dell’irregolarità del materiale lapideo utilizzato.

Archi e volte interne

L’interno della chiesa presenta un susseguirsi di archi trasversali e di navata sostenuti da pilastri. Sugli archi insistono una serie di volte a padiglione. Archi e volte erano interessati quasi tutti da lesioni in chiave, in qualche caso con scorrimento o principio di espulsione di materiale. La presenza di catene all’imposta degli archi ha efficacemente contenuto i danni.

Repertorio dei danni	
	Timpano Rotazione della parte alta della facciata.
	Controfacciata Distacco della copertura dal timpano e crollo parziale della volta.
	Tiburio e facciata del transetto Lesioni a taglio sulla cupola (tamburo e lanterna) sui maschi murari tra le finestre e rottura degli architravi dei vani finestra. Lesioni a taglio (a croce di Sant'Andrea) sulla facciata del transetto con scorrimento dello spigolo verso l'esterno.

Repertorio dei danni	
	Abside Lesioni diffuse sulla parete absidale.
	Pilastri interni Pilastro con lesioni profonde ad andamento verticale e rigonfiamento alla base.
	Chiave d'arco Particolare di un arco sulla navata laterale con lesione in chiave ed espulsione del concio. In primo piano le catene.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

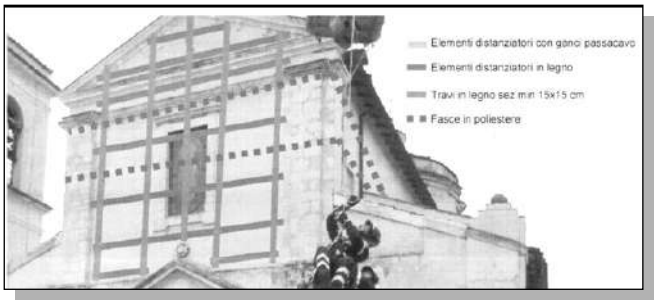
Il progetto di massima per gli interventi per la messa in sicurezza è stato predisposto dai tecnici del MiBAC. In accordo con i tecnici del NCP ci si è orientati verso la realizzazione dei seguenti macro.-interventi:

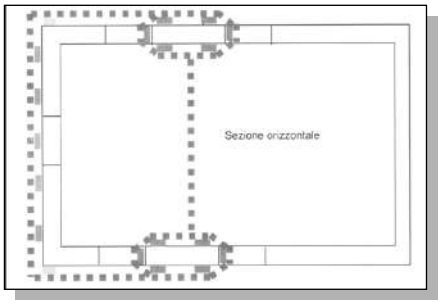
- tirantatura dell'ordine superiore della facciata, cerchiatura della cupola (tamburo e lanterna) previa sbadacchiatura delle finestre e tirantatura della parete laterale del transetto;
- puntellamento dell'ordine inferiore della facciata, puntellamento della parete absidale, disposizione di una copertura provvisoria del tetto nella zona di attacco al timpano;
- cerchiatura dei pilastri interni.

Si è poi prevista la stabilizzazione della parte superiore della facciata con il posizionamento di un graticcio in legno tirantato con fasce in poliestere, soluzione da adottare anche per intervenire sulla facciata del transetto.

In sostanza l'intervento di miglioramento delle condizioni di sicurezza richiesto ai Vigili del Fuoco riguardava le sole porzioni di edificio maggiormente danneggiate ed era volto a consentire agli operatori preposti di realizzare le opere provvisionali definitive.

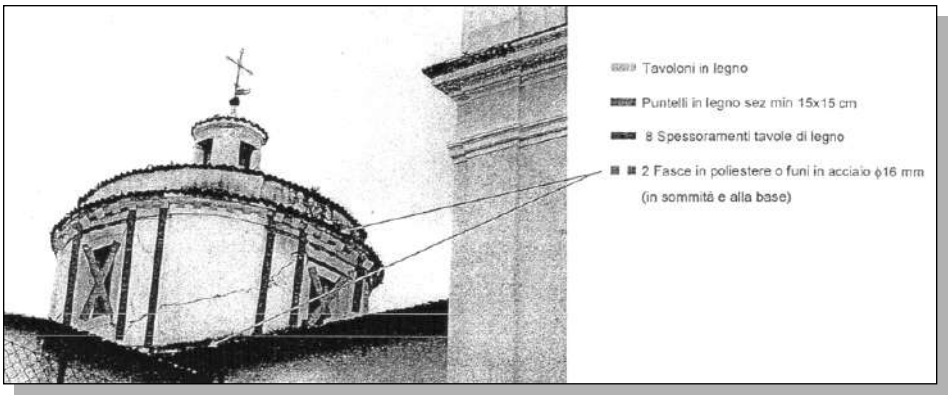
Estratto dello schema intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



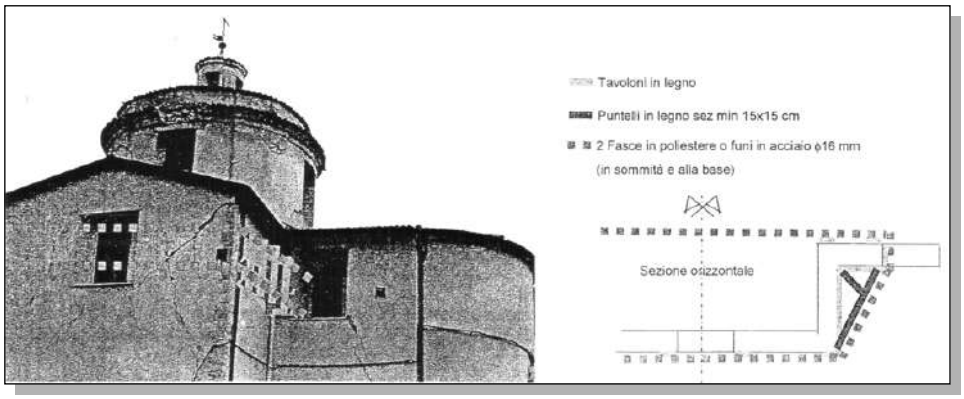


Graticcio ligneo tirantato con fasce di poliestere nella parte alta della facciata (Archivio NCP).

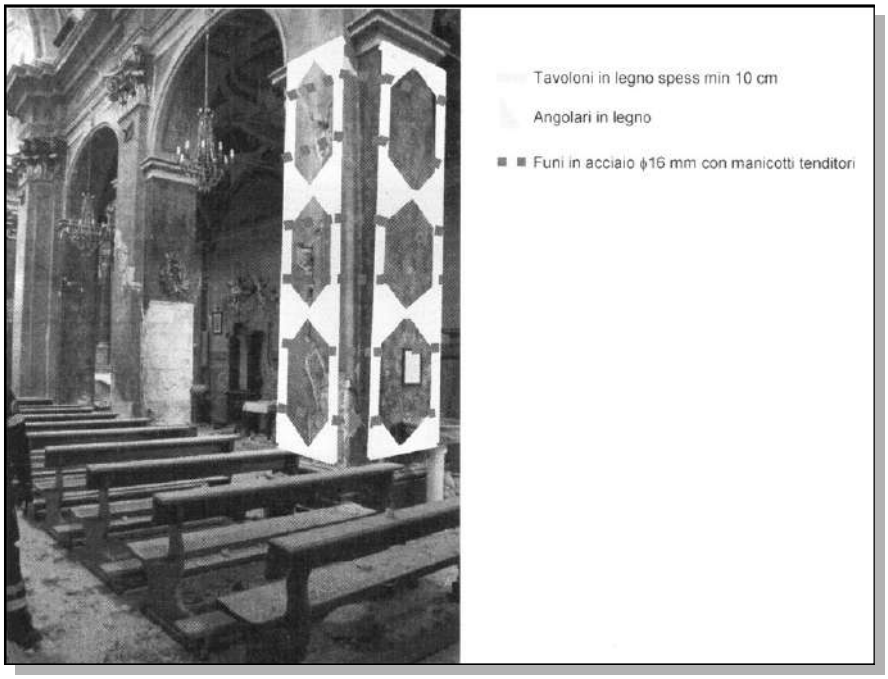
Puntellamento a terra con puntoni di legno 20x20 cm
e controventi con tavole da ponte 5x20 cm (Archivio NCP).



Cerchiatura tamburo e lanterna della cupola (Archivio NCP).



Tirantatura parete lato piazza del transetto (Archivio NCP).



Cerchiatura dei pilastri (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

L'intervento è iniziato in una fase ancora caratterizzata da frequenti scosse di assestamento e ha richiesto un'attenta valutazione delle soluzioni progettuali proposte dai tecnici MiBAC e delle modalità realizzative in rapporto alla fattibilità e alle esigenze di sicurezza per gli operatori.

Sulla facciata, dove inizialmente si prevedeva la sola tirantatura di un graticcio ligneo che spiccava dalla base fino alla sommità del timpano, l'intervento è stato limitato alla sola parte superiore, a causa delle numerose sporgenze e rientranze tra cui uno sporto di gronda aggettante di circa 60 cm che, di fatto, separa i due ordini della facciata. Questo ha portato ad orientarsi verso una differente tipologia di intervento per la parte bassa della facciata optando per l'installazione di una puntellatura di ritegno dimensionata secondo gli standard della scheda STOP-PR. Per velocizzare le operazioni si è pensato di fare ricorso ad un'autogru VVF.

In accordo con i tecnici del MiBAC, si è deciso inoltre di limitare inizialmente l'intervento all'interno della chiesa al solo passaggio dei tiranti, rimandando gli ulteriori interventi, in particolare la cerchiatura dei pilastri, ad una fase caratterizzata da *after-shocks* con minore intensità e frequenza, in modo da garantire le condizioni di sicurezza minime necessarie. Occorre precisare che la gravità del dissesto e il susseguirsi delle repliche sismiche hanno fatto propendere per realizzare l'intervento più rapido possibile, da eseguirsi con una tirantatura in fasce di poliestere, leggera e di facile applicazione.

Dall'analisi più dettagliata del quadro di danneggiamento degli archi e delle volte, pur riscontrando la presenza di numerose lesioni, alcune delle quali di rilevante dimensione e con parziale espulsione di materiale, si è potuto osservare che le catene preesistenti collocate all'imposta degli archi hanno operato senza produrre scalzamenti o rientranze della muratura nei punti di ancoraggio delle piastre.

È risultata, quindi, irrilevante l'aggiunta di ulteriori tiranti o fasce all'imposta degli archi. Si è inoltre escluso l'intervento di centinatura degli archi vista della considerevole quota di imposta e di chiave.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

Fasi operative

a) Messa in sicurezza della cupola, del timpano, del transetto.
Preliminarmente all'operazione di cerchiatura della cupola è stata effettuata la sbadacchiatura dei fori per impedire l'implosione della struttura a causa del serraggio delle fasce di poliestere.

Per la tirantatura del timpano è stata posta molta attenzione alla ricerca della zona di ancoraggio. Non potendo disporre di pareti laterali in buone condizioni e dovendo escludere l'ancoraggio a terra a causa dell'eccessiva inclinazione sull'orizzontale che avrebbero avuto i tiranti, ci si è orientati su una larga distribuzione su tutte le porzioni di murature disponibili avendo cura di sbadacchiare i fori presenti. È risultata una fitta serie di tiranti passanti nelle finestre delle pareti laterali che trattengono un graticcio ligneo che contrasta la parte superiore della facciata. Non dovendo affidare a ciascun tirante un eccessivo tiro si è optato per l'utilizzo di fasce di poliestere per la rapidità di posa in opera.

Per la messa in sicurezza della facciata del transetto è stata nuovamente adottata la soluzione del graticcio tirantato. In questo caso la maggiore difficoltà è consistita nella configurazione geometrica; le aperture sono collocate in posizione tale da non poter mantenere i tiranti paralleli alle pareti di taglio. Per assorbire la componente del tiro perpendicolare alle pareti si è ricorso a tralicci lignei a contrasto tra le pareti ortogonali.

L'intervento iniziale è stato condotto dalle squadre SAF VVF della Puglia che hanno operato dall'alto, attraverso autoscala e "Snorkel" VVF, sia sulla cupola che sulla parte alta della facciata che sulla parete laterale del transetto.

b) Puntellamento della parte bassa della facciata e della parete absidale.
Per la facciata sono state adottate coppie di puntelli lignei a terra per ognuna delle quattro lesene verticali presenti e allineate con le pareti longitudinali. I puntelli sono stati dimensionati e realizzati secondo la scheda STOP-PR/B tipo R2.

Per la parete absidale sono stati adottati puntelli lignei a terra distribuiti sulla superficie curva della parete. La combinazione della parete curva e del suolo in pendenza hanno reso particolarmente problematica la posa dei puntelli dimensionati in una fase antecedente alla predisposizione delle schede STOP e realizzati con particolari costruttivi ai nodi meno razionali.

c) Ritegno della parete absidale e copertura dell'abside.
Sono stati cerchiati sei dei dieci pilastri presenti tra le navate con fasce di poliestere, morali di legno e tavole per ridefinire il profilo della sezione trasversale del pilastro, pari a circa 80x80 cm. L'intervento è stato preparato all'esterno della chiesa in modo da essere posto in opera minimizzando il tempo di permanenza in area critica. Per questo motivo non sono stati impiegati gli angolari metallici sugli spigoli. L'intervento è stato dimensionato con riferimento a precedenti esecuzioni di analoghi presìdi e realizzato con fasce di poliestere e cricchetto di tesatura da 50 e da 75 mm alternate, con interasse di circa 75 cm (scheda STOP-CP).

Fasi realizzative	
	Tiburio Sbadacchiatura dei fori sul tamburo e sulla lanterna della cupola. Cerchiatura con fasce di poliestere da 75 mm e cricchetto.
	Facciata principale Graticcio ligneo sulla parte superiore della facciata trattenuta da fasce di poliestere da 200 mm con manici (braghe).
	Ancoraggio facciata principale Collegamento di ciascuna braga con una coppia di fasce di poliestere da 75 mm con cricchetto passanti all'interno della prima finestra della parete laterale. Collegamento della coppia di fasce passanti nella prima finestra con una seconda coppia di fasce passanti nella seconda finestra al fine di distribuire il tiro su una porzione maggiore di muratura.

Fasi realizzative	
	Facciata del transetto su lato piazzale In figura è rappresentata la fase di varo del graticcio ligneo preparato a terra e provvisoriamente sostenuto per attrito dalle fasce di poliestere utilizzate per la tirantatura.
	Facciata del transetto su lato piazzale Il graticcio sulla facciata lato piazzale del transetto è stato dotato di sostegno a terra. Il tiro alle fasce è stato applicato dopo il posizionamento delle stampelle lignee laterali, realizzate per consentire il passaggio delle fasce nelle finestre della navata. La posizione di queste ultime obbliga le fasce ad assumere una direzione non parallela alle pareti trasversali del transetto.
	Facciata del transetto su lato piazzale Particolare della stampella lignea laterale del transetto che devia la direzione delle fasce.

Fasi realizzative	
	Puntelli della facciata principale Fase del montaggio di uno dei quattro puntelli a terra della parte inferiore della facciata. Oltre ad un'autoscala si è reso necessario l'impiego di un'autogru.
	Puntelli della facciata principale Particolare del nodo di attacco tra i puntoni inclinati e i ritti verticali. Si notino gli spessori necessari per rendere aderente il puntello alla facciata, nel rispetto degli elementi architettonici presenti nella lesena.
	Puntellamento completo della facciata Si noti il particolare del blocco alla base con picchetti di acciaio infissi nel terreno.

Fasi realizzative

Puntellamento della parete absidale

Si noti come la puntellatura, dimensionata prima dell'emanazione delle schede STOP, presenti rapporti geometrici tra gli elementi e per gli attacchi a terra e tra puntoni e ritti verticali non rispondenti agli standard. In ogni caso la struttura del presidio è sovradimensionata per gli obiettivi perseguiti.

Pilastri della navata

Particolare di un pilastro cerchiato con fasce di poliestere e cricchetto per il tensionamento.

Anche questo intervento precede l'emanazione delle schede STOP-CP.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi sono stati effettuati in circa quattro settimane senza soluzione di continuità. Grazie al coordinamento fra DTS e ROS dei VVF e tecnici del MiBAC si sono potute prendere decisioni tecnicamente coordinate in tempi rapidi.

Il personale impiegato per l'esecuzione dell'intervento era costituito da squadre di Vigili del Fuoco dei Comandi provinciali della Puglia e, per i lavori in quota, da squadre di Vigili del Fuoco SAF provenienti anch'essi dalla regione Puglia per un totale di circa 20 persone (compresi DTS e ROS), senza l'ausilio di personale esterno.

I mezzi usati, sono stati:

- autoscala VVF con sviluppo di 30 metri;
- piattaforma VVF collegata ad un braccio suddiviso in tre pezzi mediante due snodi detta "Snorkel", con un'estensione di 34 metri;
- autogru VVF con portata 16 tonnellate e sviluppo 20 metri.

La presenza di un simile parco mezzi testimonia la complessità e l'importanza dell'intervento.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

La durata dell'intervento di messa in sicurezza ha consentito l'evoluzione delle soluzioni progettuali in fase di realizzazione. L'introduzione delle schede STOP ha portato a dei miglioramenti che sono evidenti se si confronta il puntellamento della parete absidale con quello della facciata e se si osserva la differente robustezza della cerchiatura della cupola rispetto a quella dei pilastri.

Per quanto riguarda la cerchiatura dei pilastri è evidente una sensibile differenza con le specifiche della scheda STOP-CP (non ancora emanata alla data della realizzazione) per il numero delle fasce per unità di lunghezza del pilastro.

L'osservazione del comportamento delle fasce in poliestere, nei casi di grande sviluppo (facciata, transetto, tiburio), ha messo in evidenza che le stesse possono costituire un elemento di debolezza dell'intervento, a causa dell'allentamento che subiscono a seguito dell'esposizione agli agenti atmosferici.

D'altro canto l'impiego delle fasce consente un intervento rapido e in condizioni di maggiore sicurezza per gli operatori e quindi risulta un buon compromesso per l'attuazione degli interventi di messa in sicurezza urgente nell'immediato post-sisma.

Un possibile ulteriore miglioramento sarà quello di sostituire progressivamente le fasce di poliestere con tiranti di acciaio beneficiando così sia della rapidità di intervento che consentono le prime sia della durabilità e robustezza dei secondi.

Fasce in poliestere impiegate per la tirantatura.

SCHEDA INTERVENTO — O3

Chiesa di Santa Margherita

(o dei Gesuiti)

L'Aquila – Centro Storico via Bafile, 6

DTS: *Battaglia, Lucidi, Ponticelli, Russo.*
ROS: *Borzaga, Costazzer, Fratantonio.*
Squadre: *VVF Trento; SAF Liguria, Marche.*

1. INQUADRAMENTO

La chiesa di Santa Margherita (o dei Gesuiti) è situata nel centro storico dell'Aquila, in via Bafile n. 6, presso la piazza Santa Margherita sulla quale si affacciano altri importanti edifici: il Palazzetto dei Nobili, Palazzo Margherita e Palazzo Alfieri.

La chiesa si erge nelle immediate vicinanze di piazza del Duomo ove si trova anche la chiesa denominata "Delle Anime Sante", a non molta distanza dal forte spagnolo, dalle chiese di San Domenico, San Pietro a Coppito, San Silvestro, Santa Giusta, dal palazzo della Prefettura, ecc. ove si è particolarmente concentrata l'attività di messa in sicurezza dei Vigili del Fuoco dopo il sisma.

"La chiesa di Santa Margherita, conosciuta anche come chiesa del Gesù o dei Gesuiti, rappresenta uno dei principali esempi di innovazione tipologica prodotti nel corso del Seicento dall'opera degli Ordini nati dalla Controriforma. L'edificio, costruito nel 1636, rientra tra le prime fondazioni gesuitiche abruzzesi e costituisce l'unico modello di chiesa con annesso collegio ad essere sopravvissuto in quest'area. Esso fu realizzato seguendo una delle proposte progettuali elaborate dagli architetti dell'Ordine; purtroppo difficoltà di varia natura ne impedirono la conclusione. […]

La pianta è rettangolare ad aula unica coperta da volta a botte ed affiancata da tre profonde cappelle per lato, intermezzate da setti murari scanditi da coppie di paraste corinzie scanalate. L'altezza dell'edificio è di circa 20 metri […]

La controfacciata è invece occupata da un organo con cantoria a tre snelle arcate su esili colonne marmoree, realizzata nel 1717 […]

Quando sopraggiunse il terremoto del 1703 a L'Aquila la chiesa del Gesù doveva essere appena terminata e l'edificio non riportò gravi danni in seguito all'evento. […]"

Oggi l'edificio è sede della Cappella Universitaria dell'Università dell'Aquila

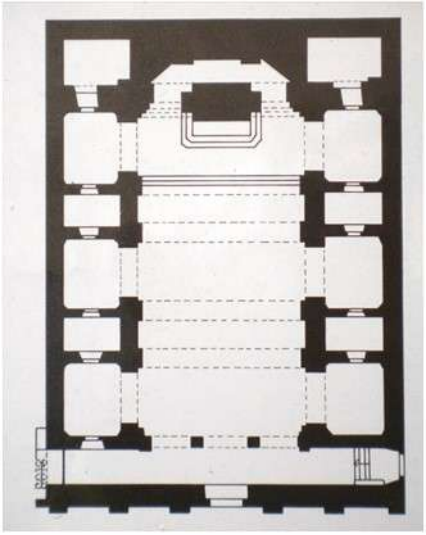
(fonte: www.regione.abruzzo.it/xCultura)

Dati metrici principali:

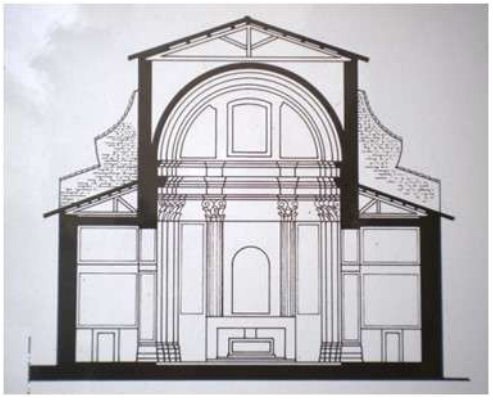
lunghezza massima: 30 m circa;

larghezza massima: 20 m circa;

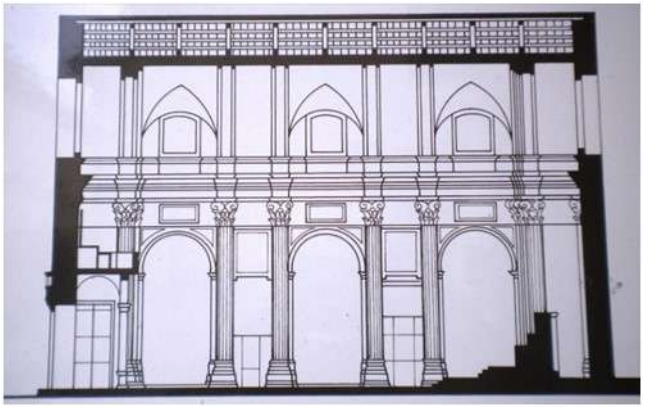
altezza massima: 20 m circa (al colmo dell'aula), 17 m circa (campanile).



Pianta



Sezione trasversale



Sezione longitudinale

2. SCENARIO DI DANNO

I danni principali riscontrati sulla chiesa di Santa Margherita a seguito del sisma hanno riguardato:

- lesione longitudinale della volta a botte della navata;
- lesioni e crolli nei contrafforti laterali;
- crollo della parte sommitale della parete absidale;
- lesione della parete absidale;
- lesioni delle pareti laterali delle cappelle;
- danneggiamento delle volte delle cappelle laterali;
- lesioni della torre campanaria;
- danneggiamento della parete di ingresso con distacco dalla volta.

Torre campanaria
Sulla torre campanaria si sono manifestate evidenti le lesioni ad andamento sub verticale lungo le pareti nonché fenditure in corrispondenza della chiave di alcuni archi lungo i piedritti angolari posti ai lati degli stessi. Anche le colonne posizionate all'imposta degli archi sono risultate visibilmente sconnesse in corrispondenza delle zone di contatto con la struttura.

Contrafforti laterali
I contrafforti laterali, aventi la funzione di rinforzo e contrasto alla grande volta centrale, mostravano un quadro fessurativo diffuso dovuto, probabilmente, sia agli effetti del sisma che ad una precedente situazione di degrado. La muratura di alcuni contrafforti risultava fortemente disgregata evidenziando vistosi crolli lungo le arcate di attraversamento. Le pareti laterali su cui si impostano gli irrigidimenti murari hanno riportato pesanti danneggiamenti soprattutto in corrispondenza dei cordoli in calcestruzzo all'imposta della volta.

Parete absidale
La parete absidale è stata interessata dal crollo della copertura e dal distacco di gran parte del paramento sommitale di chiusura dalla rimanente struttura.

Volta
La volta interna, al di sopra della navata principale, ha subito un notevole ribassamento in chiave con una diffusa fessurazione longitudinale in mezzeria. Il dissesto è dovuto alla scarsa tenuta delle spalle costituite dalle pareti laterali che, mal ritenute dai contrafforti, hanno subito spostamenti importanti per effetto del sisma.

Locali interni
La chiesa dispone di numerosi locali interni che hanno riportato un quadro fessurativo importante e notevolmente diffuso. Si è inoltre verificato il ricorrente danneggiamento dei locali interni.

Repertorio dei danni	
	Dissesto alla torre campanaria Lesioni ad andamento sub verticale lungo le pareti della torre.
	Dissesto alla cella campanaria Lesioni in corrispondenza della chiave di uno degli archi e presenza di vistose lesioni sui piedritti angolari posti ai lati dello stesso. Anche le colonne posizionate all'imposta degli archi risultano visibilmente sconnesse in corrispondenza delle zone di contatto con la struttura.
	Lesioni sui contrafforti Precarie condizioni della muratura in particolare in corrispondenza degli archi di passaggio da una campata all'altra.

Repertorio dei danni	
	Lesioni sui contrafforti Evidenti lesioni lungo i fori di attraversamento e crolli di materiale lapideo.
	Dissesti lungo la parete absidale La parete absidale presenta il crollo della porzione di copertura soprastante l'abside. La vista posteriore mostra sia il crollo che il severo quadro fessurativo della parete ai lati della finestra, fenomeni legati al distacco e ribaltamento verso l'esterno dell'intera sezione absidale.
	Dissesti lungo la parete absidale L'immagine, scattata dall'alto, evidenzia le compromesse condizioni di equilibrio della copertura leggera in lamiera sormontante la voltina di chiusura parzialmente crollata.

