



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



ARCIDIOCESI DI SANT'ANGELO DEI LOMBARDI
CONZA - NUSCO - BISACCIA
PARROCCHIA SAN LORENZO MARTIRE -
CAPOSELE (AV)

Arcidiocesi di Sant'Angelo dei Lombardi Conza - Nusco - Bisaccia

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) - MISSIONE 1 - DIGITALIZZAZIONE, INNOVAZIONE, COMPETITIVITÀ E CULTURA, COMPONENTE 3 - CULTURA 4.0 (M1C3), MISURA 2 "RIGENERAZIONE DI PICCOLI SITI CULTURALI, PATRIMONIO CULTURALE, RELIGIOSO E RURALE, INVESTIMENTO 2.4: "SICUREZZA SISMICA NEI LUOGHI DI CULTO, RESTAURO DEL PATRIMONIO CULTURALE DEL FEC E SITI DI RICOVERO PER LE OPERE D'ARTE (RECOVERY ART)" - LINEA D'AZIONE N. 1 SICUREZZA SISMICA NEI LUOGHI DI CULTO, TORRI E CAMPANILI

**Piano Nazionale
di Ripresa e Resilienza**

#NEXTGENERATIONITALIA



**Campanile Chiesa di S. Lorenzo
Caposele - (AV)
CUP: F36J22000060006**



Progetto ESECUTIVO

(D. Lgs 36/2023 - allegato I.7)

TECNICO INCARICATO PROGETTO
ARCHITETTONICO E STRUTTURALE
Marino Nardiello architetto



rilievi e restituzione grafica piXplan - www.pixplan.it

STRUTTURE

ing. Luca De Simone



R.U.P.

GEOM. LUIGI D'ANGELIS

ALL. D.1

STATO DI FATTO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente progetto interessa lavori di miglioramento sismico del campanile della chiesa di San Lorenzo a Caposele.

In particolare, al fine di migliorare le problematiche riscontrate sulla struttura, il progetto prevede i seguenti interventi:

- a) Ristillatura armata dei giunti dei paramenti murari esistenti mediante l'utilizzo di barre elicoidali certificate EN 845-1 in acciaio Inox AISI 304, installate nei giunti di malta mediante l'inghisaggio con malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità.

In particolare l'intervento consisterà nelle seguenti lavorazioni:

- i. Scarnitura delle vecchie malte presenti nei giunti delle murature e successiva spazzolatura e lavaggio delle fughe;
- ii. Allettamento del giunto precedente scarnito per circa 2/3 dello spessore con malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità;
- iii. Installazione di barra elicoidale mediante pressione manuale avendo cura che la malta di allettamento fuoriesca dai lati della barra;
- iv. Al termine dell'inserimento della barra, stuccatura con la stessa malta in modo da garantire la perfetta sigillatura del giunto e l'inghisaggio della barra garantendo una perfetta aderenza di essa al sub strato.

Tale intervento si realizzerà su tutte le facce esterne accessibili (escluse quelle adiacenti alle strutture vicine), mentre sulle facce interne si prevede l'utilizzo di rinforzi in FRP su tutte le facce, con finitura intonacata. Tale intervento contribuirà a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura portante incrementandone, di fatto, l'area resistente senza andare a modificare l'aspetto esteriore (muratura faccia vista). A vantaggio di sicurezza, nel calcolo la ristillatura dei giunti è stata considerata solo sulla muratura escluso i grossi blocchi lapidei degli angoli, dove non è valutabile con assoluta certezza l'utilizzo di tale sistema.

- b) Consolidamento delle pareti portanti e rigenerazione delle malte degradate dei nuclei murari.

In dettaglio l'intervento sarà realizzato con le seguenti lavorazioni: pulitura manuale e con getti d'aria compressa e d'acqua delle zone di frattura; imbibizione dei lembi della lesione, sbruffatura di malta di composizione analoga a quella originale, puntellatura delle due superfici murarie previa protezione con materassino espanso e tavolato in legno; perforazione verticale della sommità con perforatrice meccanica del diametro di 40 mm con andamento a quinconce addensata nella fascia centrale posteriore della struttura; inserimento di barre d'acciaio inossidabile ad aderenza migliorata.

Tale intervento contribuirà a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura portante. A vantaggio di sicurezza tale intervento non è stato considerato nel calcolo strutturale per la verifica del miglioramento sismico

- c) Realizzazione nuove solette in cemento armato opportunamente ancorata alla struttura esistente. L'intervento comprende la realizzazione di una nuova soletta con rete elettrosaldata zincata del diametro 6 mm maglia 20x20, con la posa in opera di connettori metallici e con il getto del calcestruzzo additivato con fluidificante, eseguito a mano, di altezza media cm. 8-10, rasato in superficie.

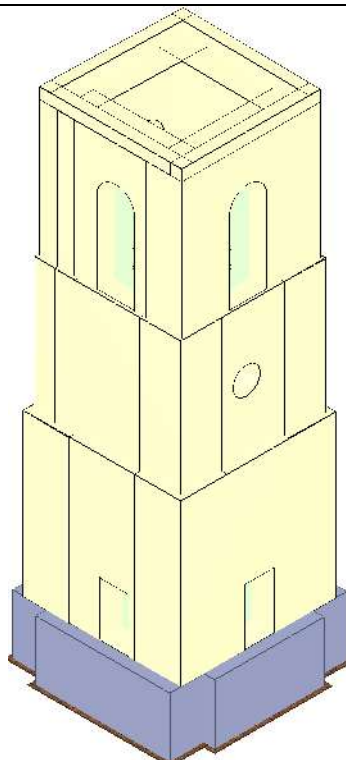
Ricostruzione del solaio crollato con struttura portante in acciaio (profili IPE), come da tavole grafiche allegate.