Repertorio dei danni	
	Dissesto della volta La foto mostra l'interno della chiesa visto dall'alto della parete absidale. La lesione in chiave, evidente in primo piano, si ripete per l'intero sviluppo della volta.
	Dissesto dei locali interni Crollo del solaio di uno dei locali interni alla chiesa.

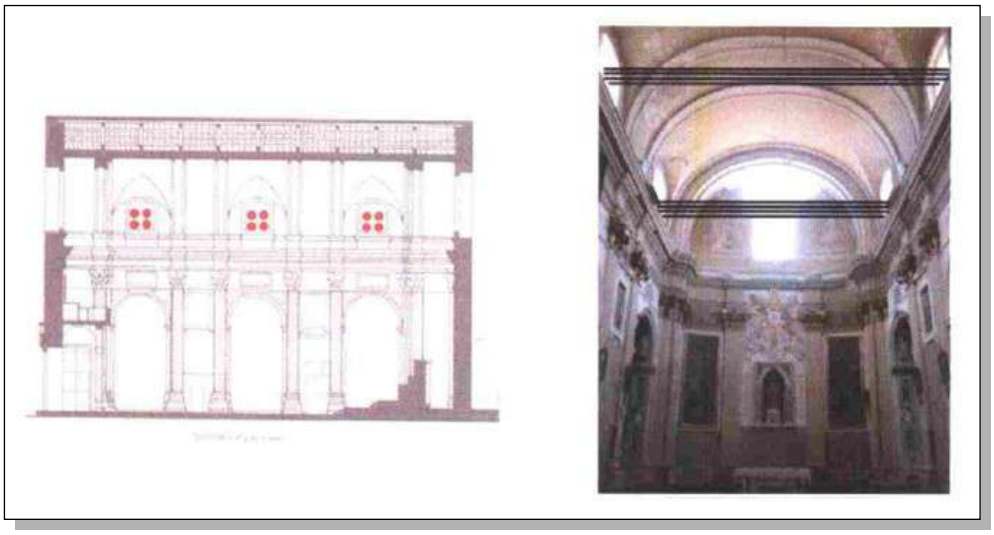
3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Il progetto di massima degli interventi di messa in sicurezza è stato predisposto da parte dei tecnici MiBAC, in accordo con i tecnici NCP. Ci si è orientati verso la realizzazione dei seguenti tre macro interventi:

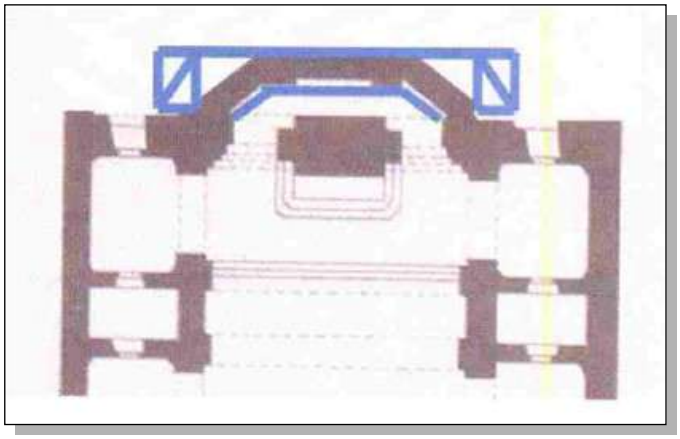
1. messa in sicurezza della torre campanaria;
2. tirantatura delle volte;
3. ritegno della parete absidale e copertura dell'abside.

La valutazione dello scenario di danno ha indirizzato verso una strategia d'intervento riguardante le sole porzioni di edificio maggiormente danneggiate, al fine di consentire agli Enti preposti di affrontare, in sicurezza, le successive operazioni di messa in sicurezza in via definitiva.

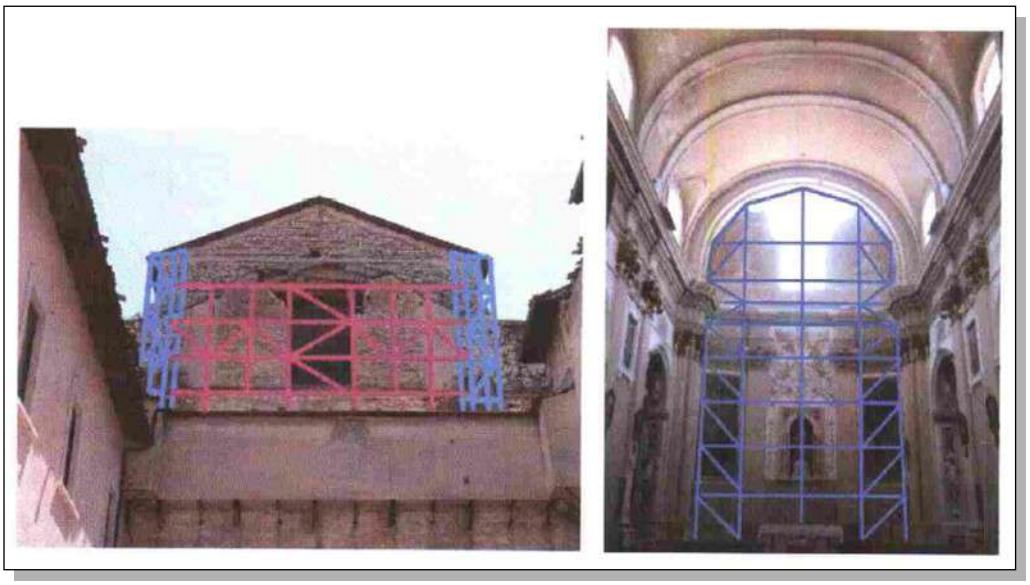
Estratto dello schema di intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



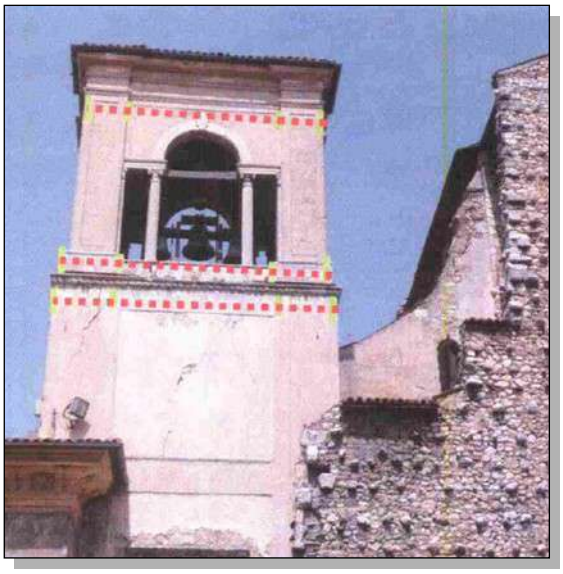
Posizionamento di tre gruppi di 4 cavi Ø24 all'imposta della volta
con contrasto di travi HEA 360 (Archivio NCP).



Messa in sicurezza della parete absidale con un graticcio ligneo
rappresentato schematicamente (Archivio NCP).



Configurazione geometrica del graticcio ipotizzato (Archivio NCP).



Messa in sicurezza del campanile con tiranti o fasce in poliestere
con eventuale sbadacchiatura degli archi (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

L'area di intervento, posizionata in zona rossa, ha necessitato di una preventiva bonifica delle porzioni pericolanti di edifici limitrofi nonché di quello oggetto di intervento. A tale scopo l'intervento delle squadre SAF della Liguria e della Marche è stato di importanza strategica.

Dalle valutazioni di fattibilità condotte dai tecnici NCP è risultato che, per il posizionamento delle travi di contrasto dei cavi, a ridosso della pareti dissestate e al di sotto dello sporto di gronda della copertura della chiesa, era necessario realizzare preventivamente due ampi corridoi in legno quali via di fuga in caso di replica sismica.

Dal lato di via Roma, in assenza di percorsi sicuri dalla passerella lignea verso l'esterno, si è optato per il posizionamento di un'autoscala a volate allungate, per l'eventuale esodo degli operatori. Per la messa in tiro dei cavi di acciaio e per il collegamento alla struttura del sistema di contrasto lungo le pareti, si è deciso di operare dall'alto, forando la copertura per consentire l'ingresso degli operatori SAF.

Vista la particolare situazione di danno della volta muraria della navata, si è deciso di effettuare tutti gli interventi di messa in sicurezza operando dall'esterno, limitando la presenza degli operatori nell'edificio allo stretto necessario.

Si è valutato inoltre che la realizzazione dalla struttura di sostegno alla parete absidale, così come inizialmente schematizzato nel progetto di massima del MiBAC, avrebbe comportato la presenza di operatori VVF all'interno dell'edificio pericolante per un tempo inaccettabile. Per tale motivo, sempre nell'ottica di lavorare in sicurezza, si è deciso di modificare l'intervento vincolando solo la parte sommitale della parete absidale mediante calata dall'esterno di un graticcio ligneo opportunamente vincolato alle pareti laterali mediante un complesso sistema di cavi di acciaio.

L'intervento è stato quindi riprogettato di concerto con il MiBAC.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

Sulla base delle revisioni di progetto concordate con i tecnici del MiBAC, l'intervento si è articolato nelle seguenti fasi operative:

1. messa in sicurezza della torre campanaria;
2. tirantatura delle volte;
3. ritegno della parete absidale e copertura dell'abside.

Messa in sicurezza della torre campanaria.
Preliminarmente all'operazione di cerchiatura della torre, realizzata con graticci lignei tirantati con barre in acciaio, è stata effettuata la sbadacchiatura dei vani per impedire l'implosione della struttura a causa del serraggio delle barre filettate. Per l'esecuzione dell'opera è stato impiegato legno lamellare.

Tirantatura delle volte.
Il precario stato di equilibrio delle volte ha indotto a realizzare un sistema di tirantatura con cavi di acciaio passante da parte a parte della chiesa, attraverso le finestre della navata.

Si sono realizzati due ordini di tirantature: uno superiore, al di sopra della volta e sotto le capriate, e uno inferiore, in corrispondenza dell'imposta.

Il primo ordine, posto poco più in basso rispetto alla linea di gronda della copertura a doppia falda, è visibile nella documentazione fotografica riportata di seguito.

Il secondo ordine di tiranti, all'imposta della volta, è costituito da un articolato sistema di cavi in acciaio fissati a putrelle HEA 360 disposte in aderenza alle pareti laterali della navata principale. A loro volta le HEA poggiano su una struttura di sostegno lignea collocata fra i contrafforti e sono contrastate da graticci in legno realizzati a piè d'opera, posizionati in aderenza alle pareti stesse.

Ritegno della parete absidale e copertura dell'abside.
Particolare rilevante è costituito dalla presenza di graticci di contrasto addossati alle pareti della torre e costituiti da morali in legno accoppiati, funzionanti da supporto per le piastre di serraggio: questa soluzione ha consentito di non forare il legno per il passaggio delle barre filettate e ha garantito una migliore precisione ed una più rapida esecuzione degli interventi. I graticci di contrasto sono stati realizzati a piè d'opera dai VVF di Trento e poi varati a mezzo gru.

Fasi realizzative	
	Parziale sbadacchiatura della torre campanaria In foto è mostrato l'intervento in corso di esecuzione con riferimento ad uno dei quattro fori. La centinatura dell'arco è stata effettuata successivamente.
	Sbadacchiatura e cerchiatura della torre campanaria L'intervento finale di cerchiatura con graticci tirantati e di sbadacchiatura preliminare. Si osservi, al centro dell'immagine, l'operatore VVF ripreso durante le operazioni di messa in sicurezza delle volte e si noti l'imponenza delle strutture. Sullo sfondo è visibile la gru da cantiere adoperata per la realizzazione dell'intervento.
	Realizzazione di passerella in legno lungo le pareti laterali Le passerelle in legno finalizzate a garantire agli operatori un piano di lavoro sufficientemente comodo, stabile e sicuro oltre che un'apprezzabile via di fuga in caso di replica sismica.

Fasi realizzative	
	Predisposizione a piè d'opera di graticci di contrasto in legno Fase di sollevamento di uno dei graticci lignei di contrasto posizionati specularmente su entrambe le facciate delle chiesa. La realizzazione a piè d'opera è avvenuta nella piazza antistante la chiesa.
	Varo con gru dei graticci in legno di contrasto Fase di sollevamento di una delle strutture lignee di contrasto. La manovra è effettuata mediante gru da cantiere. Sullo sfondo è visibile la piattaforma aerea utilizzata dal personale SAF per la complessa operazione di fissaggio dei graticci alle pareti laterali della chiesa.
	Fissaggio a parete dei graticci di contrasto Sistema di blocco dei contrasti alle pareti con piastre tirantate poste su entrambi i lati dei muri laterali. Nella foto la realizzazione del vincolo a piastra sulla sommità dei graticci che costituisce il primo ordine di tirantature. Le contropiastre interne per il fissaggio sono state posizionate dai SAF calatisi dall'alto praticando dei fori nella copertura. Il personale, durante tutte le operazioni, è rimasto sempre assicurato alla piattaforma aerea in modo da restare svincolato dalla struttura.

Fasi realizzative	
	Realizzazione del sistema di contrasto ai tiranti Il sistema di contrasto realizzato in corrispondenza della parete laterale sinistra della chiesa. Si noti la presenza di una passerella in legno avente la funzione di via di fuga per gli operatori. Sul lato opposto, vista l'impossibilità di ricorrere ad una soluzione analoga, si è utilizzata un'autoscala da 30 metri con il cestello aperto in corrispondenza della passerella.
	Posizionamento di putrelle HE in acciaio di ancoraggio per i tiranti Le putrelle di contrasto sono poggiate sui contrafforti, in corrispondenza dei fori di passaggio: la posa delle travi è risultata estremamente complicata vista l'esiguità dello spazio a disposizione. Il collocamento finale dei pesanti elementi metallici, una volta poggiati sui supporti lignei realizzati sui contrafforti, è stato eseguito a mano. In foto il sistema di appoggio delle putrelle e l'ancoraggio delle barre filettate costituenti l'estremità della tirantatura.
	Tirantatura della volta La foto mostra il complesso sistema di cavi che realizza la tirantatura della volta e della parete absidale sullo sfondo. È evidente la lesione longitudinale in chiave alla volta.

Fasi realizzative	
	Sistema di collegamento dei cavi di acciaio alle barre filettate Sistema utilizzato per la realizzazione dei tiranti: barre filettate verso le putrelle e cavi di acciaio all'interno della chiesa. Il collegamento fra barra e cavo è possibile con un sistema a redancia/grillo/golfare avvitato alla barra. Il tiro viene regolato mediante tiranti e sistema dado/controdado. Per il passaggio dei cavi sono utilizzate delle sagole a cui gli stessi sono stati fissati. Il sistema ha permesso di ridurre il più possibile la presenza dei Vigili all'interno della struttura danneggiata.
	Vista esterna del sistema di tirantatura Ciascuna coppia di putrelle disposte specularmente rispetto all'asse della navata è stata collegata attraverso due coppie di cavi passanti attraverso le finestre esistenti.
	Tirantatura della volta e della parete absidale L'intervento di tirantatura della parete absidale è stato realizzato con logica analoga a quella utilizzata per l'incatenamento della volta longitudinale: costruzione di un graticcio di contrasto con tre ordini di tiranti collegati, attraverso cavi in acciaio, alle putrelle longitudinali posate in corrispondenza della sezione di mezzeria della chiesa.

Fasi realizzative	
	Sistema di ritegno della parete absidale Sono rappresentate le operazioni in corso con il cestello della piattaforma Snorkel.
	Cortile del Centro Ignaziano di Cultura e Spiritualità L'intervento è stato effettuato lavorando costantemente su piattaforma Snorkel ad una quota di circa 15 – 20 metri di altezza; vista la difficile accessibilità della parete absidale è stato necessario, in accordo con il MiBAC, posizionare la piattaforma nell'adiacente cortile del Centro Ignaziano di Cultura e Spiritualità.
	Completamento dell'intervento sulla parete absidale L'intervento sulla parete absidale è completato da una struttura di protezione dagli agenti atmosferici.

Fasi realizzative	
	Completamento Vista d'assieme dell'intervento di messa in sicurezza.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi sono stati effettuati in circa quattro settimane senza soluzione di continuità. Grazie al coordinamento fra DTS e ROS dei VVF e tecnici del MiBAC si sono potute prendere decisioni tecnicamente coordinate in tempi rapidi.

Il personale impiegato per l'esecuzione dell'intervento, era costituito da squadre di Vigili del Fuoco della Provincia Autonoma di Trento e, per i lavori in quota, da squadre di Vigili del Fuoco SAF provenienti dalla Liguria e dalle Marche per un totale di circa 15 persone (compresi DTS e ROS) e senza l'ausilio di personale esterno.

I mezzi usati, sono stati:

- autoscala con sviluppo di 30 metri;
- piattaforma collegata ad un braccio suddiviso in tre pezzi mediante due snodi, detta "*Snorkel*", con un'estensione di 34 metri;
- piattaforma aerea;
- gru da cantiere del tipo "a torre", noleggiata "a freddo" (ossia condotta direttamente dal personale VVF), con sbraccio da 50 metri.

La presenza di un simile parco mezzi testimonia la complessità e l'importanza dell'intervento.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

La particolare complessità del monumento e dell'intervento specificamente progettato, si presta limitatamente al principio di standardizzazione. Ciononostante è stato possibile trarre alcuni spunti di riflessione utili all'implementazione di soluzioni progettuali adottate nel Vademecum STOP per le opere provvisionali.

L'intervento ha evidenziato diverse criticità operative che richiedevano l'individuazione di soluzioni effettivamente praticabili.

La prima criticità, superata in fase di esecuzione, riguardava il collegamento tra tiranti e graticci lignei; in particolare la difficoltà di forare la parete ed il graticcio con una punta da trapano sufficientemente lunga, in modo accurato e rapido, è stata bypassata mediante l'introduzione della soluzione a due correnti in legno affiancati, su cui è impostata la piastra capochiave del tirante. Tale soluzione ha consentito di mettere a punto e sperimentare gli schemi realizzativi proposti nella scheda STOP-TA, relativamente alla soluzione TI (traverso con tirantatura diffusa interna passante), con l'impiego di un traverso formato da due correnti in legno e serraggio dei tiranti su piastre capochiave metalliche.

Soluzione TI della scheda STOP-TA.

La soluzione di cerchiatura con doppia tirantatura esterna impostata su doppio corrente in legno, realizzata sulla cella campanaria, è stata utilizzata per la sperimentazione e messa a punto dalla scheda STOP-TA, per quanto riguarda la soluzione TL (traverso con tirantatura laterale esterna).

Soluzione TL della scheda STOP-TA.

SCHEDA INTERVENTO — O4

Mura della Città

L'Aquila - Tratto fra Piazzale Stazione e Porta Rivera

DTS:	*Barbiero, Bolognese, Caputo, Cimmino, De Rosa, D'Odorico, Lucidi, Marchione, Paduano, Pagano, Pascuzzi, Ponticelli, Rizzo, Saporito, Tarabini .*
ROS:	*Arena, Basile, Chilà, Curcio, Fotia, Jordan, Malaspina, Menabreaz, Onnis, Pendini, Quattrone, Raschillà, Rufolo*
Squadre:	*VVF Alessandria, Aosta, Campobasso, Grosseto, Padova, Torino, Udine.*

1. INQUADRAMENTO

Le mura dell'Aquila rappresentano divisione e confine rispetto al centro città; la parte di cinta muraria oggetto della presente scheda è quella compresa tra Piazzale Stazione e Porta Rivera, lungo Via Tancredi da Pentima.

L'opera provvisionale di messa in sicurezza da parte dei Vigili del Fuoco ha interessato quasi l'intero sviluppo lineare delle mura prospicienti via Tancredi da Pentima, stimato in circa 320 metri, nonché Porta Rivera, una delle quindici porte che in origine interrompevano la cinta muraria e che costituisce parte integrante delle mura cittadine.

"L'Aquila, dopo la totale distruzione operata da Manfredi, avvertì il bisogno di un sistema protettivo.

L' iniziativa di un recinto murario si dovè al dinamismo di Lucherino da Firenze, il cui nome è noto per essere scolpito sulla Fontana della Rivera. Fu Capitano della città dal 1272 al 1273. La costruzione delle mura ebbe inizio nel 1272, ma le porte della città - almeno le principali – dovevano preesistere a quella data […].

L'opera dei successori andò piuttosto a rilento, e solo nel 1315, per ordine del Re Roberto, furono ripresi i lavori con ritmo accelerato e con la mobilitazione di una folla di cittadini. Nel 1316 mentre era Capitano Leone de Cecco di Cascia, la costruzione ebbe termine […].

L'imponente costruzione muraria subì diverse vicende attraverso i secoli, a cominciare dal 1349, quando fu danneggiata da un violento terremoto così violento che quasi distrusse la città, tanto che i cittadini decisero di abbandonarla: se non lo fecero, si dovè al prestigio e alla volontà del Conte Camponeschi. Con la città furono riedificate le mura, le quali, ancora in ottimo stato al tempo di Pico Fonticulano, incominciarono ad essere trascurate quando il sistema difensivo divenne inservibile. […]".

(fonte CECCHINI A., LOPEZ L., L'Aquila città del "novantanove" G. TAZZI Editore, L'Aquila, 2001)

2. SCENARIO DI DANNO

Cinta Muraria

Il tratto di cinta muraria in oggetto ha presentato diversi punti in cui si sono verificati crolli parziali e/o totali di muratura con distacco dei materiali lapidei costituenti la matrice della massa muraria. In altri tratti, non interessati da crolli o distacchi evidenti, si sono manifestati fenomeni di sconnessione tra gli elementi lapidei informi e di modeste dimensioni costituenti la struttura.

Si è rilevato che il muro presenta un'altezza variabile stimata tra i 4 e i 6 metri. Lo spessore è anch'esso variabile sia in funzione della quota rispetto al piano strada sia rispetto alla posizione lungo Via Tancredi da Pentima, ma comunque stimato intorno al metro. La tipologia costruttiva che caratterizza tale manufatto è quella tipica della muratura a sacco in cui due o più paramenti murari, che si elevano paralleli tra loro ma con scarso ammorsamento reciproco, concorrono a determinare lo spessore complessivo della sezione di muratura.

Il tratto di cinta muraria ha evidenziato un maggior dissesto sul lato prospiciente la via pubblica in quanto, sul lato verso il centro città, la quota alla base del muro stesso risulta in diversi punti più elevata, ben oltre un metro, rispetto alla quota stradale di via Tancredi da Pentima. Il muro pertanto svolge anche funzioni di sostegno rispetto al rilevato interno alla cinta muraria.

Porta Rivera

I dissesti su Porta Rivera si sono evidenziati sulla parte esterna della struttura e in particolare sulla pregevole parete caratterizzata da un arco a tutto sesto realizzato in conci di pietra squadrata che sono in gran parte crollati, compresi gli elementi soprastanti, fino alla quota delle reni dell'arco. Il crollo parziale ha messo in luce la massa muraria di riempimento interno alla volta che è risultata di scarsa qualità dal punto di vista del contributo statico offerto al manufatto.

Lungo entrambi i piedritti presenti alla base della volta, e in parte sulla volta stessa, sono state rilevate lesioni longitudinali diffuse con sconnessioni visibili tra gli elementi in pietra squadrata che caratterizzano l'aspetto esterno della Porta Rivera.

Le principali lesioni riscontrate in seguito all'evento sismico possono essere riassunte in:

- crollo completo di tratti della cinta muraria;
- crollo completo del paramento esterno delle mura sul lato verso via Tancredi da Pentima;
- lesioni e sconnessioni diffuse sulla matrice muraria;
- spanciamento incipiente della sezione muraria;
- crollo della parte sommitale dell'arco in pietra squadrata di Porta Rivera;
- espulsione fuori piano di numerosi conci lapidei del paramento murario esterno di Porta Rivera;
- lesioni longitudinali e sconnessioni diffuse, con fuori piano incipiente, negli elementi in pietra squadrata costituenti la parte esterna visibile dei piedritti di Porta Rivera.

Repertorio dei danni	
	Dissesto della cinta muraria Evidente crollo di interi tratti di muratura lungo via Tancredi da Pentima. La foto mostra la parte prospiciente l'edificio, denominato "ex Mattatoio". È evidenziata in tratteggio rosso la parte del muro rappresentata in dettaglio nella immagine sottostante.
	Sezione di muratura Risulta evidente che il muro è in realtà costituito da tre distinti paramenti murari di spessori pressoché equivalenti e scarsamente ammorsati tra loro nella tipica conformazione del muro a sacco. Gli elementi costituenti la muratura sono pietre informi non squadrate di modeste dimensioni legate tra loro con malte di scarsa qualità.
	Dissesto della cinta muraria Crollo della porzione superiore di muratura e di parte del paramento murario esterno su via Tancredi da Pentima, in prossimità della zona dove è ubicato l'edificio denominato "Istituto di Posturologia". Altri tratti di cinta muraria, pur non caratterizzati da crolli, presentano segni di sconnessione nella matrice muraria con evidenze di incipiente spanciamento.

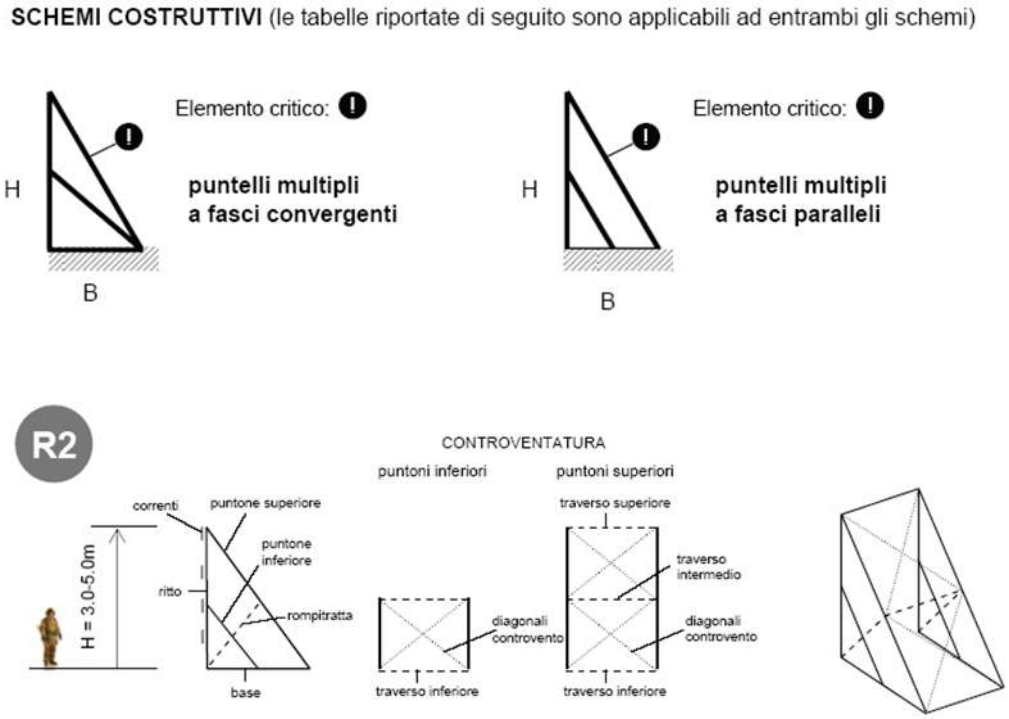
Repertorio dei danni	
	Dissesto della Porta Rivera Dissesto del paramento murario esterno della Porta Rivera con crollo dei conci lapidei dell'arco fino alla quota delle reni. Il crollo del paramento lapideo esterno mette in evidenza la scarsa qualità della parte di massa muraria soprastante la volta e racchiusa all'interno della Porta Rivera.
	Dissesto della Porta Rivera Espulsione fuori piano dei conci in pietra squadrata costituenti gli elementi dell'arco e del soprastante paramento murario. Si nota la precarietà dell'ingranamento fra conci e matrice muraria.
	Dissesto della Porta Rivera Sconnessione longitudinale diffusa lungo i piedritti della Porta Rivera con gli elementi lapidei che trovano una nuova posizione di equilibrio caratterizzata da un leggero fuori piano.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Il progetto di massima degli interventi di messa in sicurezza del tratto di cinta muraria e della Porta Rivera è stato messo a punto di concerto tra i tecnici del MiBAC e i funzionari VVF del NCP.

Per quanto riguarda la cinta muraria, la scelta è stata quella di installare delle opere provvisionali applicando gli standard del Vademecum STOP, con delle puntellature di ritegno di tipo R2 su base d'appoggio.

In particolare si sono utilizzate entrambe le possibilità contemplate nelle schede STOP-PR, realizzando puntelli multipli sia del tipo a fasci convergenti che a fasci paralleli.



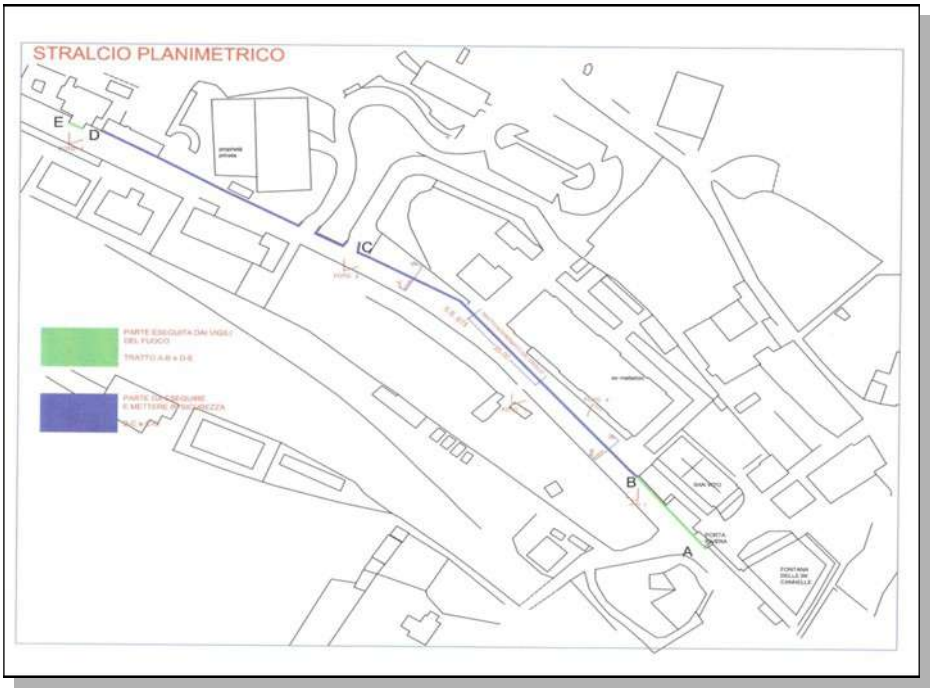
Per quanto riguarda Porta Rivera, la scelta progettuale è sostanzialmente ricaduta su quanto proposto nel Vademecum STOP relativamente alla "centinatura in legno di archi e volte" (STOP-SV) con l'opzione costruttiva "a passaggio aperto".

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

Lo scenario d'intervento non evidenziava particolari criticità dal punto di vista della sicurezza del personale VVF se confrontato con altri interventi di messa in sicurezza di edifici o altre strutture pericolanti nella città dell'Aquila e nel territorio della provincia.

L'area oggetto dell'intervento interessava la quasi totalità della cinta muraria, compresa Porta Rivera considerata parte integrante delle mura stesse, lungo via Tancredi da Pentima che, proprio in seguito all'evento sismico, è stata chiusa al traffico automobilistico per possibili crolli di parte della cinta o di singoli elementi lapidei.

Tenuto conto che l'opera provvisionale di ritegno avrebbe occupato la corsia adiacente alle mura cittadine, si è deciso di operare con mezzi e attrezzature sulla corsia stradale esterna alla cinta. Questo avrebbe garantito, a lavori finiti, la percorribilità in sicurezza della strada, anche se a un solo senso di marcia.



Planimetria della zona interessata dall'intervento (Archivio NCP).

Considerati i tempi necessari per la realizzazione dell'intervento (non meno di 2 mesi), risultava necessaria una pianificazione delle modalità di turnazione del personale (squadre VVF, DTS e ROS), che si sarebbe dovuto avvicendare nella realizzazione dell'opera.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

La realizzazione dell'opera di messa in sicurezza si è inizialmente concentrata sul reperimento e stoccaggio, presso l'area di intervento, del materiale ligneo, della ferramenta e delle attrezzature necessarie all'assemblaggio dei puntelli. Quantitativo e tipologia del materiale necessario sono stati dedotti direttamente dalle schede STOP che hanno consentito di delineare in maniera chiara e precisa le modalità di realizzazione dell'opera provvisionale, rendendo facile, di conseguenza, la redazione del computo dei materiali necessari.

La fornitura in opera dei materiali e delle attrezzature è avvenuta per il tramite delle UCL, nonché con il fondamentale supporto del "carro crolli" del Comando di Torino. Ciò ha garantito una regolare e continua disponibilità di materiale e/o attrezzature, evitando momenti di fermo lavori.

La realizzazione è avvenuta seguendo le indicazioni del Vademecum STOP. La possibilità di disporre di standard condivisi da tutto il personale operante ha enormemente facilitato il passaggio di consegne tra le varie squadre che si sono avvicendate. Nei due mesi necessari al completamento dell'opera si sono alternati ben 14 DTS e altrettanti ROS che hanno operato con squadre provenienti da diversi Comandi. Ciononostante, il risultato finale della puntellatura realizzata non mette in evidenza difformità e/o modalità costruttive diverse legate a tali avvicendamenti.

Nelle numerose riunioni svolte tra i tecnici del MiBAC e i funzionari VVF del NCP per la valutazione dello stato di avanzamento dei lavori, non si è apportata nessuna variante o modifica significativa, rispetto alle determinazioni progettuali inizialmente definite.

Fasi realizzative	
	Realizzazione della puntellatura di ritegno Nella foto è mostrata la fase realizzativa dell'opera provvisionale che ripropone, in maniera pressoché fedele e ripetuta, la puntellatura di ritegno su base di appoggio con puntoni convergenti denominata R2, realizzata interamente in legno. Il tratto in primo piano rappresenta la zona che precede, arrivando da Piazzale Stazione, l'ingresso al "Istituto di Posturologia".
	Realizzazione della puntellatura di ritegno In figura si evidenzia la contemporaneità delle diverse fasi costruttive che portano al completamento dell'opera. Mentre si posano le controventature di alcuni puntelli, si procede con l'assemblaggio dei nuovi puntoni.
	Visione finale di un tratto di puntellatura già completata Vista dell'opera a fine realizzazione sul tratto che dalla zona ingresso al "Istituto di Posturologia" prosegue fino all'area antistante l'edificio denominato "Ex Mattatoio" in cui si notano in primo piano i puntelli multipli a puntoni paralleli.

Fasi realizzative	
	Predisposizione delle basi dei puntelli Si noti come numerosi elementi di base della puntellatura siano stati posizionati sul piano stradale a interasse di progetto e già predisposti per l'assemblaggio dei puntoni convergenti al fine di realizzare il nodo costruttivo alla base del puntello.
	Prosecuzione dell'assemblaggio della puntellatura Lo stato di avanzamento dei lavori con il posizionamento dei traversi superiori, dei controventi e dei rompitratta. Il tratto mostrato nell'immagine è quello compreso tra la zona ingresso al "Istituto di Posturologia" e il Piazzale Stazione.
	Visione finale di un tratto di puntellatura completata Vista dell'opera a fine realizzazione sul tratto descritto nella precedente immagine. Si evidenzia come l'opera provvisionale, realizzata da numerosi e diversi Vigili del Fuoco provenienti da più Comandi Provinciali d'Italia, con fasi realizzative effettuate in tempi diversi raggiunga un elevato standard di uniformità esecutiva.

Fasi realizzative	
	Opere provvisionali Porta Rivera L'intervento per la messa in sicurezza di Porta Rivera nelle prime fasi di realizzazione. L'azione di ritegno è iniziata a partire dal piedritto non in linea rispetto al sistema di cinta muraria di cui la Porta è parte integrante.
	Visione finale dell'opera La realizzazione completa dell'opera provvisionale mostra come si è trovata la giusta soluzione alle esigenze statiche di sostegno degli elementi costitutivi della Porta Rivera e alla possibilità di usufruire, almeno con un passaggio pedonale, della Porta stessa. È stata, infatti, realizzata una puntellatura di ritegno su base d'appoggio con puntoni paralleli per i piedritti e centinatura della volta.
	Particolare della centinatura Nella foto si possono apprezzare alcuni dettagli della centinatura lignea a sostegno della volta. Il lato della Porta rappresentato è quello interno alla cinta muraria che si affaccia verso la contigua e famosa "Fontana delle 99 Cannelle".

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi provvisionali di messa in sicurezza della cinta muraria sono stati realizzati nel periodo compreso tra il 1 agosto e il 9 ottobre 2009, ovvero in un arco di tempo di poco superiore ai due mesi lavorativi. Periodo questo sufficientemente lungo se si pensa alla semplicità esecutiva dell'opera di puntellamento ma congruo se rapportato allo sviluppo lineare dell'intera opera che ha interessato quasi l'intera via Tancredi da Pentima per circa 320 metri lineari.

La messa in sicurezza e puntellatura della Porta Rivera è stata invece realizzata in poco meno di due settimane lavorative e precisamente dal 13 giugno al 25 giugno.

Il personale impiegato e coinvolto nella realizzazione dell'intervento è stato numeroso con provenienza da diversi Comandi Provinciali tra cui Alessandria, Aosta, Campobasso, Grosseto, Padova, Torino, Udine. Tra i Funzionari Tecnici intervenuti si contano 14 diversi DTS e 13 diversi ROS.

Considerate le caratteristiche dell'opera eseguita, non sono state utilizzate squadre di Vigili del Fuoco SAF e non è stato necessario impiegare mezzi speciali quali autoscale, piattaforme aeree, gru, "*snorkel",* ma è stato sufficiente ricorrere ai carri crolli messi a disposizione da alcuni Comandi e ad attrezzature per la lavorazione del legno, quali motoseghe, seghe circolari a banco, trapani, ecc.

Dislocazione delle squadre dei Vigili del Fuoco operanti alla data del 15 agosto 2009 (Archivio NCP).

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

L'opera, che si caratterizza per la semplicità della soluzione progettuale, per l'estensione e per i tempi necessari per la sua realizzazione, bene si coniuga con il principio di standardizzazione che sta alla base della scheda STOP.

L'opera realizzata evidenzia come una corretta applicazione delle procedure STOP possa portare a risultati soddisfacenti soprattutto quando è necessario un passaggio di consegne, anche ripetuto, tra operatori di provenienze diverse.

Da questo caso specifico di applicazione delle schede "puntellatura di ritegno in legno" e "centinatura in legno di archi e volte", utilizzate nella loro versione semi-definitiva, non è emersa l'esigenza di apportare modifiche o implementazioni, confermando, nella sostanza, contenuti e validità dell'impostazione metodologica.

7.3 Interventi complessi

- Scheda C1 – Poggio Picenze (AQ). Chiesa di San Felice Martire.
- Scheda C2 – L'Aquila. Forte Spagnolo.
- Scheda C3 – L'Aquila. Chiesa di Santa Maria del Suffragio o delle Anime Sante.

SCHEDA INTERVENTO — C1

Chiesa di San Felice Martire

Poggio Picenze (AQ)

Supervisione: *Grimaz.*
DTS: *Maiolo.*
Squadre: *VVF Toscana.*

1. INQUADRAMENTO

La chiesa di San Felice Martire è situata nel paese di Poggio Picenze (AQ), in Piazza Giovanni XXIII, a soli 14 km dal centro dell'Aquila.

Si tratta di un edificio rimaneggiato nei secoli in cui spiccano il grande tamburo, posto all'incrocio tra navata centrale e transetto, e la torre campanaria, realizzata con materiale lapideo in conci e posta in aderenza al lato sinistro della chiesa.

Nell'area retrostante la chiesa, lungo il declivio del promontorio su cui è eretta, trova collocazione il cimitero.

L'ubicazione della chiesa, di notevole effetto per la posizione fortemente panoramica che sovrasta il centro storico del paese - da cui dista poche centinaia di metri - permette di osservare distintamente la conca aquilana.

"La chiesa parrocchiale dedicata al Padrono del Poggio S. Felice M. è un vanto e un simbolo che ha caratterizzato la storia del paese. Il suo primo nucleo sorse intorno alla metà del XV secolo; subì gravi danni in seguito al terremoto del 1762 ma fu subito ricostruita e ampliata. La sua facciata in pietra del tardo 500 è stata restaurata definitivamente nel 1870 con pietra locale. L'interno è a tre navate divise da colonne, il suo stile barocco-classico, gli altari, le statue e le pitture di vario pregio, rendono interessante la visita al sacro edificio. L'altare di maggior richiamo del secolo XVI è dedicato a S. Giovanni; un bel lavoro rinascimentale dovuto al maestro Rocco Di Tommaso da Vicenza".

(fonte: www.comunepoggiopicenze.it)

2. SCENARIO DI DANNO

I danni principali riscontrati sulla chiesa di San Felice Martire provocati dal sisma sono consistiti in:

- disgregazione parziale di due piedritti della cella campanaria con conci in fase di espulsione;
- crollo parziale della cupola sul lato est del tiburio;
- ribaltamento della facciata, particolarmente accentuato sul lato destro;
- crolli nelle volte del transetto della navata centrale e delle navate laterali.

Cella campanaria

Sulla cella della torre campanaria erano ben evidenti segni di disgregazione dei due piedritti di destra (anteriore e posteriore) con l'espulsione dei conci lapidei del paramento esterno portante. Il movimento generato da tale dissesto ha altresì determinato l'abbassamento della struttura di copertura della torre campanaria in corrispondenza dei piedritti.

Facciata principale

La facciata principale presentava da una deformazione fuori piano con collasso di porzione del rivestimento lapideo della parte sommitale destra e l'espulsione dell'architrave e dei relativi stipiti in corrispondenza del portale di destra. Erano altresì evidenti piccoli movimenti d'espulsione di vari conci di rivestimento in pietra, accentuati sul lato destro della facciata.

Tiburio

Si registravano evidenti lesioni di taglio sulla struttura del tamburo della cupola con crollo della stessa in corrispondenza del lato est del tiburio. Crolli interni erano inoltre evidenti in corrispondenza delle volte del transetto, sia della navata centrale che di quelle laterali. Altri crolli sono stati segnalati in corrispondenza della tamponatura d'ambito sottostante il primo arco perimetrale di destra ove, all'interno, è situato un altare laterale.

Lesioni da taglio e distacchi dei rivestimenti risultavano presenti lungo tutta la struttura, mentre si rilevavano, nelle colonne, segni di schiacciamento con espulsione al piede.

Casa Canonica

Sul lato destro della chiesa, arretrata rispetto al fronte principale, è ubicata l'abitazione del sacerdote. In tale zona era presente un importante il quadro fessurativo e notevoli danni interni, con crolli parziali delle murature e serio danneggiamento delle scale.

Repertorio dei danni	
	Dissesto alla cella campanaria Disgregazione dei piedritti di destra della cella campanaria.
	Dissesto alla cella campanaria Disgregazione del piedritto anteriore destro della cella campanaria con conci in fase di espulsione.
	Dissesto alla cella campanaria L'immagine, scattata in quota, mette in evidenza il forte fuori piombo dovuto all'espulsione dei conci in pietra costituenti gli elementi strutturali dei piedritti.

Repertorio dei danni	
	Facciata principale Deformazione fuori piano con collasso di porzione del rivestimento lapideo della parte sommitale destra ed espulsione dell'architrave e dei relativi stipiti del portale di destra.
	Facciata laterale destra Crollo in corrispondenza della tamponatura d'ambito sottostante il primo arco perimetrale di destra. Dall'immagine risulta altresì evidente il distacco per rotazione della facciata principale rispetto a quella laterale destra.
	Tiburio Crollo parziale della cupola sul lato est del tiburio.

Repertorio dei danni	
	Dissesti interni Crolli interni in corrispondenza della cupola del transetto.
	Dissesti interni Crollo interno in corrispondenza delle volte del transetto di destra.
	Dissesti interni Lesioni da taglio e distacchi dei rivestimenti risultano presenti lungo tutta la struttura.

Repertorio dei danni	
	Dissesti interni Evidenza di lesioni in corrispondenza del braccio sinistro del transetto.
	Dissesti interni Evidenza di lesioni all'interno della facciata principale, in corrispondenza del portale di destra.
	Canonica Evidente quadro fessurativo da taglio in corrispondenza della canonica.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Il progetto di massima per la messa in sicurezza della chiesa di San Felice Martire, è stato elaborato dai tecnici del MiBAC di concerto con i tecnici NCP. Il progetto prevedeva due fasi distinte:

1. messa in sicurezza della torre campanaria;
2. puntellamento del lato destro della facciata principale.

Nella presente scheda si descrive solo la messa in sicurezza della torre campanaria.

L'intervento di messa in sicurezza era stato inizialmente impostato secondo le seguenti fasi operative:

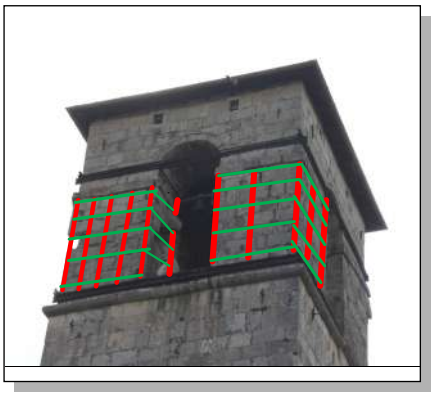
1. applicazione, nelle zone crollate, di poliuretano a spruzzo o malta idraulica per arrestare la disgregazione e il dilavamento della muratura;
2. cerchiaggio dei piedritti con elementi verticali lignei da 10 cm e fasce in poliestere;
3. realizzazione di centine nelle 4 aperture della cella campanaria con elementi lignei da 10 cm distanziati tra loro di 20-30 cm e adattati alla sezione del piedritto;
4. in corrispondenza dei due piedritti maggiormente danneggiati, applicazione sull'esterno di un doppio tavolato dallo spessore di 5 cm e cerchiatura della cella con tre fasce di poliestere;
5. applicazione di cunei in legno nelle zone della cella campanaria dove i conci risultavano fuori dalla propria sede e pericolanti;
6. numerazione dei conci degli angoli sud;
7. smontaggio della copertura della cella campanaria e dei due piedritti danneggiati in modo grave nonché delle campane.

L'intervento inizialmente ipotizzato è stato però oggetto di sostanziali modifiche in corso d'opera a causa dell'aggravamento delle condizioni di danno provocato dalle continue scosse sismiche. In una sola notte è stato infatti registrato un abbassamento della parte sommitale della cella di circa un centimetro, con un peggioramento delle condizioni di instabilità del piedritto per la spinta orizzontale generata da un carico verticale squilibrato. Sulla base di valutazioni sul campo da parte dei tecnici NCP e MiBAC, si è optato per procedere come segue:

1. applicazione, nelle zone crollate, di poliuretano a spruzzo per arrestare la disgregazione e il dilavamento della muratura;
2. cerchiaggio dei due piedritti sinistri con listelli in legno e fasce in poliestere;
3. confinamento della porzione del piedritto anteriore di destra con fasce in fibra di carbonio e resina epossidica, applicate nella porzione di muratura a vista;
4. realizzazione delle centine in tutte le aperture della cella campanaria con elementi metallici telescopici verticali e centina piena lignea;
5. consolidamento della muratura disgregata dei due piedritti maggiormente danneggiati con malta fibrorinforzata posta in opera a distanza;
6. applicazione di un doppio tavolato dello spessore di 5 cm sui due piedritti maggiormente danneggiati e cerchiatura della cella campanaria con tre fasce di poliestere;
7. cerchiaggio dei due piedritti della cella campanaria maggiormente danneggiati da realizzarsi con struttura in giunto-tubo anziché con doppio tavolato e cerchiatura della cella campanaria con 4 fasce di poliestere così come inizialmente previsto.

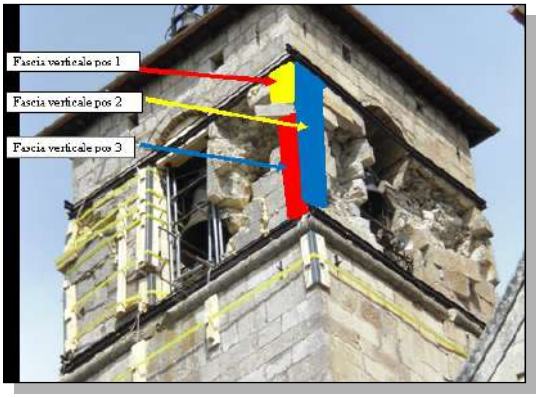
Estratto dello schema di intervento richiesto ai VVF dal MiBAC

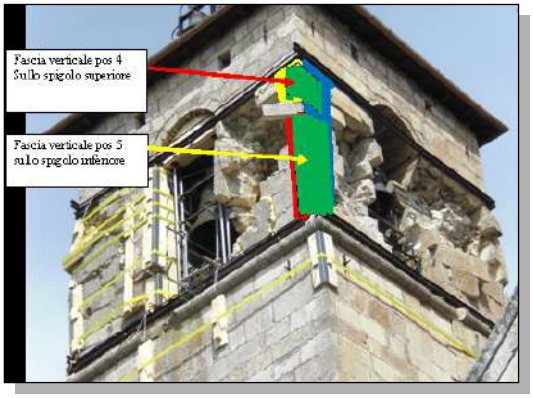
Ipotesi d'intervento iniziale:

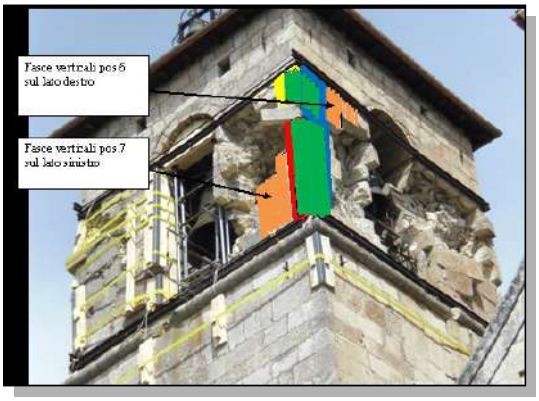


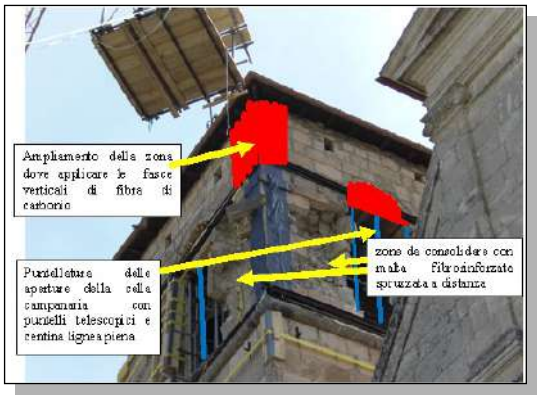
Cerchiaggio dei piedritti con elementi verticali lignei da 10 cm e fasce di poliestere (Archivio NCP).

Intervento modificato di concerto con i tecnici NCP:





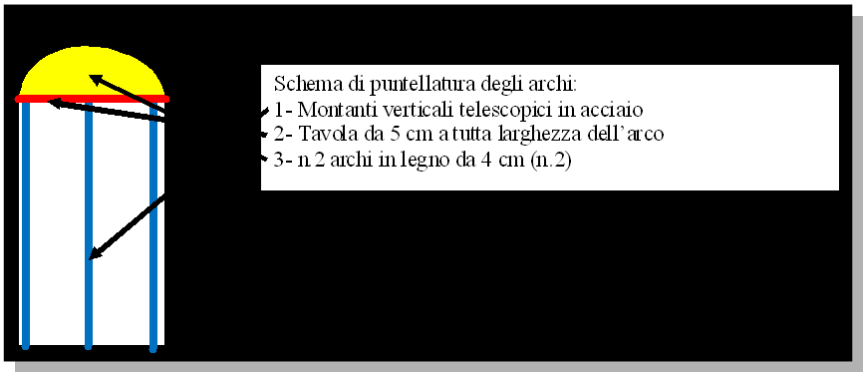




Pos. 1 – Fascia verticale al di sopra del concio espulso, lato sinistro.
Pos. 2 – Fascia verticale sul lato destro.
Pos. 3 – Fascia verticale sul lato sinistro sotto il concio espulso.

Pos. 4 – Fascia verticale sullo spigolo superiore.
Pos. 5 – Fascia verticale sullo spigolo inferiore.
Pos. 6 – Fasce verticali sul lato destro.
Pos. 7 – Fasce verticali sul lato sinistro.

Confinamento della porzione del piedritto anteriore destro con fasce in fibra di carbonio e resina epossidica applicate nella porzione di muratura a vista (Archivio NCP).



Realizzazione di centine nelle aperture sinistra e posteriore della cella campanaria con elementi metallici telescopici verticali (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

Le condizioni di danneggiamento del fabbricato, e in particolare del campanile, hanno richiesto una delimitazione dell'area; tale operazione è risultata relativamente semplice tenuto conto della posizione isolata della chiesa. L'intera area è stata delimitata con transenne metalliche al fine di perimetrare la zona di lavoro e interdire l'accesso alle persone non autorizzate.

Gli interventi di messa in sicurezza richiesti dal MiBAC per la torre campanaria evidenziavano situazioni di criticità che si accentuavano progressivamente a seguito del continuo susseguirsi di scosse. Le operazioni da effettuarsi da parte dei SAF erano rese sempre più problematiche a causa dei continui abbassamenti della struttura di copertura dovuti ai movimenti indotti dagli *after-shocks*.

Per la medesima ragione, fin da subito, è stata esclusa la possibilità di poter operare all'interno della cella campanaria, e si è optato per l'esecuzione di tutte le operazioni dall'esterno, con autogru e autoscala e con le garanzie di sicurezza sopra richiamate.

Il raggiungimento di condizioni di equilibrio estremamente precario della cella campanaria, ha indotto a modificare la tipologia di intervento, in modo da garantire un'adeguata sicurezza degli operatori. Il collasso del piedritto maggiormente danneggiato avrebbe prodotto un crollo dell'intera cella campanaria con successivo impatto sulla copertura della chiesa. Il livello di precarietà raggiunto e la previsione del meccanismo di collasso non fornivano margini di sicurezza sufficienti per attuare alcun tipo di intervento dal lato chiesa.

Si è quindi proceduto con una ri-pianificazione delle operazioni in quota prevedendo l'utilizzo contemporaneo di due automezzi: una autoscala dei VVF toscani con sviluppo da 30 m, collocata longitudinalmente rispetto alla facciata laterale sinistra della chiesa e una autogru a noleggio da 70 tonnellate, con braccio di 37 m più ulteriori 10 m garantiti dal falcone di allungamento, collocata trasversalmente rispetto alla stessa facciata ma ubicata in posizione arretrata.

All'operatore in quota sull'autoscala è stato demandato il delicato compito di verificare, durante le operazioni di messa in sicurezza, la stabilità e i movimenti della struttura, non altrimenti valutabili, soprattutto da terra.

Ai tre operatori vincolati alla piattaforma collegata alla gru è stato invece demandato il compito dell'esecuzione dei lavori di messa in sicurezza. La piattaforma, realizzata direttamente sul posto con tubi metallici da ponteggio (sezione quadrata da 1.80m x 1.80m) e tavolato da cantiere, è stata anche dotata di una struttura (sempre in tubi metallici e tavolato) di irrigidimento e di protezione da eventuale caduta di materiale dall'alto.

Durante le delicate operazioni di posa della fibra di carbonio, operazioni per le quali risultava necessario un avvicinamento della piattaforma alla torre, con un abbassamento al limite di quella che poteva essere la zona di possibile collasso della struttura di copertura del campanile, sono state anche predisposte due funi di sicurezza (chiamate "venti"), direttamente vincolate alla piattaforma e azionate da altrettanti operatori, con l'intento di allontanare rapidamente, in caso di necessità, la piattaforma dal cono di ricaduta. Infatti, tutti i movimenti delle volate dell'autogru risultavano di per sé molto lenti e non in grado di garantire, vista la delicata situazione, la necessaria sicurezza operativa per il personale impegnato.

Le continue misurazioni effettuate con attrezzature da cantiere alla ripresa e chiusura dei lavori evidenziavano abbassamenti della struttura di copertura (il cui peso stimato era di circa 50 tonnellate) rispetto ai piedritti anteriori della cella campanaria variabili da qualche millimetro ad un centimetro al giorno.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

Fasi operative della messa in sicurezza della torre campanaria.

L'intervento di messa in sicurezza della torre campanaria, così come modificato a seguito dell'aggravarsi del quadro di danneggiamento, si è articolato nelle seguenti fasi operative:

a) applicazione di poliuretano espanso a spruzzo;
b) cerchiaggio dei piedritti del lato sinistro;
c) confinamento del piedritto anteriore destro con fasce in fibra di carbonio;
d) consolidamento della muratura dei due piedritti con malta fibrorinforzata;
e) centinatura delle aperture sinistra e posteriore della cella campanaria;
f) cerchiaggio della cella campanaria.

Preliminarmente a tutte le operazioni si è proceduto all'allestimento dell'area operativa con la predisposizione di tutte le attrezzature e dei materiali necessari per l'effettuazione dei lavori.

a) Applicazione di poliuretano espanso a spruzzo.

Per impedire il dilavamento e l'ulteriore disgregazione del materiale lapideo scarsamente consistente e disaggregato si è proceduto applicando a spruzzo del poliuretano espanso nelle zone del crollo, agendo a distanza dalla piattaforma movimentata dall'autogru.

b) Cerchiaggio dei piedritti del lato sinistro.

Il cerchiaggio è stato realizzato con fasce in poliestere tirantate su supporti lignei realizzati a terra e collocati in corrispondenza della cella campanaria. In tutti i punti in cui, a causa della notevole irregolarità dei conci lapidei delimitanti la superficie, si è riscontrata una cattiva aderenza dei supporti lignei realizzati per il passaggio e la messa in trazione delle fasce, si è proceduto con un'apposita sagomatura del legname. Con l'ausilio della piattaforma vincolata all'autogru e dell'autoscala si è proceduto allo stendimento e al tensionamento delle fasce.

c) Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce in fibra di carbonio.

L'operazione più delicata è sicuramente stata quella del posizionamento a vista delle fasce di fibre di carbonio intrise di resina epossidica secondo lo schema concordato con i tecnici MiBAC.

Proprio le condizioni operative (a ridosso dell'eventuale cono di caduta della cella campanaria) e le difficoltà oggettive di applicazione del prodotto (legate all'esigenza di mantenersi a distanza dalla cella campanaria), da combinare con i tempi ristretti a disposizione (45 minuti massimi per la polimerizzazione della resina), hanno richiesto un particolare coordinamento e un'elevata abilità da parte del personale. Al fine di consentire la realizzazione dell'intervento nei tempi programmati, si è proceduto ad effettuare preventivamente delle prove di preparazione del prodotto, dapprima a terra e poi sulla piattaforma. Anche in questo caso le operazioni sono state svolte operando dall'esterno con l'ausilio della piattaforma vincolata all'autogru e dell'autoscala.

d) Consolidamento della muratura dei due piedritti con malta fibrorinforzata.

L'operazione, compiuta sempre operando dalla piattaforma vincolata all'autogru, si è resa necessaria per consolidare il materiale lapideo fortemente disaggregato, localizzato in corrispondenza dei due piedritti di sinistra. La malta bicomponente fibrorinforzata ad elevata

duttilità è stata spruzzata in opera dopo un'operazione di rapida preparazione del supporto lapideo.

e) Centinatura delle aperture sinistra e posteriore della cella campanaria.

La centinatura di due delle quattro aperture (sinistra e posteriore) è avvenuta senza poter operare dall'interno della cella campanaria. La sagomatura degli archi in legno è avvenuta a terra e ha richiesto sostanziali modifiche proprio a causa delle notevoli irregolarità delle superfici delle aperture. Anche il posizionamento e lo spessoramento degli elementi metallici telescopici verticali sono avvenuti operando dall'esterno con l'ausilio della piattaforma vincolata all'autogru e dell'autoscala.

f) Cerchiaggio della cella campanaria.

L'ultima operazione compiuta sulla cella campanaria è stata il cerchiaggio della stessa preceduta dal posizionamento, in corrispondenza dei due piedritti maggiormente danneggiati, di un doppio tavolato dallo spessore di 5 cm.

Considerato che l'applicazione della malta bicomponente ha impedito il crollo del materiale lapideo, il cerchiaggio della cella campanaria, dapprima previsto con fasce in poliestere a contenimento della struttura lignea, è stato sostituito con una struttura in tubo-giunto.

Fasi realizzative	
	Cerchiaggio dei piedritti di sinistra Cerchiaggio realizzato sui due piedritti attraverso l'impiego di fasce in poliestere tirantate su supporti lignei resi aderenti ai conci lapidei delimitanti la superficie della cella campanaria.
	Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce di fibra di carbonio Operazioni di posa della fascia di carbonio dalla piattaforma collegata all'autogru con 37+10 m (braccio più falcone) completamente sviluppato al fine di poter operare da zona sicura.
	Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce di fibra di carbonio Operazioni di stendimento della resina epossidica sulle fasce di fibra di carbonio appoggiate sui conci lapidei della cella campanaria.

Fasi realizzative	
	Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce di fibra di carbonio Si attuano le delicate operazioni di controllo della stabilità dei conci lapidei ad opera del personale dei Vigili del Fuoco direttamente vincolato al gancio dell'autogru da 70 tonnellate.
	Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce di fibra di carbonio La foto evidenzia l'azione coordinata durante lo svolgimento delle operazioni attuata attraverso un controllo costante di eventuali movimenti della struttura da parte del personale operante sull'autoscala, nonché le sicurezze (2 "venti") di collegamento a terra per un'eventuale disimpegno d'emergenza della piattaforma.
	Confinamento del piedritto anteriore destro con fasce di fibra di carbonio Completamento delle operazioni di applicazione delle fasce di fibre di carbonio.

Fasi realizzative	
	Consolidamento della muratura dei due piedritti con malta fibrorinforzata Completamento delle operazioni di posa a spruzzo sui due piedritti di sinistra, nella zona crollata, di malta bicomponente fibrorinforzata ad elevata duttilità, necessaria per consolidare il materiale lapideo fortemente disaggregato.
	Cerchiaggio della cella campanaria L'ultima operazione compiuta sulla cella campanaria è stata il cerchiaggio della stessa con una struttura in tubo-giunto.
	Cerchiaggio della cella campanaria Nella foto un particolare dell'intervento di cerchiaggio completato.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi di messa in sicurezza della torre campanaria sono stati effettuati in circa tre settimane di lavoro (mese di maggio 2009), con una breve interruzione relativamente al solo cerchiaggio della cella campanaria. Infatti, grazie al coordinamento e alla presenza pressoché costante sul posto dei DTS dei VVF e dei tecnici MIBAC, si sono potute prendere decisioni coordinate in tempi rapidi, necessarie a consentire il completamento dell'intervento nonostante la continua evoluzione del dissesto.

Il personale avvicendatosi per l'esecuzione delle operazioni era principalmente composto da squadre SAF dei Vigili del Fuoco della Toscana e, per i lavori in quota, da due operatori dell'autoscala, anch'essi provenienti dalla Toscana. Il numero complessivo di personale presente non ha mai superato le 14 unità VVF.

I mezzi usati sono stati:

- autoscala con sviluppo di 30 metri;
- gru da cantiere noleggiata "a caldo" (ossia con conduzione diretta di un operatore della società di noleggio) con sbraccio da 37 metri (più altri 10 m di falcone).

Particolarmente complessa l'operazione di posa delle fibre di carbonio e della malta bicomponente fibrorinforzata che ha richiesto un adattamento della piattaforma al fine di poter collocare le attrezzature necessarie allo svolgimento dei lavori.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

L'intervento descritto non rientra tra quelli standard, sia per la particolare situazione contingente in cui si è dovuto operare che per la condizione di estrema precarietà legata all'evoluzione del dissesto. Per questo è stato necessario procedere con un'apposita e attenta riprogettazione in corso d'opera, in funzione dell'aggravarsi del danno.

Le criticità affrontate in fase esecutiva erano legate soprattutto alla tipologia dei materiali posti in opera per la prima volta da personale dei Vigili del Fuoco. Tali criticità sono state superate attraverso preventive di prove d'impiego dei materiali dapprima a terra e poi in quota.

L'intervento realizzato costituisce senza dubbio un utile precedente di applicazione di materiali e prodotti moderni (fibre di carbonio, malte fibrorinforzate) in interventi tecnico-urgenti da parte del CNVVF.

SCHEDA INTERVENTO — C2

Il Forte Spagnolo

L'Aquila – Viale Benedetto Croce

Coordinatore NCP: *Cavriani.*
DTS: *Bellizzi, Bolognese, Caciolai, Caputo, Cimmino, De Vita, D'Odorico, Fortucci, Lucidi, Mattiacci, Monzoni, Panella, Ponticelli, Pozzi, Romolini, Saporito.*
ROS: *Bargagna, Briata, Corona, Gugliotta, Morandini, Ottaviani, Prantl.*
Squadre: *SAF provenienti da tutte le regioni.*

1. INQUADRAMENTO

Il Forte Spagnolo è una possente fortezza sita nel punto più alto della città dell'Aquila, ha pianta quadrata di lato 130 m e ha dei poderosi, ma snelli, bastioni angolari, a forma di punta di lancia, in direzione dei quattro punti cardinali.

Il Forte è immerso in un ampio parco, di cui la parte rivolta a Ovest, verso la Fontana Luminosa, è adibita a giardino all'italiana. Intorno al Forte c'è un ampio fossato di difesa (di oltre 10 m di profondità e oltre 20 m di larghezza).

L'accesso alla fortezza avviene attraverso la facciata principale – posta nel lato Sud-Est – mediante un ponte di pietra a quattro arcate elevato nel 1846. Il portale d'accesso, anch'esso in pietra, presenta in sommità lo stemma di Carlo V.

Il Forte fu eretto dal 1530 al 1567 – durante la dominazione spagnola – e fu pesantemente danneggiato durante la seconda guerra mondiale, per poi essere restaurato nel 1951.

Pur non essendo mai stato interessato da eventi particolari. il Forte è stato ideato e costruito per scopi militari, come risulta evidente dal suo aspetto austero e soprattutto dal particolare sistema di collegamento, con strutture dette a orecchioni, dei quattro bastioni angolari con le mura. Questo sistema, di avanzata architettura militare, consente il raddoppio delle bocche da fuoco, con una conseguente maggiore capacità offensiva e per una più efficace difesa. Oltre a ciò, ogni bastione è stato creato per sopportare e deviare eventuali cannonate e, soprattutto, per resistere autonomamente a eventuali assalti di invasori penetrati all'interno della fortezza.

Il fossato del Forte non è mai stato riempito d'acqua, a conferma del suo mancato utilizzo come fortezza militare.

Lo spessore della muratura principale va dai 10 m al piede fino ai 5 m della sommità.

All'interno del Forte ci sono diversi edifici già destinati a caserme, privi di interesse artistico.

(fonte: www.regione.abruzzo.it, www.tuttoabruzzo.it)

2. SCENARIO DI DANNO

I danni principali provocati dal sisma del 6 aprile sul Forte Spagnolo consistevano in:

1. rotazione della facciata interna (lato cortile) del fabbricato principale con perno sui pilastri del porticato, con spanciamento e taglio orizzontale del tamponamento superiore;
2. lesioni da taglio delle murature di spina dell'edificio principale (S-E) e di quello nella zona S-O, dove c'è stato lo sfaldamento della muratura esterna in corrispondenza di alcune chiavi;
3. caduta di parte della falda della copertura del fabbricato principale;
4. distacco e spostamento del parapetto esterno sul camminamento lato N-E;
5. lesioni della volta a botte in corrispondenza del loggiato del primo piano;
6. lesioni delle pareti di spina dell'edificio lato S-O e parziale crollo delle pareti del sottotetto;
7. danni diffusi agli altri edifici con crollo parziale dei divisori interni.

Fabbricato principale

I danni maggiori si sono riscontrati nel fabbricato principale. Sulla parte alta del fabbricato si è registrato il crollo parziale della copertura e il cedimento di gran parte delle sottostanti murature. Oltre a ciò, tutta la parete lato cortile ha subito una rotazione verso l'esterno con distacco dagli orizzontamenti nella parte alta. Anche la volta a botte del loggiato del piano primo ha subito una lesione per tutta la sua lunghezza, a causa della rotazione della facciata. I pilastri alla base di tale parete hanno svolto la funzione di cerniera per il movimento della stessa, con conseguente lesionamento nella sezione trasversale e longitudinale. Nei pilastri centrali, il lembo inferiore esterno della lesione è stato soggetto a schiacciamento.

Lo spigolo del fabbricato, in corrispondenza del bastione rivolto a Est, ha subito un parziale distacco del paramento esterno. La scala principale è stata interessata dal crollo della volta superiore. All'interno le murature di spina hanno subito gravi danni e lesioni oblique, accentuate in corrispondenza dei vani di attraversamento.

Fabbricato lato Sud-Ovest

Il fabbricato non è riuscito ad assorbire le forze orizzontali determinate dal sisma, principalmente a causa della debolezza delle pareti esterne portanti, del tipo "a sacco". Queste hanno subito un distacco dalle murature di spina, che ha determinato sfaldamento e martellamento nel punto di innesto con i muri di spina e il parziale crollo in corrispondenza di alcune chiavi esistenti.

Camminamenti

I parapetti dei camminamenti hanno riportato delle lesioni orizzontali alla base per gran parte del perimetro del Forte. Una porzione del parapetto esterno del lato N-E si era staccata dalla linea perimetrale determinando condizioni precarie di equilibrio con pericolo di caduta fuori dalle mura.

Locali interni

Quasi tutti i locali interni che compongono la fortezza sono stati danneggiati, in particolare quelli oggetto di una recente riorganizzazione distributiva, soprattutto nelle zone di contatto tra elementi edilizi disomogenei. Le pareti di spina dei fabbricati hanno generalmente subito un danneggiamento dovuto a sforzi di taglio e hanno a loro volta determinato il danneggiamento al contatto delle murature portanti esterne per rottura degli ammorsamenti.

Repertorio dei danni	
	Dissesto del fabbricato principale Crollo parziale della copertura e corrispondente cedimento di gran parte delle sottostanti murature.
	Dissesto del fabbricato principale La parete lato cortile ha subito una rotazione verso l'esterno con distacco dal cordolo superiore.
	Dissesto del fabbricato principale La volta a botte del loggiato del primo piano ha subito una lesione per tutta la sua lunghezza.

Repertorio dei danni	
	Dissesto del fabbricato principale I pilastri posti alla base della facciata interna hanno svolto funzione di cerniera per la rotazione e lo scorrimento della stessa, con conseguente lesione obliqua sulle facce laterali e orizzontale sulla faccia interna.
	Dissesto del fabbricato principale Nei pilastri centrali, il lembo inferiore esterno della lesione (in basso a sinistra) ha subito uno schiacciamento.
	Dissesto del fabbricato principale La scala principale è stata interessata dal crollo della volta superiore.

Repertorio dei danni	
	Dissesto del fabbricato principale Le murature interne di spina hanno subito gravi danni e sono ben evidenti le lesioni oblique, accentuate in corrispondenza delle aperture di passaggio.
	Dissesto del fabbricato principale Dissesto in corrispondenza dell'angolo del corpo di fabbrica soprastante il bastione di Levante.
	Dissesto del fabbricato interno sul lato Sud-Ovest Le pareti esterne portanti, del tipo "a sacco", hanno subito una forte disgregazione in corrispondenza delle zone di congiunzione con le murature di spina e il parziale crollo in corrispondenza di alcune chiavi esistenti.

Repertorio dei danni	
	Dissesto dei camminamenti I parapetti dei camminamenti hanno ruotato fuori piano, riportando una lesione longitudinale per gran parte del perimetro del Forte. Una porzione del parapetto esterno del lato Nord-Est si è staccata dalla linea perimetrale minacciando il crollo verso il lato esterno delle mura .
	Dissesto dei locali interni Quasi tutti i locali interni dei fabbricati che compongono la fortezza sono stati danneggiati dal sisma.
	Dissesto dei locali interni Un particolare danneggiamento l'hanno subito le pareti corrispondenti alla più recente riconfigurazione interna degli edifici, con particolare riferimento alle zone di congiunzione tra elementi edilizi di diversa tipologia.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Le strategie di intervento per la messa in sicurezza della Fortezza Spagnola sono riconducibili a due fasi:

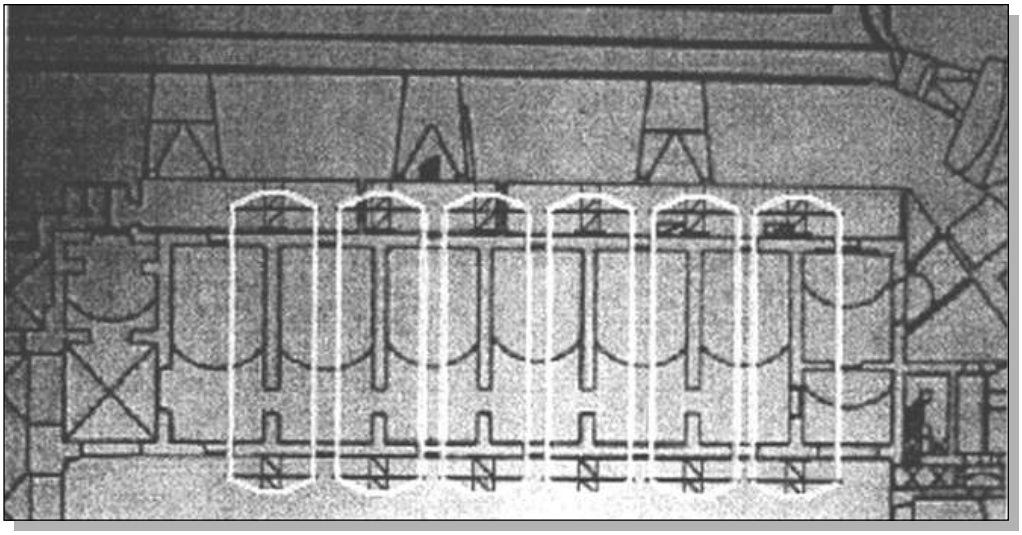
- realizzazione di prime opere provvisionali necessarie per il recupero di beni storici-artistici presenti all'interno della fortezza;
- opere provvisionali per la messa in sicurezza delle parti pericolanti dell'edificio.

I primi interventi sulla fortezza prevedevano quindi la rimozione delle parti pericolanti e la realizzazione delle prime opere provvisionali necessarie per il recupero dei beni storici e artistici da parte dei nuclei SAF.

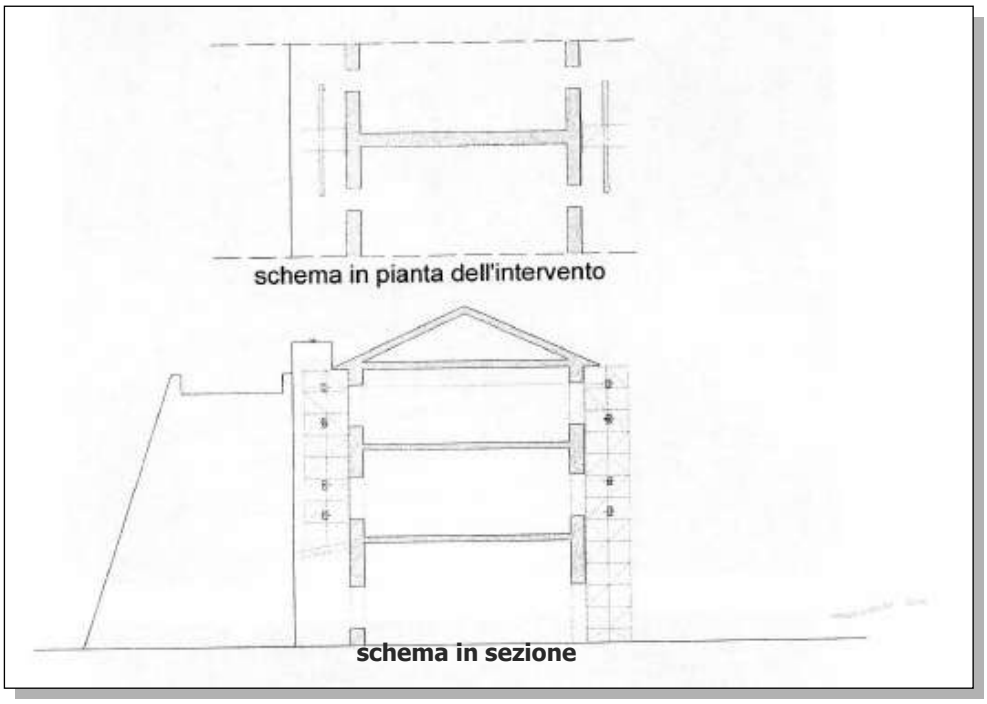
Sulla base di valutazioni del quadro di danneggiamento presente nelle varie parti del fabbricato, i tecnici MiBAC in collaborazione con quelli del NCP hanno concordato una strategia di intervento basata sulla sequenza di operazioni di seguito riportata:

1. ancoraggio reciproco fra la facciata interna (lato cortile) e quella esterna dell'edificio principale;
2. opere di sostegno in corrispondenza delle aperture interne;
3. rimozione di parti pericolanti lungo i camminamenti e nei bastioni, con corrispondenti opere provvisionali di sostegno, protezione e fissaggio;
4. rimozione delle macerie e messa in sicurezza della scala principale mediante opere di sostegno;
5. impacchettamento della parte alta della facciata interna del corpo principale;
6. fasciatura dei pilastri dell'edificio principale verso cortile;
7. puntellamento della volta del loggiato principale del primo piano;
8. rimozione del materiale di risulta della porzione di copertura crollata dell'edificio principale e realizzazione di una copertura provvisoria con relativa struttura metallica di sostegno;
9. impacchettamento, mediante tirantature e contrasti, dell'edificio interno già adibito a uffici del MiBAC.

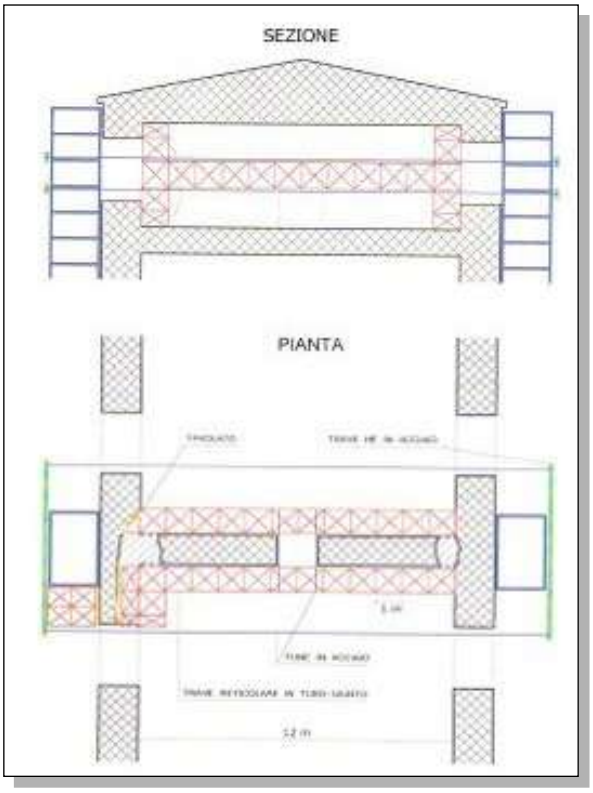
Estratto dello schema intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



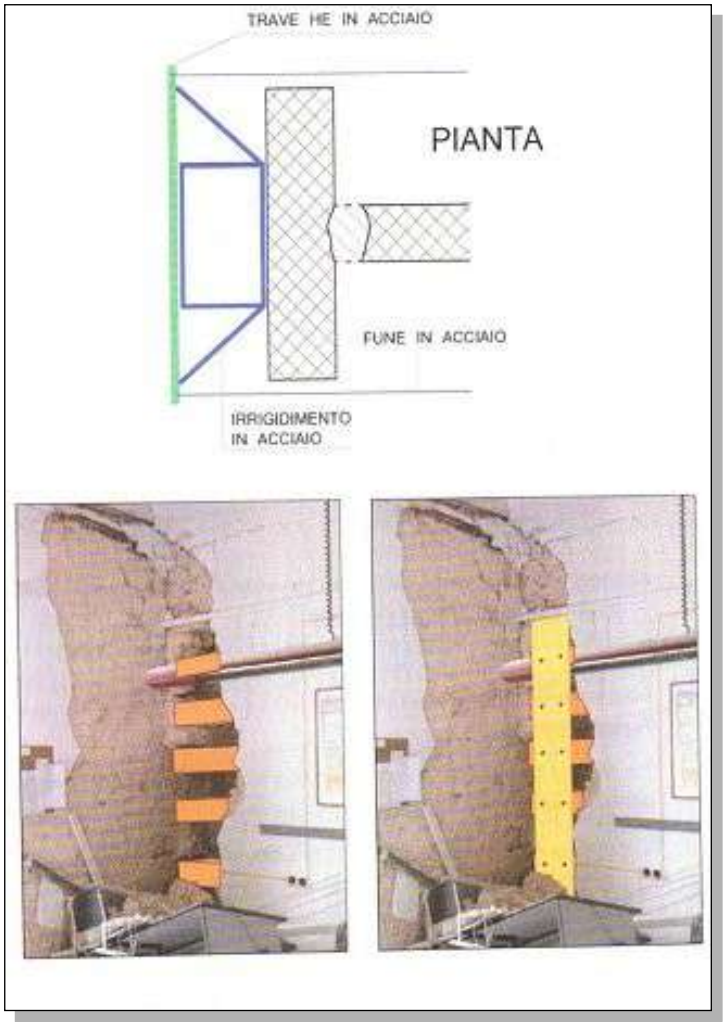
Messa in sicurezza fabbricato interno, parallelo al muro Sud-Ovest,
mediante impacchettamento con tirantature e contrasti (Archivio NCP).



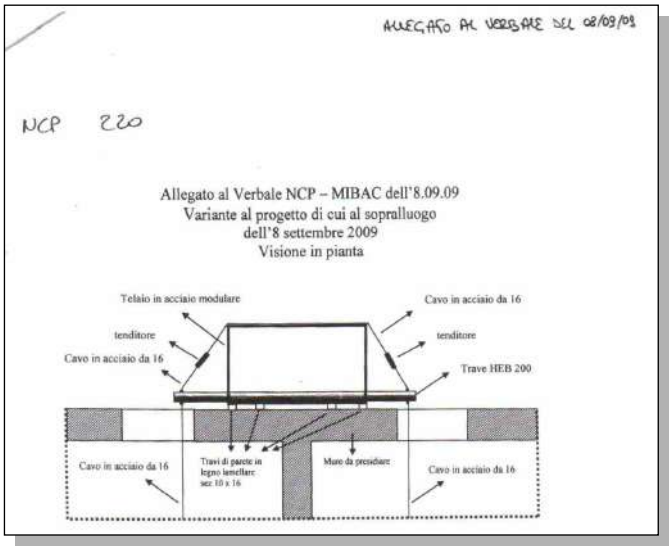
Posizionamento del graticcio realizzato in tubo quadro e posizionamento delle travi HEA 260 di ancoraggio ai tiranti in cavo di acciaio φ 20 (Archivio NCP).



Struttura di contenimento delle murature maggiormente danneggiate e disposizione in sezione e pianta delle travi di contrasto (Archivio NCP).



Puntoni di riduzione dello sbalzo delle travi e inzeppatura con cuneo di legno
con successiva apposizione delle tavole lignee (Archivio NCP).



Estratto del verbale NCP con variante al progetto
per la realizzazione del sistema di trattenuta esterno (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

Tenuto conto delle condizioni di dissesto, l'area di intervento è stata interdetta all'accesso di tutti i non addetti ai lavori, con sorveglianza da parte dell'Esercito.

Le prime azioni condotte dal personale dei Vigili del Fuoco sono state finalizzate alla bonifica delle parti pericolanti, alla protezione degli operatori mediante opere provvisionali di copertura del passaggio attraverso l'ingresso al Forte e all'esecuzione di opere interne di contrasto per consentire al personale di effettuare lo smassamento della gran quantità di materiale caduto sulla scala principale.

Parallelamente si è resa necessaria la realizzazione delle opere di messa in sicurezza dei locali nei quali era previsto il passaggio dei tiranti per ancorare la facciata interna a quella esterna del fabbricato principale.

La messa in sicurezza del fabbricato posizionato all'interno del cortile, lungo il muro perimetrale di S-O è stata subordinata alla messa in sicurezza del fabbricato principale.

A causa delle condizioni di lavoro estreme dal punto di vista della sicurezza, per poter intervenire all'interno del fabbricato è stata prevista la realizzazione di una via di fuga verso il cortile, in prossimità della scala resa inagibile dal crollo della volta, sfruttando in parte un ponteggio provvisorio esistente. Dette operazioni, come pure quelle da effettuarsi sulla facciata principale del Forte, necessitavano dell'intervento di squadre SAF.

La permanenza del personale all'interno del fabbricato è stata limitata al minor tempo indispensabile per l'effettuazione delle opere di collegamento e di messa in sicurezza. Sempre a favore di sicurezza, si è deciso di assemblare le varie opere provvisionali in zona sicura, esternamente al fossato che circonda il Forte, dove è stata allestita l'area di lavoro e di deposito del materiale e delle attrezzature.

Per le operazioni in quota, il sollevamento e la messa in opera delle strutture provvisionali realizzate, è stato necessario ricorrere all'uso di due gru semoventi con braccio da 80 e 60 m. Si è optato per utilizzare una delle gru anche per sollevare le strutture metalliche per l'impacchettamento del fabbricato lato S-O, in modo da calarle dall'alto nel cavedio tra questo e la muratura perimetrale del Forte, oltre che nel cortile. Tale soluzione è stata scelta per evitare che il personale dovesse permanere in detto cavedio, relativamente profondo e di esigua larghezza con la presenza di una parete in precarie condizioni di stabilità. A causa delle gravi lesioni subite e dei crolli parziali delle pareti portanti, si è preferito limitare la presenza di personale all'interno al solo tempo necessario per fare passare da una parete esterna all'altra le funi d'acciaio.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

La realizzazione degli interventi ha mirato a mettere in sicurezza i fabbricati per evitare ulteriori gravi danneggiamenti a seguito delle successive scosse, per preservare dalle intemperie le parti scoperte e per consentire il successivo ingresso negli spazi interni alle ditte specializzate incaricate del ripristino strutturale. Le operazioni hanno seguito le strategie di intervento concordate tra tecnici MiBAC e NCP.

Messa in sicurezza del fabbricato principale (lato Sud-Est)

L'intervento è stato realizzato in maniera progressiva, in modo da consentire al personale di accedere in sicurezza a una porzione via via più ampia di fabbricato. Le opere realizzate sono state le seguenti:

- rimozione delle parti pericolanti e delle macerie, con installazione di opere provvisionali di protezione in corrispondenza dell'ingresso, per consentire il passaggio del personale e il posizionamento delle opere provvisionali all'interno del Forte;
- realizzazione di opere di sostegno in corrispondenza delle aperture interne;
- ancoraggio della facciata interna (lato cortile) a quella esterna, realizzato con una serie di tiranti ancorati a strutture metalliche in profilati HE, poste in opera a ridosso delle murature esterne contrapposte. Per far passare le funi metalliche attraverso le aperture di collegamento tra i locali principali e il loggiato evitando di forare la muratura, le funi metalliche sono state posizionate in modo incrociato. Contro la muratura lato cortile è stata realizzata una struttura di ripartizione delle forze, realizzata con legno lamellare e acciaio;
- rimozione di parti pericolanti in corrispondenza dei bastioni, con realizzazione di opere provvisionali di sostegno e di impacchettamento, realizzate in gran parte in tubo-giunto;
- messa in sicurezza della scala principale con strutture provvisorie di contrasto sulle pareti laterali, rimozione dei materiali dalle rampe, aumento della sicurezza per i fruitori della scala mediante integrazione delle strutture di contrasto e realizzazione di opere di protezione e di sostegno dell'arco principale in legno;
- impacchettamento della parte alta della facciata verso il cortile in tubo-giunto;
- fasciatura di alcuni pilastri verso il cortile mediante reticolo in profilato metallico assemblato in opera;
- puntellamento della volta del loggiato principale del primo piano;
- impacchettamento della parete interna di delimitazione del loggiato;
- rimozione del materiale di risulta della porzione di copertura crollata dell'edificio principale e realizzazione di una copertura provvisoria con relativa struttura metallica di sostegno.

Rimozione parti pericolanti e messa in sicurezza del parapetto dei camminamenti

L'intervento è consistito nella rimozione delle parti pericolanti, con spostamento in posizione di sicurezza della porzione di parapetto pericolante.

Messa in sicurezza del fabbricato interno (lato Sud-Ovest)

È stato realizzato l'impacchettamento dell'intero fabbricato mediante tirantature e strutture di contrasto in corrispondenza delle murature di spina fortemente lesionate e compromesse. Questa operazione è stata condotta con la massima attenzione riducendo al minor tempo possibile la permanenza del personale all'interno del fabbricato.

Fasi realizzative	
	Fabbricato principale (Sud-Est) Rimozione delle parti pericolanti e di parte delle macerie, con realizzazione di opere provvisionali di protezione dell'ingresso, per consentire il passaggio del personale e il posizionamento delle opere provvisionali all'interno del Forte.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Opere di sostegno in corrispondenza delle aperture interne.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Ancoraggio della facciata interna (lato cortile) con quella esterna (nella foto), realizzato con una serie di tiranti ancorati a strutture metalliche realizzate su misura e poste in opera in appoggio alle murature esterne contrapposte.

Fasi realizzative	
	Fabbricato principale (Sud-Est) Le funi metalliche sono state disposte con andamento incrociato per farle passare nelle aperture presenti nella parete longitudinale intermedia (in primo piano nella foto) per evitare di doverla forare, visto il suo considerevole spessore.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Contro la muratura sul lato cortile è stata posta una struttura di distribuzione delle forze, realizzata in legno lamellare, profilati metallici e funi.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Consolidamento della muratura fortemente dissestata, in corrispondenza dell'angolo, mediante la realizzazione di opere provvisionali di sostegno e impacchettamento realizzate con sistema misto tubo-giunto e legno.

Fasi realizzative	
	Fabbricato principale (Sud-Est) Messa in sicurezza della scala principale con strutture provvisorie di contrasto sulle pareti laterali, rimozione dei materiali dalle rampe, aumento della sicurezza per i fruitori della scala mediante integrazione delle strutture di contrasto. Realizzazione di tavolato a protezione e sostegno dell'arco di ingresso in legno.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Impacchettamento della parte alta della facciata verso il cortile mediante il sistema tubo-giunto.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Cerchiatura di alcuni pilastri verso il cortile mediante reticolo in profilato metallico assemblato in opera.

Fasi realizzative	
	Fabbricato principale (Sud-Est) Puntellamento della volta del loggiato principale del primo piano.
	Fabbricato principale (Sud-Est) Impacchettamento della parete interna di delimitazione del loggiato (nella foto in fase di allestimento).
	Fabbricato principale (Sud-Est) Rimozione del materiale di risulta della porzione di copertura crollata dell'edificio principale e realizzazione di un impalcato in tubi-giunti per il sostegno di una nuova copertura provvisoria.

Fasi realizzative	
	Fabbricato principale (Sud-Est) Realizzazione di una copertura provvisoria di tipo leggero.
	Camminamento lato Nord-Est Spostamento in posizione di sicurezza della porzione di parapetto pericolante e installazione di un parapetto di protezione in legno.
	Fabbricato interno (Sud-Ovest) Realizzazione, da parte di una ditta privata su incarico del MiBAC, di strutture metalliche all'esterno del Forte; sollevamento con gru di tipo edile e posizionamento nel cavedio tra il fabbricato e la parete interna del camminamento di Sud-Ovest. Il personale ha operato nel cavedio per il tempo strettamente necessario al posizionamento delle strutture in acciaio.

Fasi realizzative

Fabbricato interno (Sud-Ovest)

Sollevamento con gru di tipo edile e posizionamento con mezzo semovente, contro la parete lato cortile, delle strutture metalliche realizzate all'esterno da una ditta privata su incarico del MiBAC e adattate da parte del personale VVF.

Fabbricato interno (Sud-Ovest)

Impacchettamento dell'intero fabbricato mediante tirantature e strutture di distribuzione e di contrasto in corrispondenza delle murature di spina fortemente lesionate e compromesse. Questa operazione è stata condotta con la massima celerità per ridurre al minor tempo possibile la permanenza del personale all'interno del fabbricato.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Gli interventi sono stati effettuati in poco più di sei mesi senza alcuna interruzione. Più volte sono state concordate tra tecnici NCP e MiBAC varianti in corso d'opera rispetto al progetto iniziale, al fine di tener conto delle problematiche di fattibilità degli interventi.

Il personale impiegato per l'esecuzione delle opere apparteneva alle squadre di Vigili del Fuoco, principalmente SAF, provenienti dalla Liguria e dalla Toscana, con una presenza media di 15 unità (compreso il ROS) per tutta la durata dei lavori.

I mezzi usati, sono stati:

- gru di tipo edile;
- mezzo semovente di sollevamento tipo Merlo;
- piattaforma aerea;
- benna autoscaricante per trasporto detriti con gru;
- 2 gru semoventi noleggiate "a caldo" (con operatore) con sbraccio da 80 e 60 metri.

Nonostante i mezzi impiegati, gran parte del lavoro è stato effettuato manualmente a causa delle difficoltà di accesso, legate anche alla presenza del fossato.

Per alcuni lavori si è reso necessario calare la gru più piccola nel fossato, per consentire il necessario supporto al personale che operava in sospensione.

Gru calata nel fossato (Archivio NCP).

Personale operante in sospensione (Archivio NCP).

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

Gli innumerevoli interventi effettuati nel Forte, fin dalle prime fasi dell'emergenza, hanno fornito numerosi spunti per la messa a punto delle schede STOP, ispirandone alcune soluzioni standardizzate e consentendo di sperimentarne la realizzazione.

Il notevole spessore dei muri ha indotto ad adottare soluzioni che per quanto possibile non implicassero la loro foratura; si sono di conseguenza sfruttate tutte le aperture esistenti per il passaggio dei tiranti, adottando soluzioni di ancoraggio anche indirette, come per l'edificio lato S -O.

L'elevata altezza di posizionamento degli elementi di distribuzione e ancoraggio sulle facciate ha richiesto la realizzazione di strutture di sostegno e ripartizione in tubo-giunto o legno lamellare.

Sostegno dei traversi di ancoraggio con sistema tubo-giunto (Archivio NCP).

Elementi di distribuzione verticale sulle facciate in legno lamellare (Archivio NCP).

SCHEDA INTERVENTO C3

Chiesa di Santa Maria del Suffragio

o delle Anime Sante

L'Aquila – Piazza Duomo

Coordinatore NCP: *Mannino*
ROS: *Benedetti (squadre in quota), Miconi (squadre SAF)*
Squadre: *SAF Abruzzo, Lazio e Veneto*

1. INQUADRAMENTO

La Chiesa di Santa Maria del Suffragio, meglio conosciuta come Chiesa "del Purgatorio" o "delle Anime Sante", è situata lungo il lato maggiore sinistro di Piazza Duomo o del Mercato.

Durante il terremoto del 1703 la sede della Confraternita del Suffragio fu distrutta e al suo posto fu costruita la chiesa di Santa Maria del Suffragio. La costruzione fu iniziata il 10 Ottobre 1713, a dieci anni di distanza dal terremoto del 1703.

"[…] la chiesa delle Anime Sante è sempre stata e rimane, anche dopo il compimento della Cattedrale nel 1928, la dominatrice prestigiosa della Piazza Maggiore per la sua mossa 'articolata', alta fronte borrominiana a nicchiane, ma anche per l'elegante snellezza delle sue masse orizzontali a piani sfalzati.

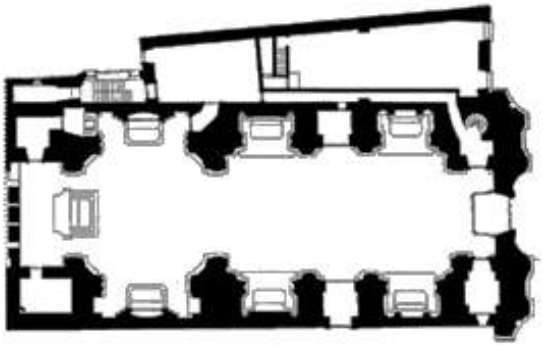
Sebbene l'iniziativa sia frutto non di grandi enti ecclesiastici ma di una Confraternita laica e neppure tra le più antiche ed importanti della città, essa poté avvalersi di rilevanti offerte, probabilmente grazie anche al culto dei morti da parte degli aquilani, intensificato drammaticamente per i lutti del terremoto del 1703."

La struttura fu affidata all'Architetto romano Carlo Buratti e fu completata per apporti successivi: nel 1770 iniziò, da parte del maestro Bucci di Pescocostanzo, la realizzazione della facciata progettata dal Leomporri, mentre la cupola cilindrica del Valadier venne aggiunta nel 1805.

"L'organismo spaziale concepito dal Buratti consiste nel consueto impianto gesuitico a croce latina cupolata, con due sole cappelle per lato innestate all'aula, il tutto montato nell'ordinanza architettonica classicistica, paraste, trabeazioni e volta, ed inscritto in perfettamente rettangolare contenitore murario.

L'aula longitudinale, sotto volta a botte, si enuncia dopo una campata brevissima, quella del palco dell'organo e dell'ornatissima cantoria."

(fonti: Ministero per i Beni Culturali; www.regione.abruzzo.it; "Le chiese dell'Aquila" di Mons. Antonini).



2. SCENARIO DI DANNO

La chiesa di Santa Maria del Suffragio a seguito del sisma ha riportato gravissimi danni, in particolare:

- crollo della copertura della cupola;
- crollo parziale delle murature o di parte dello spessore di queste, costituenti il tamburo portante della cupola, con gravi lesioni verticali in corrispondenza delle finestre laterali;
- lesioni di distacco tra la facciata ed il corpo principale;
- lesioni passanti nelle pareti perimetrali;
- danneggiamento della sacrestia, anche per la caduta di materiale dall'alto.

Copertura della cupola

La struttura della copertura, costituita da travi in legno appoggiate sulla muratura perimetrale del tamburo circolare e su sottostanti volte decorate con stucchi aurei, è rovinosamente crollata a seguito delle azioni provocate dal sisma; ciò si è determinato per la perdita di appoggio delle travi in conseguenza del crollo della parte superiore del tamburo.

Tamburo perimetrale della cupola

Le murature portanti del tamburo, originariamente irrigidite dalla presenza di travi in legno annegate all'interno dello spessore, hanno subito crolli diffusi, particolarmente nella parte sommitale e sopra le aperture laterali, con la creazione di due amplissimi squarci.

Importanti fessure verticali passanti hanno comportato la perdita della continuità muraria, creando un sistema di setti separati, con scarsa capacità portante residua e marcata propensione al ribaltamento verso l'esterno.

La disgregazione delle murature si è accentuata con le successive repliche sismiche ed ha determinato, in numerose posizioni, la perdita di gran parte dello spessore resistente.

I crolli verso l'interno della chiesa hanno colmato di macerie gran parte del transetto e della navata centrale sottostanti, mentre all'esterno hanno proiettato massi e frammenti sopra le falde della copertura della navata e del corpo affiancato.

Facciata

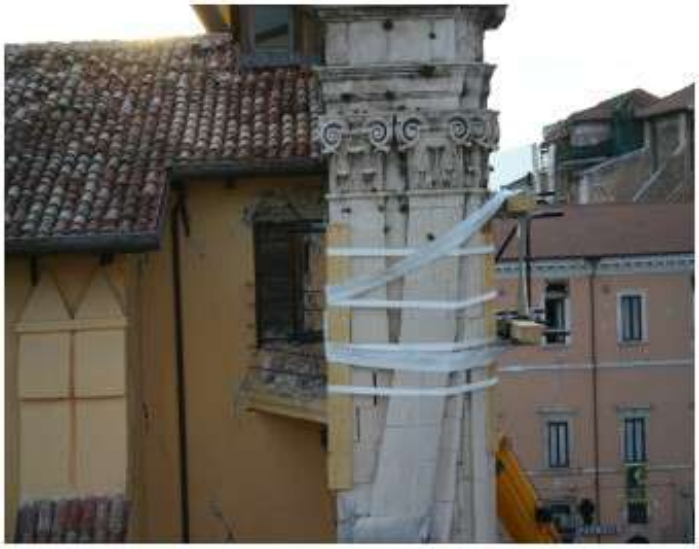
La facciata non ha subito danni di rilievo, ad eccezione del crollo dei pinnacoli decorativi di sommità ed ha conservato l'originale compattezza; alcune lesioni si sono prodotte tra la facciata ed il corpo longitudinale della chiesa.

Sacrestia

I locali interni, che comprendono la sacrestia, sono stati indirettamente danneggiati dal crollo di alcune parti della copertura, parzialmente sfondata dalla caduta di porzioni strutturali sovrastanti.

Repertorio dei danni	
	Crollo della copertura della cupola È possibile notare il cedimento e la caduta di gran parte delle strutture portanti della copertura.
	Crollo della copertura della cupola Le parti ed i detriti sono caduti, oltre che all'interno della chiesa, sopra il tetto della navata e del corpo laterale della sacrestia. Si notano le evidenti lesioni alle pareti perimetrali.
	Collasso delle murature del tamburo Vista dal lato destro. In primo piano la facciata che si è staccata dalle pareti laterali.

Repertorio dei danni	
	Collasso delle murature del tamburo La foto mette in evidenza il sistema di appoggio dell'orditura della copertura alla cupola.
	Collasso delle murature del tamburo L'inquadratura consente di cogliere l'ampiezza della fessurazioni nelle murature del tamburo.
	Disgregazione della muratura della cupola Particolare che mette in evidenza la tessitura muraria.

Repertorio dei danni	
	Disgregazione della muratura della cupola È evidente una drastica riduzione dello spessore residuo in ampi tratti della muratura.
	Lesioni di distacco tra la facciata e le pareti laterali dell'aula Sono evidenti le sconnessioni dei conci in pietra.
	Dissesto dei locali interni I locali del corpo laterale e della sacrestia sono stati danneggiati dalla caduta di pietre dall'alto, che ne hanno sfondato la copertura.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

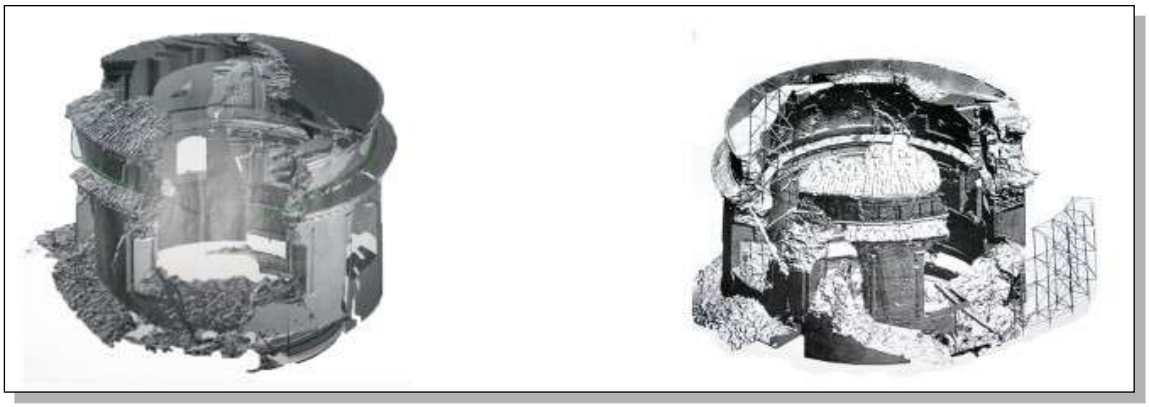
La condizione di grave precarietà determinatasi a seguito del sisma, unitamente alla rilevanza dell'edificio di culto hanno indotto a progettare una serie di interventi immediati per la stabilizzazione di alcune porzioni della chiesa. Tali interventi sono stati seguiti da ulteriori opere di stabilizzazione e protezione dell'edificio.

La minima capacità portante residua delle strutture e, soprattutto, l'elevato pericolo di ulteriori crolli che rendeva di fatto impraticabili per gli operatori gli spazi a terra ed all'interno della chiesa, hanno richiesto la definizione di soluzioni progettuali, in gran parte particolari ed innovative. In particolare, le scelte operate nella definizione delle strategie di intervento sono state condizionate primariamente dall'impossibilità di adottare sistemi e tecniche tradizionali più semplici quali ponteggi in elevazione e puntellamenti poggianti a terra e/o all'esterno del manufatto.

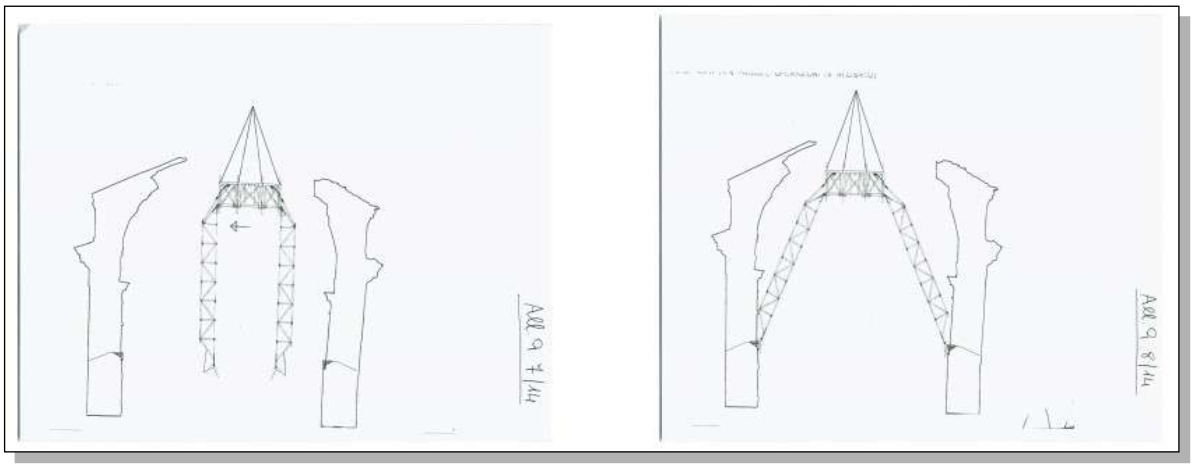
Dopo il recupero ed il trasferimento in aree sicure dei beni mobili, si è optato per la realizzazione delle seguenti opere:

- fasciatura dell'intera facciata;
- inserimento, in prossimità delle finestre e degli squarci prodotti dai crolli, di sbadacchiature in legno e di telai con elementi in acciaio, realizzati a pié d'opera e/o montati sul posto, per ripristinare la continuità delle murature;
- cerchiature a diversi livelli per il contenimento delle murature del tamburo della cupola;
- inserimento, all'interno della cupola, di un traliccio metallico spaziale denominato "polipo" con struttura composta da otto bracci ad azionamento manuale, collegato con le cerchiature esterne, a contrasto di possibili crolli o cadute verso l'interno;
- posizionamento, sopra il traliccio, di una cupola trasparente, in policarbonato leggero, a protezione dagli agenti atmosferici;
- realizzazione, al piano di calpestio della chiesa, di un tunnel in legno di protezione, per consentire il recupero di porzioni o frammenti caduti o danneggiati.

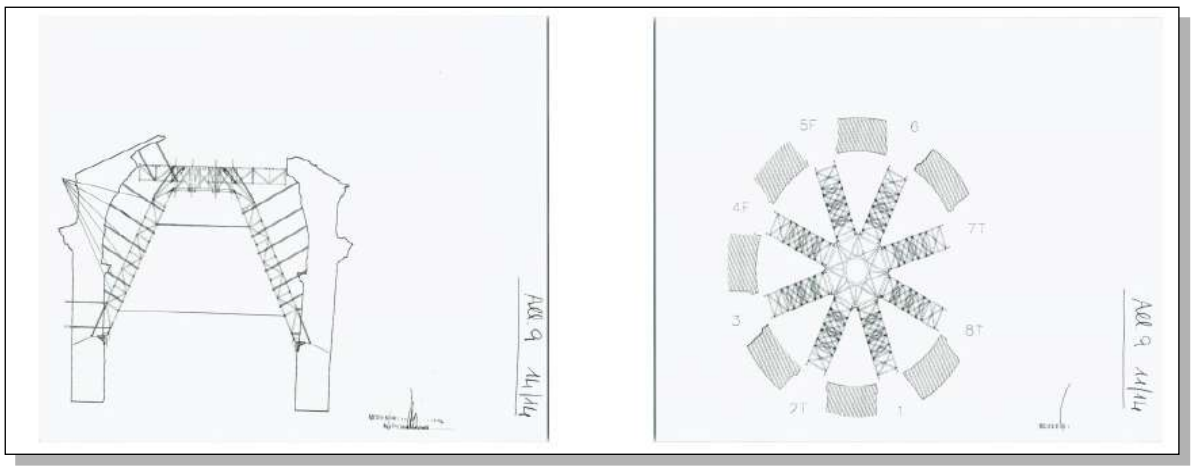
Estratto dello schema di intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



Rilievo laser scan del tiburio e inserimento dei telai metallici per il ripristino della continuità dei setti crollati (Archivio NCP).



Schema di posizionamento del “polipo” all’interno della cupola (Archivio NCP).



Schema di ancoraggio definitivo della struttura (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

La precarietà delle condizioni strutturali dell'edificio ha, fin da subito richiesto di operare dall'alto o in posizioni di sicurezza rispetto a possibili crolli, evitando, per quanto possibile, la presenza di personale nelle aree sottostanti.

Le rilevanti dimensioni dell'edificio richiedevano il ricorso a mezzi speciali, noleggiati da ditte private, con particolari requisiti di sbraccio e portata, in grado di trasferire a notevoli altezze gli elementi strutturali di consolidamento e gli operatori SAF incaricati del loro posizionamento.

Tenuto conto della delicatezza e della complessità dell'intervento, si sono accuratamente studiate le eventuali criticità che si sarebbero potute presentare durante le operazioni da compiere: a tal fine, nei giorni precedenti l'intervento, è stato elaborato uno specifico piano di sicurezza, con l'obiettivo di evitare, o comunque di minimizzare, ogni possibile rischio per tutti gli operatori coinvolti.

Sotto il profilo della pianificazione organizzativa dell'intervento, oltre l'adozione di tutte le tecniche e degli accorgimenti relativi alla sicurezza di base del personale SAF nonché l'uso degli appositi dispositivi di protezione individuale, si sono individuate specifiche figure di riferimento quali:

- il Responsabile delle Operazioni di Soccorso delle varie squadre (ROS1);
- il Coordinatore della sicurezza per le manovre in quota VVF (ROS2);
- un Dirigente preposto al coordinamento generale dell'intervento, per garantire l'efficacia delle azioni congiunte tra Vigili del Fuoco e ditte esterne.

Nella fase di pianificazione sono state analizzate in dettaglio tutte le operazioni propedeutiche al montaggio della struttura metallica e le relative modalità esecutive, quali ad esempio:

- applicazione di uno strato di calce additivata sulle sezioni lesionate degli speroni di muratura;
- rimozione di alcune funi di sicurezza già in opera nella cupola;
- posizionamento delle corde di controvento alle estremità dei bracci del "polipo", per il corretto posizionamento dei bracci stessi in quota dall'esterno della lanterna;
- posizionamento di 16 cavi di acciaio nelle cerniere, per il bloccaggio delle coppie di bracci contrapposti, evitando l'indesiderata apertura del "polipo" durante il montaggio;
- posizionamento di 3 gru, non interferenti tra loro, per il trasferimento del "polipo" ed il sollevamento di due piattaforme con a bordo altrettante squadre con 5 operatori VVF ciascuna, una per le manovre dei bracci del traliccio e l'altra per ausilio al loro posizionamento sopra i basamenti predisposti;
- effettuazione di prove di funzionamento del "polipo" a terra, con adeguata informazione e formazione degli operatori VVF.

Si è quindi definita la sequenza delle operazioni di seguito riportata:

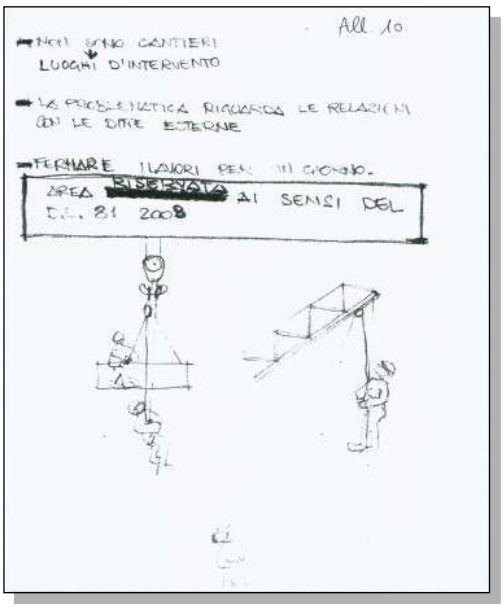
1. sollevamento e calata dentro la cupola del "polipo", da effettuare con gru privata;
2. apertura dei piedi, a cura di due unità di personale posizionate sul castello del "polipo" e mantenute in sicurezza da una seconda gru;
3. appoggio dei piatti delle cerniere nei davanzali predisposti, secondo una sequenza prestabilita;

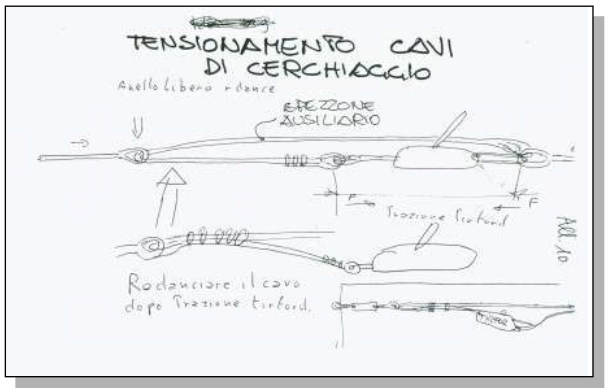
4. lieve tensionamento dei cavi di acciaio ai piedi;
5. inserimento dei puntoni di bloccaggio del “polipo” operando dall’esterno delle finestrature, in condizioni di sicurezza;
6. montaggio delle travi reticolari in sommità per il contrasto dall’interno, del cordolo di copertura.

Il piano prevedeva l’immediata sospensione delle operazioni da parte del ROS ed il recupero a terra in sicurezza di tutti gli operatori, qualora si fossero manifestate criticità, quali:

- ripresa dell’attività sismica;
- condizioni meteorologiche avverse (vento, forte pioggia);
- malore di un operatore;
- crollo o distacco improvviso di materiale;
- mancato od inefficace ancoraggio degli appoggi del “polipo” ai davanzali delle finestrature;
- fallimento di una delle operazioni pianificate descritte in precedenza.

Sempre in fase di pianificazione dell’intervento, particolare attenzione è stata rivolta alla formazione ed informazione in situ di tutti gli operatori coinvolti, rilevando eventuali problematiche particolari circa l’intervento da eseguire. L’attività prevedeva riunioni tra i Vigili del Fuoco operanti e i manovratori delle gru esterne per l’esecuzione di prove “a freddo” e il confronto operativo, anche con il ricorso a schizzi e schemi operativi, al fine di ottenere la più ampia condivisione delle procedure e per il superamento di tutte le potenziali criticità.





Schizzi e schemi operativi utilizzati nelle fasi che hanno preceduto l’intervento (Achivio NCP).

Sul fronte delle comunicazioni si è programmato di agire dotando gli operatori di idonei apparati radio-telefonici in numero ridondante e a diverse frequenze, programmate per poter assicurare in ogni momento l’efficacia degli scambi informativi ai diversi livelli.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

Seguendo la sequenza di operazioni stabilite nella fase di pianificazione dell'intervento, si è proceduto come di seguito descritto.

Predisposizione degli apprestamenti preliminari necessari.
Per dare consistenza alla muratura gravemente disgregata, evitando ulteriori crolli o cadute di pietre, è stata applicata calce addittivata sulle parti lesionate.

Le funi già in opera per il contenimento delle murature dall'interno della cupola sono state rimosse.

Sono state collegate le estremità delle travi reticolari del "polipo", a funi di controvento e a cavi di acciaio, per consentire il posizionamento e l'ancoraggio dei bracci ed evitare l'apertura della struttura durante il montaggio.

Ulteriori apprestamenti e piccoli interventi di rifinitura a pié d'opera, si sono resi necessari per mettere a punto alcuni aspetti di dettaglio che non era stato possibile prevedere in fase progettuale.

Particolare attenzione è stata rivolta al posizionamento delle tre gru, in modo da evitare ogni possibile pericolosa interferenza durante le operazioni di sollevamento del traliccio e delle due piattaforme con le squadre dei Vigili del Fuoco.

Sollevamento e posizionamento del telaio.
Dopo aver sollevato il "polipo" ed averlo calato dentro la cupola con la gru principale, si è provveduto all'apertura dei bracci, da parte di 2 unità di personale posizionate sul castello del "polipo" e mantenute in sicurezza da un'altra gru.

Questa fase ha rappresentato la parte più delicata dell'intera operazione, anche perché era fortemente influenzata dalle condizioni atmosferiche, in particolare dal vento, oltre che dalla complessità del coordinamento tra i vari operatori e dalle intrinseche difficoltà di alcune manovre.

Fissaggio ed ancoraggio del telaio alla struttura.
Appoggiati i piatti delle cerniere nei davanzali predisposti secondo la sequenza prestabilita in fase di pianificazione dell'intervento, si sono tensionati debolmente i cavi di acciaio ai piedi.

Si è quindi provveduto al bloccaggio del "polipo", rendendolo solidale con le strutture di cerchiatura già realizzate, sia all'interno che all'esterno della cupola.

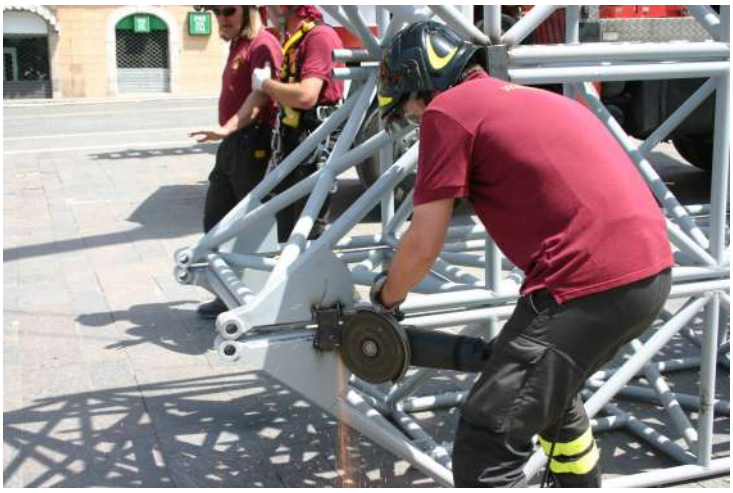
Si sono infine montate le travi reticolari in sommità, per il contrasto della parte superiore della muratura.

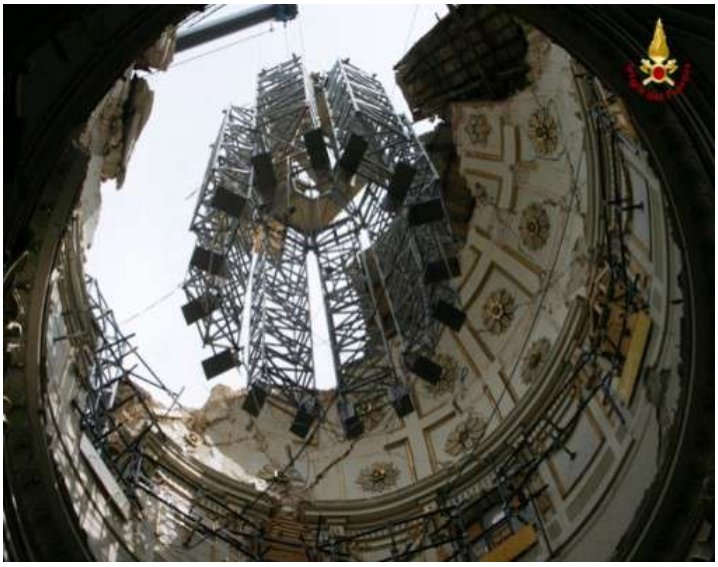
Condizioni operative.
Di seguito si riportano le principali informazioni che hanno caratterizzato le condizioni operative:

- portata massima della gru semovente: 2200 q;
- sviluppo braccio-falcone: 72 m (60+12 m);
- distanza massima dal centro ralla: 45 m;
- peso del "polipo": 60 q;
- velocità vento in quota: 13 nodi.

Fasi realizzative	
	Recupero dei beni mobili Subito dopo il sisma si è provveduto al recupero ed al trasferimento in aree sicure delle opere d'arte e degli oggetti di valore.
	Fasciatura della facciata e sbadacchiature di alcune aperture principali Immediatamente dopo al recupero dei beni mobili si è provveduto alla fasciatura della facciata. Si noti il posizionamento del cassettone in legno a protezione di eventuali spostamenti degli elementi della facciata.
	Ripristino della continuità muraria Il ripristino della continuità muraria in corrispondenza delle parti crollate è stato affidato a telai in acciaio assemblati a piè d'opera e successivamente posizionati in quota.

Fasi realizzative	
	Ripristino della continuità muraria Si notino la cerchiatura esterna a diversi livelli e le sbadacchiature lignee all'interno delle finestre.
	Posizionamento del "polipo" all'interno della cupola Il posizionamento della struttura tutore d'acciaio all'interno della cupola ha richiesto un'attenta analisi tecnica di tutte le criticità ipotizzabili che avrebbero potuto pregiudicare la sicurezza degli operatori. Particolare attenzione è stata dedicata alla corretta applicazione delle tecniche di derivazione speleo alpino fluviale e alla pianificazione della sicurezza.
	Posizionamento del "polipo" all'interno della cupola Sono state effettuate numerose prove a terra per testare la funzionalità del dispositivo ed anticipare eventuali difficoltà, mettendo a punto le sinergie tra i vari soggetti coinvolti.

Fasi realizzative	
	Posizionamento del "polipo" all'interno della cupola La messa a punto del sistema ha richiesto importanti lavori di preparazione e di adattamento.
	Posizionamento del "polipo" all'interno della cupola Uno degli elementi che ha richiesto grande attenzione è stata la valutazione delle possibili interferenze tra le gru, la cui gestione ha reso necessaria l'accurata pianificazione della sequenza delle operazioni da compiere.
	Posizionamento del "polipo" all'interno della cupola La struttura sta per essere calata all'interno del tamburo.

Fasi realizzative	
	Posizionamento del “polipo” all’interno della cupola Il “polipo” mentre viene calato, sotto il controllo delle squadre in quota.
	Posizionamento del “polipo” all’interno della cupola La calata del traliccio vista dall’interno della chiesa.
	Ancoraggio del “polipo” La struttura reticolare è stata vincolata alle cerchiature già in opera all’interno ed all’esterno della cupola. Le operazioni di ancoraggio del traliccio, una volta che questo è stato appoggiato ai basamenti predisposti, sono state possibili grazie alla professionalità del personale SAF. La sinergia tra le squadre VVF in quota e gli operatori privati delle gru ha giocato un ruolo fondamentale per la riuscita dell’operazione.

Fasi realizzative	
	Ancoraggio del “polipo” Vista dall’interno della chiesa, a bloccaggio completato.
	Installazione della copertura Fase del sollevamento della copertura in policarbonato.
	Installazione della copertura La foto mostra l’intervento concluso.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

Il personale SAF dei Vigili del Fuoco, d'intesa diretta con il Vice Commissario per i Beni Culturali, ha fornito un fondamentale supporto tecnico-operativo per la realizzazione di tutte le opere e per il posizionamento delle strutture di consolidamento, che hanno scongiurato la perdita totale del bene.

Il Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali ha assicurato la pianificazione ed il coordinamento generale degli interventi più complessi, nel rispetto delle condizioni di sicurezza per gli operatori VVF.

Le diverse opere sono state realizzate complessivamente in circa quattro mesi, dai primi giorni dopo il sisma fino al 31 luglio 2009, data del posizionamento della copertura tronco-conica della cupola in policarbonato trasparente, grazie al contributo delle squadre SAF provenienti da tutta Italia.

L'intervento di posizionamento ed ancoraggio del "polipo" all'interno della cupola, considerando anche le operazioni preliminari di pianificazione, ha impegnato per circa una settimana 18 unità Vigili del Fuoco che hanno operato in stretto coordinamento con il Vice Commissario delegato ai Beni Culturali, il personale del MiBAC e i dipendenti di ditte private (progettisti ed esecutori del traliccio, operatori gru, ecc.).

L'esigenza di coordinamento, legata alla complessità e criticità delle opere da realizzare, ha visto sul campo:

- un Dirigente, preposto al coordinamento generale dell'intervento e a garantire l'efficacia delle azioni congiunte tra i Vigili del Fuoco e le ditte esterne;
- un Funzionario, responsabile delle operazioni di soccorso delle squadre SAF;
- un Capo squadra, con il compito di sovrintendere alla sicurezza degli operatori, minimizzando i rischi in quota.

I mezzi impiegati sono stati:

- un'autoscala con sviluppo di 30 metri;
- tre gru da cantiere ad elevata portata e notevole sviluppo, noleggiate e condotte da personale di ditte esterne.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

L'estrema specificità e particolarità dell'intervento non hanno consentito il ricorso ad alcuna soluzione di tipo standardizzato. L'improbabilità del verificarsi di analoghi casi applicativi non ha nemmeno portato a considerazioni tecniche in termini di possibile standardizzazione della struttura progettata.

L'intervento risulta tuttavia di riferimento sotto il profilo organizzativo e logistico. Si evidenzia infatti l'estrema utilità del metodo utilizzato nella fattispecie per l'elaborazione delle procedure per la sicurezza degli operatori.

In presenza di interventi di tale complessità e delicatezza, anche per la rilevante altezza cui gli operatori hanno dovuto lavorare, è stato molto proficuo produrre, dopo aver condiviso le problematiche fondamentali attraverso il confronto sul campo tra i Vigili del Fuoco e gli operatori esterni, un programma operativo ed un piano di sicurezza per minimizzare i rischi ragionevolmente ipotizzabili anche attraverso un puntuale rispetto delle sequenze operative prestabilite.

7.4 Interventi con ponteggi metallici

- Scheda P1 – L'Aquila. Palazzo della Camera di Commercio o dei Quattro Cantoni.
- Scheda P2 – L'Aquila. Chiesa di San Silvestro.

SCHEDA INTERVENTO — P1

Palazzo della Camera di Commercio

o dei quattro Cantoni

L'Aquila – corso Vittorio Emanuele

DTS: *Marchione.*
ROS: *Lambresa, Sgroi.*
Squadre: *VVF Modena, Forlì-Cesena e Massa Carrara, SAF Emilia-Romagna e Sicilia.*

1. INQUADRAMENTO

L'edificio, detto anche "dei quattro cantoni", è situato lungo corso Vittorio Emanuele alla confluenza con corso Principe Umberto ed è sede della Camera di Commercio dell'Aquila.

Il palazzo, che occupa un intero isolato, si sviluppa su 4 livelli e ha, al suo interno, alcune corti attorno alle quali si articolano vari corpi di fabbrica che trovano sbocco ed espressione nella facciata neoclassica, scandita dal maestoso porticato formato da volte a crociera a tutto sesto.

Le dimensioni dell'edificio sono considerevoli, con una pianta rettangolare di 84 x 56 m e un'altezza di 17 m circa.

Al momento del terremoto il palazzo ospitava anche il Convitto Nazionale.

L'edificio si trova in un punto della città che costituisce snodo nevralgico per transito sugli assi viari antistanti.

Localizzazione del palazzo della Camera di Commercio,
alla confluenza tra corso Vittorio Emanuele e corso Principe Alberto (www.bing.maps)

2. SCENARIO DI DANNO

L'edificio ha riportato un quadro complessivo di dissesto caratterizzato dal lesionamento delle strutture verticali (pannelli murari e colonne) e dal crollo di numerose volte.

Sono risultati prevalenti quadri fessurativi a taglio e lesioni derivanti dall'attivazione di meccanismi di collasso per rotazione fuori piano delle pareti perimetrali e schiacciamento alla base dei pilastri del porticato che si affaccia su corso Vittorio Emanuele.

Particolarmente grave appariva il dissesto in corrispondenza dello spigolo situato tra i corsi Vittorio Emanuele e Principe Umberto, con un distacco verticale ampio decine di centimetri.

In sintesi, i principali dissesti subiti dall'edificio sono consistiti in:

- crollo di numerose volte e di alcune porzioni della copertura;
- lesionamento delle colonne al piano terra;
- lesionamento di numerosi pannelli murari per meccanismi a taglio;
- sconnessione del cornicione e della colonna d'angolo fra corso Vittorio Emanuele e corso Principe Umberto.

Repertorio dei danni	
	Angolata fra corso Vittorio Emanuele e corso Principe Umberto Sconnessione in corrispondenza dello spigolo. La connessione d'angolo è indebolita dalle rientranze eseguite per motivi architettonici.
	Angolata fra corso Vittorio Emanuele e corso Principe Umberto Il distacco fra i due paramenti murari convergenti ha un'ampiezza di diverse decine di centimetri determinando un evidente fuori piombo che definisce una situazione di crollo incombente.
	Volte interne Nell'edificio si è verificato il crollo generalizzato delle volte d'interpiano.

Repertorio dei danni	
	Volte interne Le volte interne sono completamente crollate a seguito degli spostamenti relativi delle pareti di imposta. Le volte che caratterizzano l'edilizia storica aquilana si sono rivelate assai vulnerabili all'azione sismica, in quanto incapaci di assorbire gli spostamenti delle pareti di imposta provocati dal sisma.
	Volte interne Le volte ribassate presenti all'interno dell'edificio cono crollate. Le volte del porticato esterno, lungo gli assi viari, a tutto sesto e di migliori caratteristiche costruttive hanno invece riportato danni più limitati.
	Lesionamento delle colonne Le colonne del porticato, realizzate in elementi in pietra e in laterizio, in qualche caso intercalati da getti di calcestruzzo di rinzaffo, presentano significative dislocazioni dei conci, con evidenti effetti di espulsione laterale. La foto evidenzia i primi interventi di cerchiatura nelle parti maggiormente lesionate.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Tenuto conto del quadro di danneggiamento subìto dall'edificio e in considerazione della posizione strategica dello stesso dal punto di vista del sistema viario del centro storico, l'obiettivo principale è stato quello di conferire sicurezza al transito di persone e automezzi nello spazio antistante l'edificio. Infatti già nell'immediatezza dell'evento sismico, a presidio dell'edificio sono stati realizzati alcuni interventi di carattere urgente, finalizzati a scongiurare crolli incombenti, consistenti in cerchiatura delle colonne e tirantature delle pareti lesionate.

La strategia di intervento ha mirato a contrastare ulteriori movimenti degli impalcati e a rafforzare lo spigolo dell'edificio gravemente lesionato, contenendo gli spostamenti nei piani delle pareti ortogonali che su di esso convergono.

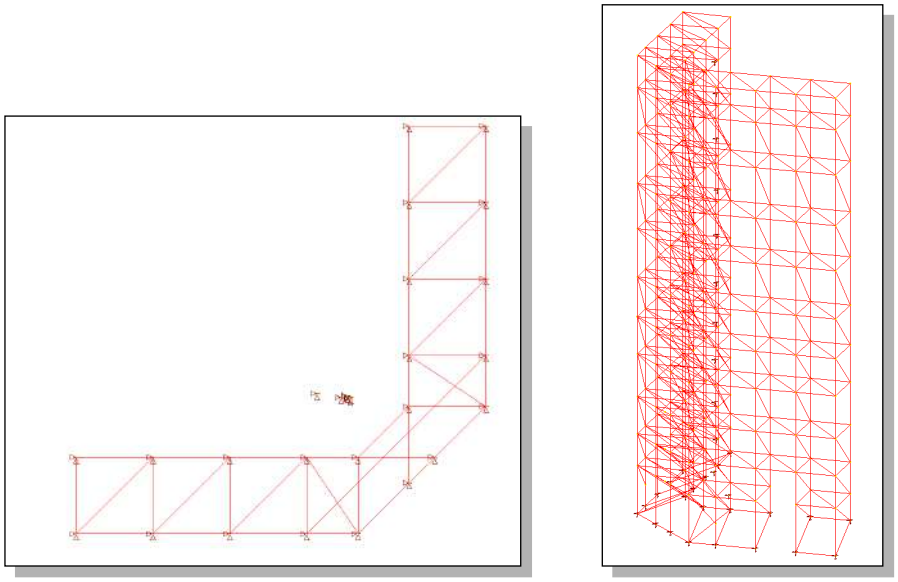
Si è optato per una soluzione in tubolare metallico con sistema a tubi-giunti, al fine di ottenere un'opera provvisionale sufficientemente rigida, nonostante la rilevante altezza dell'edificio presidiato, limitando, per quanto possibile, l'ingombro degli assi viari. Tale tipologia di opera avrebbe consentito anche di tener conto in modo appropriato delle irregolarità geometriche della facciata rappresentate dalle cornici di piano e dal fuori piombo della colonna d'angolo.

Si è prevista quindi l'installazione di un presidio d'angolo, a forma di L, le cui ali si sviluppano lungo le pareti convergenti e da porre a ridosso dello spigolo fortemente lesionato con funzione di rinforzo e di contrasto al ribaltamento.

Nello specifico, l'opera provvisionale da installare era caratterizzata da:

- mensole reticolari che si sviluppavano in altezza, collegate a tutti i livelli per assicurare la loro mutua collaborazione;
- estensione delle due ali dell'opera provvisionale a presidio d'angolo, lungo le due pareti ortogonali convergenti sullo spigolo lesionato per una lunghezza ritenuta utile per ottenere un funzionamento per forma della struttura a maggiore garanzia della stabilità globale dell'opera.

Estratto dello schema di intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



Pianta e assonometria dell'opera provvisionale a presidio dell'angolo lesionato (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

Dopo la prima fase legata alle esigenze di accessibilità dei mezzi di soccorso nel centro storico, nella quale sono stati posti in atto i primi interventi urgenti di messa in sicurezza, la pianificazione finalizzata alla realizzazione dell'opera provvisionale è stata condizionata dalla necessità di portare a compimento l'intervento provvisionale in tempo utile per gli eventi del G8 nel luglio 2010.

Lo scenario operativo richiedeva il mantenimento della praticabilità delle vie prospicienti l'edificio, in quanto risultavano strategiche per l'accesso al centro storico; per questo motivo la pianificazione ha previsto l'utilizzo, come mezzi di supporto all'intervento, di sole autoscale VVF, opzione che risultava compatibile con le esigenze operative legate alla tecnologia tubi-giunti.

L'impiego di tale tecnologia ha, peraltro, consentito di pianificare l'intervento ricorrendo al trasporto dei materiali e delle attrezzature direttamente da parte dei Vigili del Fuoco, mediante autocarro dotato di gru; ciò anche a garanzia di una migliore gestione delle esigenze operative legate al mantenimento della transitabilità dei mezzi di soccorso e alle criticità del sito.

Pulizia del cantiere dalle macerie
(Archivio NCP).

Allestimento dell'area di deposito dei materiali
(Archivio NCP).

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

A integrazione e completamento degli interventi urgenti realizzati nell'immediato post-sisma, è stata realizzata l'opera provvisionale ad L, con la tecnologia tubi-giunti, secondo le seguenti fasi operative.

Vincolo a terra dei piedritti

I piedritti adiacenti l'edificio, che in caso di spinta sull'opera provvisionale tenderebbero a sollevarsi, sono stati vincolati al suolo mediante un getto di calcestruzzo, entro la quale è annegato un pozzetto con funzione di vincolo del piedritto. Nel pozzetto, che è stato armato e riempito di calcestruzzo, trova alloggiamento il montante, che porta al piede un giunto a perdere che favorisce l'aderenza con il calcestruzzo.

I vincoli dei piedritti compressi sono stati realizzati in semplice appoggio sulla pavimentazione.

Montaggio dell'opera

Il montaggio dell'opera è avvenuto seguendo le specifiche di progetto e le tecniche proprie del sistema tubi-giunti, impiegando autoscale VVF come mezzo di supporto operativo per la movimentazione degli elementi metallici e per la garanzia della sicurezza delle operazioni in quota.

Elementi di contrasto

Il contrasto dei movimenti delle parti strutturali presidiate è stato realizzato mediante basette regolabili, in semplice appoggio sulle pareti e sulle colonne. Particolare attenzione è stata prestata nell'interporre elementi di diffusione del carico tra i sistemi di contrasto dell'opera provvisionale e l'edificio, evitando così il più possibile azioni concentrate.

Cerchiatura delle colonne

Completando l'intervento urgente già realizzato nel periodo immediatamente successivo al sisma, tutte le colonne dell'edificio sono state cerchiate mediante fasce di poliestere su profili in acciaio, seguendo le specifiche della scheda STOP-CP.

Interventi di completamento

Al fine di garantire idonee condizioni di sicurezza per il passaggio fronte strada è stata realizzata una mantovana di protezione dalla possibile caduta di frammenti.

Fasi realizzative	
	Vincoli al suolo Predisposizione del sistema di ancoraggio al suolo dei piedritti adiacenti l'edificio mediante la realizzazione di un basamento in cemento armato entro il quale è annegato un pozzetto con funzione di vincolo del piedritto.
	Elementi di contrasto Il contrasto sull'edificio è stato realizzato mediante un diffuso sistema di basette regolabili in semplice appoggio sulle pareti e sulle colonne, interponendo morali in legno opportunamente lavorati per la diffusione del carico, evitando così le azioni concentrate in particolare sulle colonne.
	Cerchiatura delle colonne Tutte le colonne dell'edificio sono state cerchiate mediante fasce di poliestere su profili in acciaio, disposte a passo costante. La forma geometrica della colonna ha richiesto l'applicazione di profili verticali di acciaio a protezione degli spigoli e dei punti di maggiore curvatura.

Fasi realizzative	
	Opere in elevazione Nella realizzazione della struttura reticolare è necessario che i nodi siano assimilabili ad un punto, ossia che nelle confluenze delle aste i giunti siano il più possibile accostati.
	Vista d'insieme Vista dell'opera provvisionale ad L, installata in corrispondenza dell'angolo lesionato e realizzata in tubi-giunti.
	Realizzazione della mantovana Innestandosi sui montanti, è stata realizzata un'ampia mantovana di protezione dalla possibile caduta di frammenti.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

L'intervento è stato portato a termine in 3 settimane consecutive.

È stato impiegato personale dei Comandi di Modena e Forlì-Cesena e squadre SAF dell'Emilia-Romagna e della Sicilia.

I mezzi d'opera utilizzati sono stati:

- autoscale VVF;
- piccola betoniera ad azionamento elettrico.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

Senza dubbio la tecnologia tubo-giunto costituisce una soluzione che, per la sua modularità, rapidità e facilità di montaggio, si presta a definire soluzioni standard, potenzialmente implementabili in una pluralità di situazioni nelle quali è necessario realizzare delle opere provvisionali post-sisma.

Ulteriori elementi a favore di questa tecnologia sono:

- la relativa facilità del trasporto del materiale anche in zone che presentano ancora delle criticità sotto il profilo della sicurezza, in quanto le piccole dimensioni e il peso relativamente modesto dei singoli elementi consentono di ricorrere a mezzi poco ingombranti;
- la possibilità di effettuare movimentazione di carico-scarico anche con gru di piccola portata;
- la possibilità di gestire la movimentazione in quota degli elementi mediante l'impiego di autoscale VVF;
- la facilità di smontaggio con recupero completo del materiale per un successivo potenziale riutilizzo.

L'impiego di tale tecnologia in casi particolari, come quello riportato in questa scheda, richiede, tuttavia, una progettazione *ad hoc* rivolta soprattutto a verificare la stabilità complessiva dell'opera.

È in ogni caso possibile procedere con una standardizzazione delle opere in ponteggi metallici per scenari e schemi di riferimento in analogia a quanto fatto per le opere provvisionali in legno.

SCHEDA INTERVENTO — P2

Chiesa di San Silvestro

L'Aquila – piazza San Silvestro

DTS: *Ambrosio, Annecchini, Bozzo, Gamberi, Gentile, Giovinazzo, Lucidi, Panella, Marchione, Martoni, Monzoni, Pozzi, Turco.*
ROS: *Agostinone, Aliberti, Bennardo, Bonfiglio, Ceolin, De Marco, Ferreri, Grande, La Macchia, La Veglia, La Mendola, Leone, Loppi, Mallus, Manoni, Miconi, Onnis, Pasqua, Rossi, Zampa.*
Squadre: *VVF Forlì-Cesena, Massa, Pescara, Rieti, Viterbo. SAF Emilia-Romagna, Sardegna, Sicilia.*

1. INQUADRAMENTO

La piazza San Silvestro, appena ai margini del centro storico dell'Aquila, è dominata dall'omonima chiesa, la cui facciata si erge al culmine di una scalinata di nove gradini.

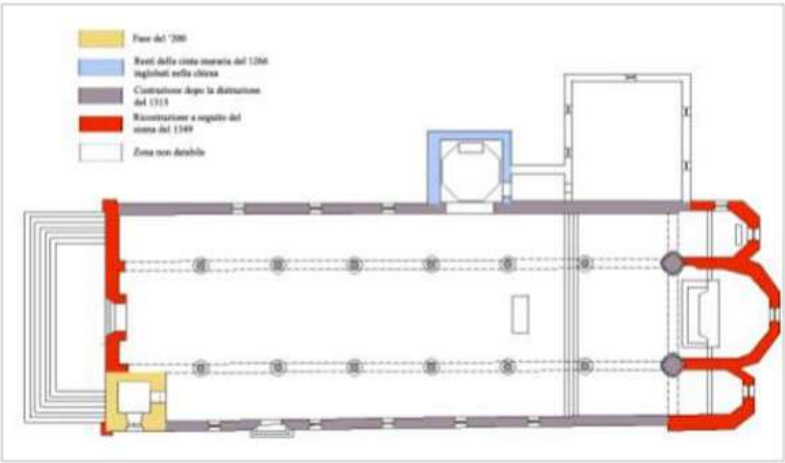
L'organismo architettonico della chiesa, costruita tra il XIII e il XIV secolo, è suddiviso in tre navate da due file di sette arcate ogivali che si appoggiano su colonne a pianta circolare e che terminano nei tre ambienti absidali a pianta poligonale.

La chiesa, di impostazione gotica, è caratterizzata da arcate ogivali snelle e finestrature esili. La facciata rettangolare è caratterizzata da un ampio rosone a raggiera.

La torre campanaria svetta sul lato destro della facciata; altre emergenze architettoniche sono la cappella laterale, la preesistente torre dell'antica cinta muraria della città ed il sistema delle tre absidi.

Dati metrici principali:

pianta rettangolare 20 x 48 m
altezza massima facciata 19.2 m
altezza massima interna 17.6 m
altezza campanile: 32 m



Pianta della chiesa di San Silvestro in L'Aquila (Archivio NCP).

2. SCENARIO DI DANNO

L'evento sismico del 6 aprile 2009 ha inferto profonde ferite all'edificio, evidenziandone numerose vulnerabilità senza tuttavia determinarne il crollo.

Il rilevo dei danni effettuato dai tecnici del MiBAC ha evidenziato il quadro di dissesto di seguito descritto.

Sistema facciata-campanile

Nella chiesa di San Silvestro facciata e campanile sono strutturalmente integrati; l'analisi dei danni ha evidenziato lesioni determinate dal comportamento fuori piano della facciata, non adeguatamente trattenuto dalle pareti laterali della chiesa e dal sistema delle arcate ogivali, che ha interessato anche il campanile.

Porzione superiore sinistra della facciata

Il quadro fessurativo ha evidenziato un ulteriore cinematismo interno alla facciata, la cui parte sommitale sinistra, che emerge per più di 8 metri dai piani delle falde, ha manifestato anche l'innesco di un ribaltamento in senso opposto al fuori piano di facciata. In tale movimento la porzione triangolare del timpano, emergente al di sopra delle copertura, non ha trovato il contrasto offerto dalle strutture delle navate. L'azione sismica ha quindi mobilitato la sua rotazione, lesionandola lungo una linea di cerniera inclinata secondo la linea di falda.

Campanile

Il quadro fessurativo del campanile è legato all'interazione dinamica tra l'oscillazione propria e il comportamento della facciata, e si è caratterizzato anche per fenomeni di martellamento.

Le lesioni subite erano riconducibili anche ad un moto torsionale dovuto all'asimmetria in pianta delle strutture murarie del campanile, essendo due di esse più rigide delle altre in quanto integrate alle murature perimetrali della chiesa.

Il quadro fessurativo ha interessato anche la parte interna in corrispondenza delle navate adiacenti il campanile.

Absidi

Il sistema delle absidi è stato interessato da un lesionamento sulle pareti perimetrali e sulle volte riconducibile ad un principio di ribaltamento verso l'esterno.

Arcate ogivali

Le prime due arcate ogivali hanno evidenziato un quadro fessurativo connesso con la rotazione fuori piano della facciata, mentre le ultime due hanno riportato rilevanti lesioni legate alla rotazione delle strutture absidali, costituenti anch'esse una spalla delle arcate.

Un grave dissesto locale ha riguardato la vela muraria sovrastante l'ultima arcata ogivale destra, caratterizzata da una disgregazione parziale della muratura, che ha messo a repentaglio la stabilità delle capriate che si innestano su di essa.

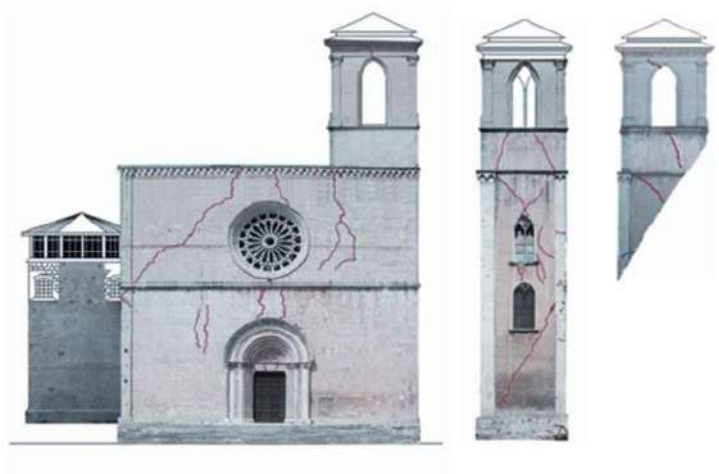
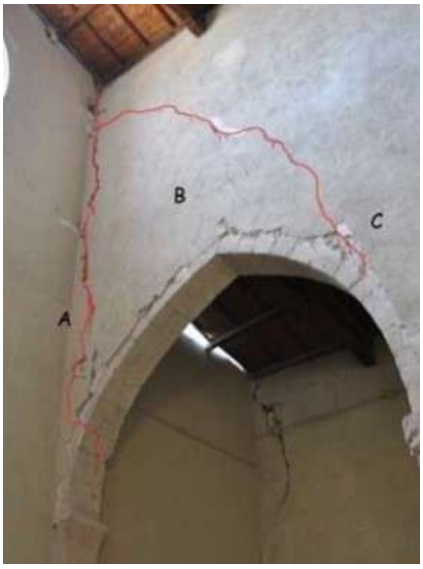
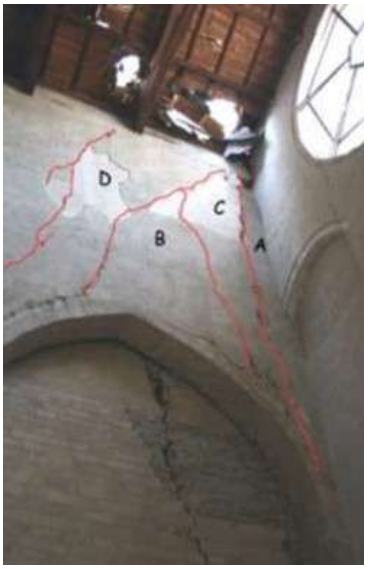
Colonne

Le colonne che sorreggono le arcate ogivali hanno mostrato vistose evidenze di schiacciamento alla base.

Cappella laterale
La cappella laterale, parzialmente integrata nella parete di navata, ha riportato un grave danneggiamento che ha interessato in particolare la copertura a volta che si raccorda alle murature perimetrali mediante pennacchi in parte crollati.

Coperture
Si è riscontrata la perdita di integrità delle coperture a causa del movimento delle pareti di testata e degli svergolamenti delle vele sovrastanti gli archi ogivali. Il dissesto è stato più grave in corrispondenza della facciata dove si sono verificati lo sfilamento di tutti gli arcarecci di testata ed il crollo della porzione di copertura adiacente al campanile.

Nota: un compiuto esame dei meccanismi di danneggiamento è contenuto nel documento "Caso di Studio: Chiesa in San Silvestro nel centro storico de L'Aquila" redatto dal gruppo di lavoro coordinato dal prof. Borri dell'Università di Perugia, che ha costituito utile premessa agli interventi provvisionali e al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti. Da tale documento sono tratte alcune delle immagini e delle rappresentazioni grafiche riportate nella presente sezione.

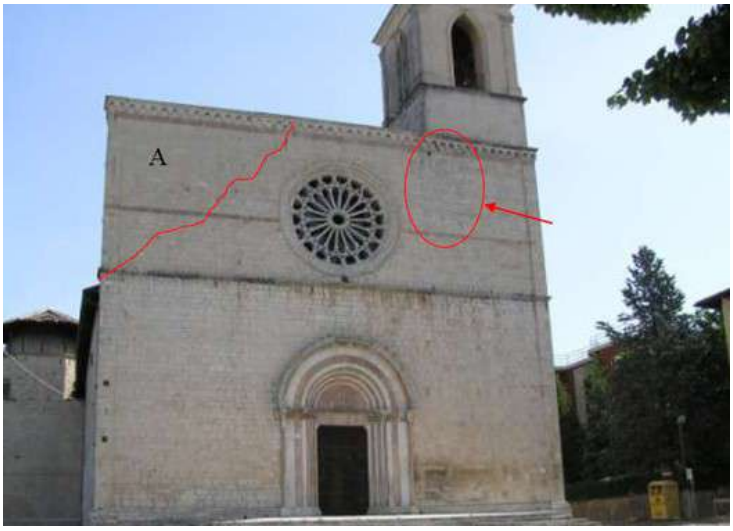
Repertorio dei danni	
	Complesso facciata-campanile La facciata e il campanile mostrano articolati lesionamenti derivanti dalla rotazione verso l'esterno, dai cinematismi della parte del campanile emergente e della porzione sinistra della facciata al di sopra del corpo delle navate.
	Prima arcata ogivale sinistra Stato di dissesto connesso alla rotazione della facciata e allentamento dell'arco ogivale sinistro. La porzione indicata in figura con la lettera A è traslata orizzontalmente insieme alla facciata, determinando l'abbassamento della vela muraria (B) e la lesione lungo la congiunzione con l'imposta (C). Sullo sfondo si nota l'effetto di sfilamento degli arcarecci di testata.
	Prima arcata ogivale destra Il quadro dei lesionamenti è complicato dall'interazione con il campanile, che ha spinto la vela muraria sovrastante l'arcata dislocandola fuori dal proprio piano.

Repertorio dei danni

Prima arcata ogivale destra

Il cordolo in cemento armato che corre al di sopra delle arcate, collegando le capriate di copertura alle vele murarie, ha subito dislocazione fuori dal proprio piano, denunciando il debole ammorsamento con la facciata.

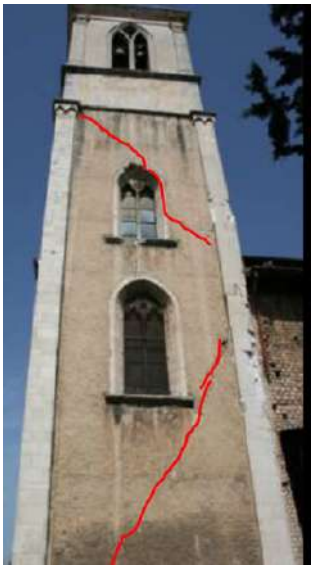
Ne è derivato il crollo di parte della copertura.



Ribaltamento della porzione sommitale sinistra della facciata

La porzione di facciata, indicata in figura con la lettera A, si è comportata come una mensola impostata lungo la linea di cerniera obliqua, evidenziata dalla lesione ubicata in corrispondenza della zona di contrasto offerto dalle pareti longitudinali e dalle strutture di copertura.

La parte cerchiata evidenzia la regione interessata dalle lesioni determinate dall'interazione dinamica tra campanile e facciata.



Campanile

Le lesioni a 45° che interessano la parete perimetrale ortogonale alla facciata sono legate al cinematismo che ha caratterizzato la risposta sismica del campanile.

Repertorio dei danni	
	Campanile Il cinematismo di oscillazione della parte alta del campanile ha comportato anche lo schiacciamento, per compressione, dell'angolata in primo piano nella foto.
	Colonne Tutte le colonne che sorreggono le arcate ogivali mostrano, alla base, vistosi segni di schiacciamento caratterizzate da espulsione di parte del materiale.
	Cappella laterale Evidenza di dissesti presenti nei muri perimetrali in corrispondenza della cappella laterale, ricavata in corrispondenza di una torre dell'antica cinta muraria preesistente alla chiesa.

Repertorio dei danni

Pennacchi della cappella laterale

I pennacchi che sorreggono la volta della cappella laterale presentano crolli e sgretolamenti.

Particolarmente colpiti risultano i pennacchi che si raccordano con la parete perimetrale della chiesa.

Absidi

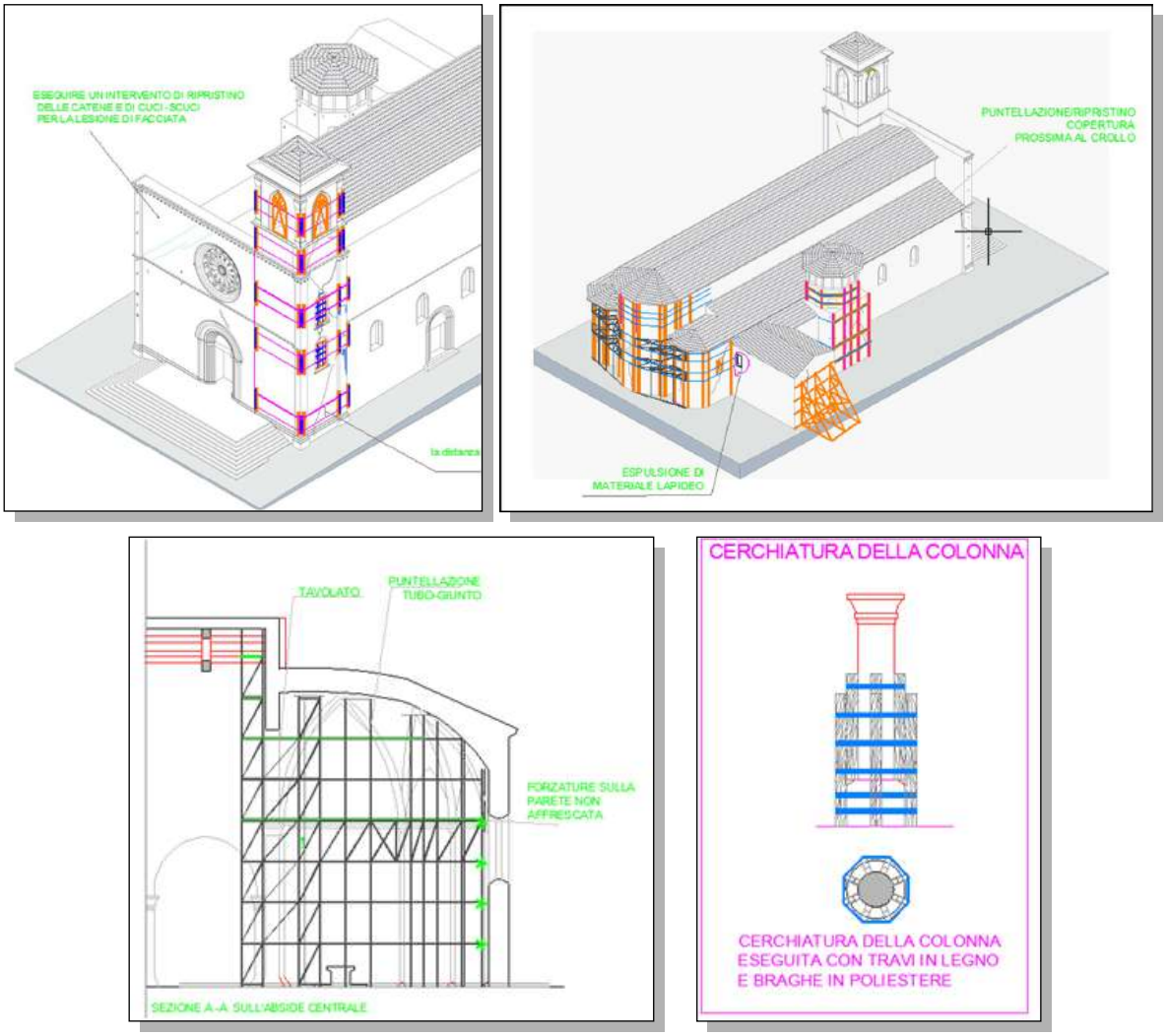
Il sistema delle absidi ha subìto un principio di ribaltamento verso l'esterno (indicato in figura dalla freccia) che ha comportato il lesionamento delle pareti ed il danneggiamento delle volte.

3. STRATEGIE DI INTERVENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA

Tenendo conto dello specifico quadro di danneggiamento subìto dall'edificio, i tecnici MiBAC di concerto con quelli del NCP hanno definito una prima strategia di intervento per la messa in sicurezza comprendente:

- cerchiaggio del campanile;
- cerchiaggio dei pilastri;
- puntellamento dei primi due archi all'ingresso;
- puntellamento interno delle absidi e della cappella laterale;
- riparazione delle coperture;
- cinturazione delle absidi e della cappella laterale.

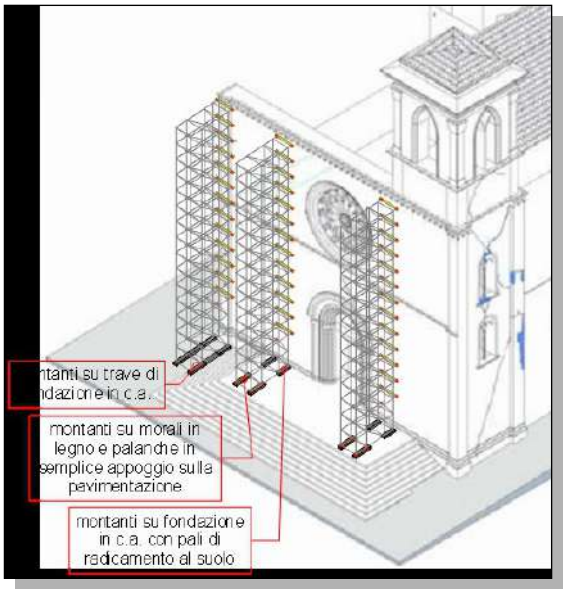
Estratto dell'intervento richiesto ai VVF dal MiBAC



Schemi di intervento richiesti ai VVF dal MiBAC (Archivio NCP).

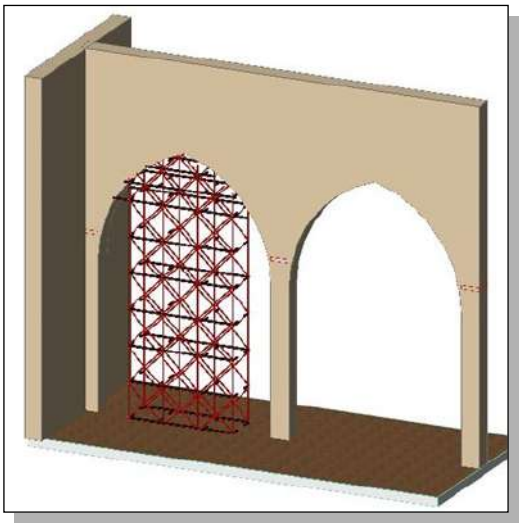
In sede di attuazione, tenuto conto degli aggravamenti indotti dalle repliche sismiche, si è ritenuto di completare gli interventi inizialmente previsti con le seguenti misure:

- *stabilizzazione della facciata*. È stato previsto di intervenire, per contrastare il ribaltamento della facciata, realizzando tre torri di ritegno da posizionare sulla gradinata di accesso alla chiesa, in corrispondenza delle pilastrate interne e della parete laterale sinistra;



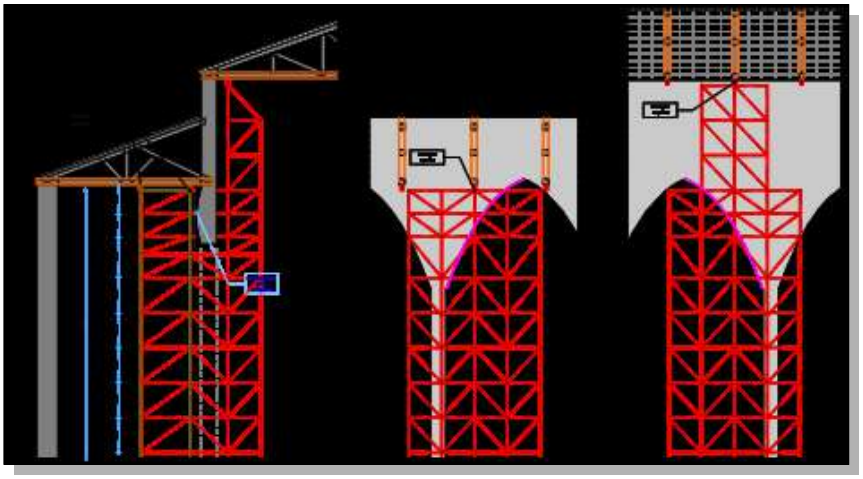
Schema delle torri di stabilizzazione della facciata (Archivio NCP).

- *puntellamento delle prime due arcate ogivali*. Da realizzarsi mediante strutture a tubi-giunti con funzione anche di irrigidimento nella direzione longitudinale per limitare gli spostamenti delle colonne in pietra;



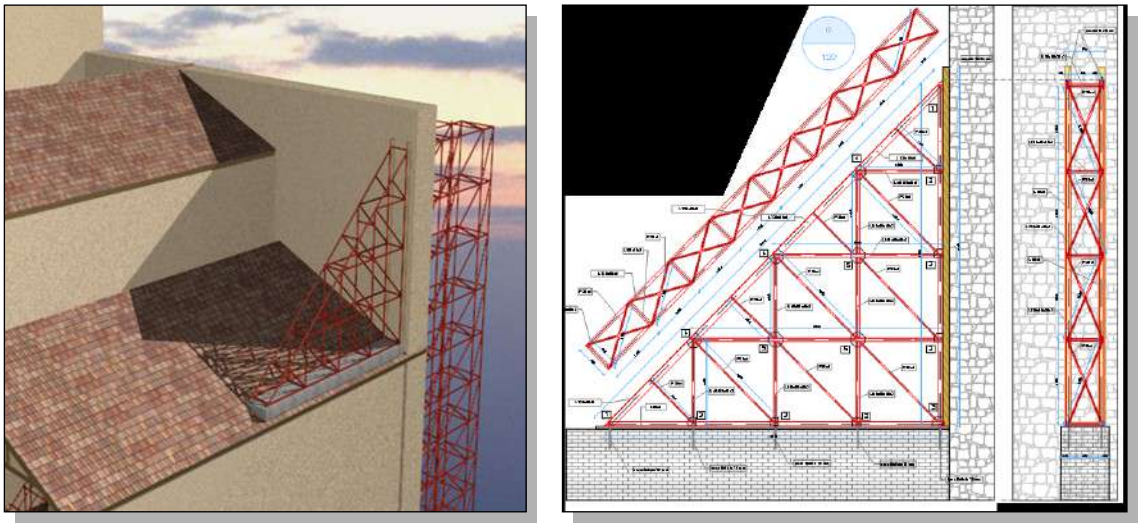
Schema del puntellamento delle prime due arcate ogivali (Archivio NCP).

- *puntellamento ultimo arco ogivale destro*. Lo scopo dell'intervento era di far fronte al grave dissesto che interessava l'imposta di una delle capriate laterali mediante la realizzazione di una struttura tubi-giunti. Tale struttura doveva:
  - riportare a terra il carico della capriata laterale surrogando l'azione di vincolo svolto dalla vela muraria danneggiata;
  - esercitare un'azione di confinamento della vela stessa per impedirne il crollo;
  - riportare a terra i carichi di una capriata della navata centrale, la cui imposta insiste su una muratura affetta da una grave lesione.



Schema del puntellamento ultimo arco ogivale destro (Archivio NCP).

- *stabilizzazione della porzione superiore sinistra della facciata*. Per contrastare la rotazione verso la chiesa della porzione della facciata che emerge per oltre 8 metri dal piano delle falde, sulla parete perimetrale ortogonale alla facciata è stata prevista l'installazione di una mensola in carpenteria metallica, realizzata fuori opera.



Schema della stabilizzazione della porzione superiore sinistra della facciata (Archivio NCP).

4. ANALISI SCENARIO OPERATIVO E PIANIFICAZIONE INTERVENTO

La complessità dello scenario operativo è stata accentuata dall'aggravamento dello stato fessurativo conseguente l'evento sismico del 12 luglio 2009, che ha provocato anche la caduta di frammenti.

L'intervento, avviato nel mese di luglio 2009, è stato ripreso nel mese di gennaio 2010, con nuove soluzioni progettuali, la cui attuazione doveva tener conto dei lavori già avviati.

La frequente caduta di frammenti ha richiesto alcune bonifiche mirate e il monitoraggio delle principali lesioni attraverso il posizionamento di alcuni fessurimetri.

Gli interventi per le messa in sicurezza sono stati ripianificati come segue:

- sospensione del puntellamento dell'abside sinistro;
- prosecuzione del consolidamento della cappella laterale;
- avvio del cerchiaggio del campanile;
- stabilizzazione della facciata;
- cerchiatura delle colonne;
- puntellamento degli archi ogivali;
- cinturazione delle absidi.

Per eseguire le opere in altezza si è fatto ricorso ad un'autogru privata, posizionata nella piazza in zona sicura rispetto al potenziale crollo della facciata.

Per limitare l'esposizione degli operatori al rischio di crolli, si è previsto di preassemblare a terra le torri di facciata per spezzoni, e l'utilizzo dell'autogrù per il sollevamento e la posa in opera.

Per il cerchiaggio del campanile si è prevista la foratura delle spesse pareti perimetrali, mediante adatta carotatrice.

Per consolidare la volta interna della cappella laterale si è optato per l'utilizzo di malta fibrorinforzata bicomponente armata con rete di fibra di vetro.

5. REALIZZAZIONE INTERVENTO

La realizzazione dell'intervento ha seguito gli schemi progettuali e le fasi di intervento pre-pianificate come di seguito indicato.

Cerchiatura del Campanile

L'intervento di cerchiatura, preceduto dalla sbadacchiatura delle bifore, si è dimostrato particolarmente impegnativo sia per le forature da eseguire sulle spesse pareti perimetrali al fine di consentire il passaggio dei cavi, sia per le interferenze di carattere geometrico con la traiettoria dei cavi stessi, che hanno reso necessario ridefinire la posizione delle linee di cerchiaggio inizialmente previste.

Torri di facciata

Le tre torri di facciata, realizzate mediante strutture in tubi-giunti, costituiscono altrettante mensole reticolari incastrate al piede. Per realizzare la condizione di vincolo alla base, i piedritti adiacenti alla facciata sono stati ancorati al suolo mediante piccoli pali trivellati. Ciò ha richiesto la foratura di elementi di pavimentazione per la costruzione dei pali ed il confezionamento di piccole travi in cemento armato di collegamento tra le testate dei pali e la base dei piedritti. Tra la trave e la pavimentazione è stato interposto un foglio di plastica al fine di facilitare, in fase di restauro definitivo, la rimozione dell'opera provvisionale.

Il contrasto dei movimenti dell'edificio è stato attuato mediante basette regolabili in semplice appoggio sulla parete attraverso tavole di legno.

La forzatura delle basette di contrasto ha consentito di stabilizzare gli archi ogivali mediante il sostegno della loro spalla e di ridurre le lesioni di distacco della facciata.

Mensola di ritegno della porzione superiore sinistra della facciata

La mensola, costituita da profilati di acciaio verniciato, è stata realizzata fuori opera e successivamente montata, con l'ausilio dell'autogru, in sommità al muro longitudinale.

L'intervento ha richiesto la rimozione del manto di copertura nella parte interessata e la regolarizzazione del piano di posa tramite piccoli getti di malta realizzati sul cordolo in c.a. che corre sulla parete. Il vincolo della mensola alla parete è stato realizzato mediante barre filettate, fissate con ancorante chimico. Il contrasto della facciata è stato realizzato in semplice appoggio tramite morali verticali in legno fissati alla mensola con viti.

Puntellamento e consolidamento della cappella laterale

Anche il puntellamento della cappella si è rivelato particolarmente impegnativo a causa della gravità del dissesto, che ha richiesto l'esecuzione di una complessa struttura in tubi-giunti adattata alla complessa geometria della cappella e, soprattutto, della sua volta. A sostegno di quest'ultima è stata eseguita un'articolata centina in legno poggiante sulla struttura a tubi-giunti.

Il ricorso a malte fibrorinforzate, per stabilizzare le murature disgregate, ha trovato giustificazione nella gravità delle lesioni riscontrate che richiedevano la ricostituzione almeno parziale della massa muraria dei pennacchi.

Cerchiaggio delle colonne

Le esili colonne che sorreggono le arcate ogivali sono state cerchiate con fasce in poliestere impostate su morali in legno disposti verticalmente a ridosso delle colonne.

Puntellamento delle arcate ogivali
Tutti i puntellamenti delle arcate ogivali sono stati realizzati mediante strutture a tubi-giunti e, oltre allo scarico delle rispettive arcate, hanno assolto alle seguenti ulteriori funzioni statiche:

- irrigidimento longitudinale dell'edificio;
- ritegno del paramento murario fortemente dissestato (prima arcata ogivale destra);
- sostegno della campata di testata della copertura (prima arcata ogivale sinistra).

Puntellamento capriata dell'ultima campata destra
L'intervento, che ha inteso far fronte al grave dissesto che interessa l'imposta di una delle capriate laterali sull'arco ogivale, è stato realizzato mediante una struttura a tubi-giunti seguendo le indicazioni dello schema progettuale precedentemente definito.

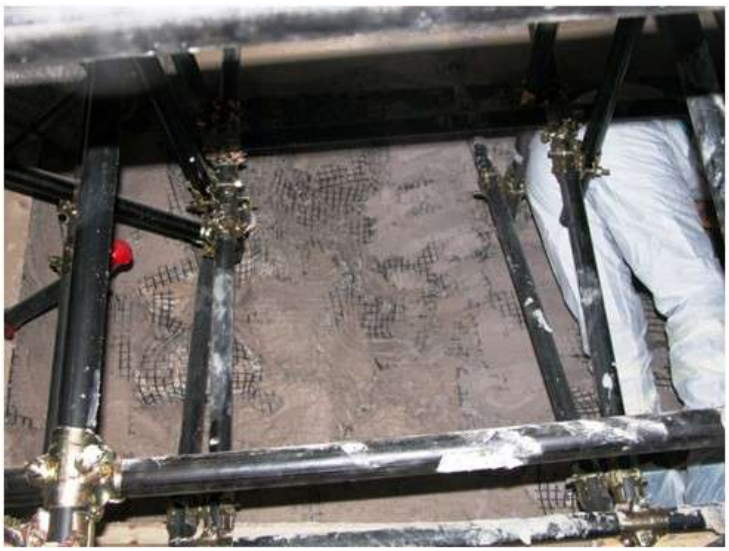
Riparazione delle coperture
Man mano che i diversi interventi venivano portati a compimento, si è provveduto a riparare le coperture danneggiate presenti nelle varie aree di intervento per limitare le infiltrazioni di acque meteoriche.

Al momento della redazione della presente scheda il puntellamento e la cinturazione delle absidi non erano ancora iniziati.

Fasi realizzative	
	Sbadacchiatura delle bifore del campanile Il cerchiaggio della torre campanaria è stato preceduto dalla sbadacchiatura delle bifore trilobate sovrapposte del campanile.
	Cerchiaggio del campanile Per tale intervento sono stati utilizzati angolari in acciaio poggianti su tavole in legno di spessore 5 cm e cavi di diametro 16 mm.
	Torri di facciata Realizzazione delle torri di presidio al ribaltamento della facciata, posizionate all'esterno, sulla gradinata di accesso alla chiesa e ai margini della stessa, in corrispondenza delle pilastrate interne e della parete perimetrale sinistra. Tali presìdi, realizzati in tubi-giunti, lavorano come mensole reticolari accoppiate, di dimensioni in pianta 1.2 x 3 m, che si sviluppano per tutta l'altezza della facciata.

Fasi realizzative	
	Torri di facciata Sono stati eseguiti 14 livelli di contrasto della facciata, ottenuti mediante basette regolabili, interponendo tra l'opera provvisionale e la facciata dell'edificio tavole orizzontali di ripartizione dei carichi, in semplice appoggio sulla parete e chiodate alle basette.
	Basamento torri di facciata Particolare del collegamento tra i pali trivellati nel terreno e i tubi della struttura reticolare, con trave in cemento armato (nella foto, prima del getto di calcestruzzo). Tra la pavimentazione e le travi è stato interposto un foglio di plastica che, impedendo al calcestruzzo di aderire alla pavimentazione, faciliterà la rimozione dell'opera provvisionale nel corso dei restauri definitivi.
	Ancoraggio delle torri alla facciata Il passaggio dei cavi per l'ancoraggio della facciata ha richiesto la foratura delle spesse pareti, che è stata eseguita a mezzo di apposita carotatrice. L'intervento è stato concordato con il MiBAC.

Fasi realizzative	
	Mensola di ritegno della porzione superiore sinistra della facciata Realizzazione fuori opera della mensola in acciaio per la stabilizzazione della porzione superiore sinistra della facciata.
	Cerchiatura delle colonne Cerchiatura delle colonne, che sorreggono gli archi di navata, mediante fasce di poliestere impostate su morali in legno disposti verticalmente.
	Puntellamento della cappella laterale Vista della complessa struttura in tubi-giunti per il puntellamento della cappella laterale. L'opera ha dovuto adattarsi alla geometria della volta.

Fasi realizzative	
	Consolidamento della cappella laterale Realizzazione del placcaggio mediante malta fibrorinforzata, armata con rete di fibra di vetro, per consolidare i pennacchi della volta, che presentavano crolli e sgretolamenti.
	Puntellamento capriata sull'ultima campata a destra L'intervento, che è stato realizzato mediante una struttura a tubi-giunti, svolge una triplice funzione: sostenere una delle capriate della navata laterale, confinare la massa muraria disgregata e sostenere una capriata della navata centrale che poggiava su una muratura gravemente lesionata.

6. TEMPI REALIZZAZIONE, MEZZI, MATERIALI E UOMINI IMPIEGATI

L'intervento, realizzato a più riprese, è stato portato a termine attraverso l'utilizzo di una pluralità di squadre, anche operanti contemporaneamente:

- unità del Comando VVF di Pescara si sono occupate dei puntellamenti dell'abside sinistro, degli archi ogivali e della cappella laterale;
- unità dei Comandi di Forlì-Cesena e Latina hanno effettuato il consolidamento mediante malta fibrorinforzata della cappella;
- il nucleo SAF Sardegna ha realizzato il cerchiaggio della torre campanaria e ha curato l'installazione della mensola in carpenteria metallica di ritegno della parte sommitale sinistra della facciata;
- unità del Comando di Latina hanno realizzato il cerchiaggio delle colonne;
- unità dei Comandi di Forlì-Cesena, Foggia e Rieti, i nuclei SAF Emilia-Romagna e Sicilia si sono occupati delle varie fasi di realizzazione delle torri di stabilizzazione della facciata.

L'intervento è stato avviato a inizio luglio 2009 e ha subito una riorganizzazione dopo l'aggravio del quadro di dissesto, provocato dall'evento sismico del 12 luglio 2009. Al momento delle redazione della presente scheda il puntellamento e la cinturazione delle absidi non erano ancora iniziati.

I mezzi d'opera utilizzati sono stati i seguenti:

- autogru con sbraccio 70 m;
- autoscala VVF;
- piccola betoniera ad azionamento elettrico;
- carotatrice e relativo compressore.

Per l'esecuzione dei pali di fondazione è stata inoltre utilizzata una trivella idraulica noleggiata a freddo.

7. MIGLIORAMENTO E GENERALIZZAZIONE DELLE SOLUZIONI

La scelta di contrastare il ribaltamento fuori piano di facciata mediante la realizzazione di torri in sistema tubi-giunti vincolate alla base ha evidenziato una serie di vantaggi sul piano operativo e del risultato finale ed alcune problematiche sul fronte della standardizzazione.

Tale soluzione risulta di agevole esecuzione e consente, contrariamente all'adozione di sistemi di puntellatura di ritegno, di contenere gli ingombri e quindi consentire la praticabilità delle aree antistanti la parete presidiata. Indicativamente si può considerare un ingombro compreso tra 1/5 e 1/8 dell'altezza della facciata, in relazione alla rigidità che risulta necessario conferire all'opera provvisionale e alla possibilità di realizzare efficaci condizioni di vincolo alla base. Nel caso in esame la definizione e realizzazione dell'ancoraggio al suolo ha richiesto una specifica progettazione e un significativo impegno in sede esecutiva.

L'adozione di torri in sistema tubi-giunti vincolate alla base si prospetta dunque come una soluzione applicabile in una molteplicità di scenari, pur ponendo alcune problematiche in termini di standardizzazione di soluzioni precodificate simili a quelle proposte nel Vademecum STOP.

L'esperienza maturata a seguito del terremoto dell'Aquila, e in particolare il caso in esame, consentono di fare le seguenti considerazioni di carattere generale relativamente all'impiego della tecnologia tubi-giunti per la realizzazione delle opere di messa in sicurezza durante l'emergenza sismica:

- il sistema si presta a realizzare, in modo relativamente semplice e rapido, strutture anche complesse, in quanto consente il trasporto e la movimentazione degli elementi anche senza fare ricorso a mezzi pesanti e gru di grande portata;
- la versatilità del sistema tubi-giunti consente di intervenire anche in condizioni che presentano geometrie articolate e in luoghi interni o esterni caratterizzati da difficoltosa accessibilità o esigua disponibilità di spazi operativi;
- l'impiego di questa tecnologia richiede, generalmente, una progettazione *ad hoc* al fine di valutare, in modo appropriato, non solo l'idoneità dello schema strutturale e di funzionamento del sistema, ma anche e soprattutto l'efficacia delle condizioni di vincolo a terra, in particolare quando, come nel caso della chiesa di San Silvestro, si adottano soluzioni che prevedono l'incastro al suolo.

La definizione di soluzioni standardizzate può avvenire associando ad opportuni scenari operativi, un set di configurazioni strutturali e sistemi di vincolo applicabili. A questo riguardo, il ricorso a micro-pali, adottato nel caso in esame, si prospetta come una delle soluzioni potenzialmente più efficaci e idonee anche per la definizione di schemi esecutivi precodificati.

Bibliografia e Glossario

Bibliografia

Archivio NCP	L'archivio NCP comprende gli atti e gli elaborati tecnici prodotti dal Nucleo e quelli forniti, per il tramite del MiBAC, dalle altre Istituzioni e dai privati relativi agli interventi di messa in sicurezza condivisi e realizzati dal CNVVF.
Abate, 2002	Abate L., (2002). *Roma città del fuoco*. Editore: Comando dei Vigili del Fuoco di Roma, 315 pp.
Ballio e Mazzolani, 1987	Ballio G., Mazzolani F.M., (1987). *Strutture in acciaio*. Hoepli ed., 780 pp.
Bellizzi, 2000	Bellizzi M., (2000). *Le opere provvisionali nell'emergenza sismica*. Agenzia di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale – Roma.
Borri e Grazini, 2004	Borri A., Grazini A., (2004). *Criteri e metodologie per il dimensionamento degli interventi con FRP nel miglioramento sismico degli edifici in muratura*. Atti del XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Genova, 25-29 gennaio 2004.
Dolce et al., 2006	Dolce M., Liberatore D., Moroni C., Perillo G., Spera G., Cacosso A., (2006). *Manuale per le opere provvisionali urgenti post-sisma (OPUS)*. Convenzione tra il Dipartimento della Protezione Civile, ufficio Servizio Sismico Nazionale e l'Università degli Studi della Basilicata. http://postterremoto.altervista.org
Di Pasquale e Dolce, 1999	Di Pasquale G., Dolce M., (1999). *Raccomandazioni per le opere di messa in sicurezza*. Comitato tecnico-scientifico istituito a seguito dell'Ordinanza 2847/98 a seguito del terremoto del 9.9.1998 (Pollino).
Dumonteil, 1992	Dumonteil P., (1992). *Simple equations for effective length factors*. Engineering Journal, AISC, vol. 9 (3), pp. 111-115.
Faccioli e Cauzzi, 2006	Faccioli, E. and C. Cauzzi (2006). *Macroseismic intensities for seismic scenarios estimated from instrumentally based correlations*, Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, paper number 569.
FEMA, 2009	FEMA Urban Search & Rescue, U.S. Army Corps of Engineers, (2009). *Shoring operations guide*. www.disasterengineer.org

Furiozzi et al., 2007	Furiozzi B., Messina C., Paolini L., (2007). *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*. Le Monnier scuola ed., 721 pp.
Gómez Capera et al., 2007	Gómez Capera A.A., Albarello D., Gasperini P., (2007). *Aggiornamento relazioni fra l'intensità macrosismica e PGA*. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D11, http://esse1.mi.ingv.it/d11.html
NTC, 2008	*Nuove norme tecniche per le costruzioni*. D.M. 14 gennaio 2008.
NTC, 2018	*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».* D.M. 17 gennaio 2018.
Lienhard IV e Lienhard V, 2008	Lienhard IV J.H., Lienhard V J.H., (2008). *A heat transfer textbook*. Phlogiston Press, Cambridge Massachussets, 760 pp.
Margottini et al., 1992	Margottini, C., Molin D., Serva L. (1992). *Intensity versus ground motion: A new approach using Italian data*, Engineering Geology, 33, 1, pp. 45-58
Piazza et al., 2005	Piazza M., Tomasi R., Modena R., (2005). *Strutture in legno*. Hoepli ed., 736 pp.
Teci, 2009	Teci, (2009). *Catalogo prodotti*. http://www.teci.it
Würth, 2009	Würth, (2009). *Catalogo prodotti*. http://www.wuerth.it

Glossario

Sigla	Acronimo di:
CCS	Centro Coordinamento Soccorsi
CNVVF	Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
COC	Centro Operativo Comunale
COM	Centro Operativo Misto
CMR	Colonna Mobile Regionale
DICOMAC	Direzione Comando e Controllo
DPI	Dispositivo di Protezione Individuale
DTS	Direttore Tecnico dei Soccorsi
EC	Esecutore Contrattuale
EMER.COM.	Comitato Operativo per l'Emergenza
GOP	Gruppo Opere Provvisionali
GTS	Gruppo Tecnico di Supporto
MiBAC	Ministero per i Beni e le Attività Culturali
NBCR	Nucleare Biologico Chimico e Radiattivo
NCP	Nucleo di Coordinamento delle Opere Provvisionali
POS	Procedura Operativa Standard
ROS	Responsabile delle Operazioni di Soccorso
SAF	Speleo Alpino Fluviale
TAS	Topografia Applicata al Soccorso
UCL	Unità di Crisi Locale
VVF	Vigili del Fuoco

ISBN 978-88-904999-4-4

© CNVVF - 2025