Tale intervento consentirà di eliminare tutte le problematiche legate ai solai esistenti.

-
- d) Sostituzione dei tiranti e delle catene esistenti con nuovi tiranti/catene in acciaio.
Tale intervento contribuirà a migliorare l'ammorsamento tra le pareti esistenti al fine di ripristinare la stabilità strutturale e garantire un'efficace messa in sicurezza delle pareti in muratura portante.
- e) Realizzazione di una nuova scala di collegamento tra i piani. Il collegamento tra piano terra e primo avverrà per mezzo di una scala a chiocciola prefabbricata e certificata; il collegamento tra il piano primo ed il piano secondo avverrà per mezzo di scala realizzata con profili di lamiera; l'ultimo livello sarà raggiunto per mezzo di scala retrattile prefabbricata e certificata (tipo scala marinara). In dettaglio la struttura portante della scala da realizzarsi sarà del tipo in acciaio S275, realizzata con lamiera spessore 3 mm e pilastri scatolati, i collegamenti verranno realizzati con saldature del tipo a filo continuo sotto miscela di gas protettivo (realizzate in officina) e bulloneria certificata secondo le norme UNI in vigore. La struttura verrà pertanto fornita preassemblata in officina da montare esclusivamente mediante bullonatura dei pezzi.
Tale intervento contribuirà a migliorare la stabilità strutturale della scala.
- f) Ricostruzione del cordolo di copertura in cemento armato rivestito di muratura piena di mattoni che avrà la funzione anche di antiribaltamento.
- g) Ricostruzione della copertura con struttura in legno lamellare, di forma e dimensione identica a quella preesistente.
- h) Ricostruzione dell'incastellatura delle campane, realizzata con profili standard in acciaio opportunamente zincati.
In dettaglio la struttura portante sarà del tipo in acciaio S275, saranno utilizzati profili metallici standard (HEA e UPN), i collegamenti verranno realizzati con saldature del tipo a filo continuo sotto miscela di gas protettivo (realizzate in officina) e bulloneria certificata secondo le norme UNI in vigore. La struttura verrà pertanto fornita preassemblata in officina da montare esclusivamente mediante bullonatura dei pezzi.

Nel calcolo dello stato di fatto e della situazione di progetto, al fine di valutare la continuità strutturale del campanile con la chiesa adiacente (che interessa una parte di due lati del campanile ai piani bassi) sui muri in comune dell'Unità Strutturale oggetto di intervento sono state applicate le azioni derivanti dalle murature, dai solai e dalla struttura adiacente non oggetto di intervento.

Allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione, si riporta nel seguito una vista assonometrica dello stato di fatto:



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 6 - *"Progettazione delle strutture di muratura"* - EN 1996-1-1.

Eurocodice 3 - *"Progettazione delle strutture in acciaio"* - EN 1993-1-1.

CNR-DT 206 R1/2018 - *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"*.

Eurocodice 5 - *"Progettazione delle strutture di legno"* - EN 1995-1-1.

CNR-DT 215/2018 *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica"*.

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) "Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM"

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI MURATURA

															Caratteristiche Muratura			
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/} f _{cd,v/}	f _{tm(k)/} f _{td,v/}	f _{cm(k),0/} f _{cd,0,v/}	f _{vm(k)0/} f _{vd0,v/}	τ _{0/} τ _{0d,v/}	μ	λ	TRT			
								f _{cd,s}	f _{td,s}	f _{cd,0,s}	f _{vd0,s}	τ _{0d,s}			M	F		
								[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo - (M.P.S.)																		
001	20 000	0,00001 0	1 890	634	60	F	2,50 2,00	4,30	0,089	5,10	0,089	0,089	0,40	20	2	2		
								1,43	0,030	1,70	0,030	0,030						
								1.79	0.037	2.13	0.037	0.037						

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{Sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}/f_{cd,v}/f_{cd,s}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{tm(k)}/f_{td,v}/f_{td,s}$	$f_{tm(k)}$ = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{cm(k),0}/f_{cd,0,v}/f_{cd,0,s}$	$f_{cm(k),0}$ = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{vm(k),0}/f_{vd,0,v}/f_{vd,0,s}$	$f_{vm(k),0}$ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd,0,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$\tau_0/\tau_{0d,v}/\tau_{0d,s}$	τ_0 = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $\tau_{0d,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $\tau_{0d,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

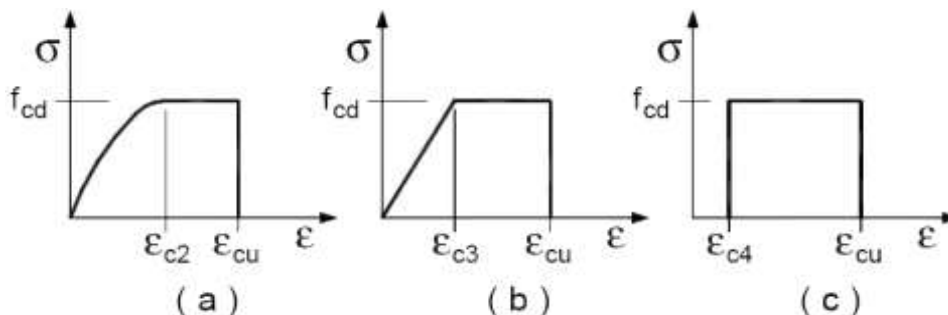
I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti,

nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m è assunto pari al massimo tra 80% del γ_m in condizioni non sismiche e 2 (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

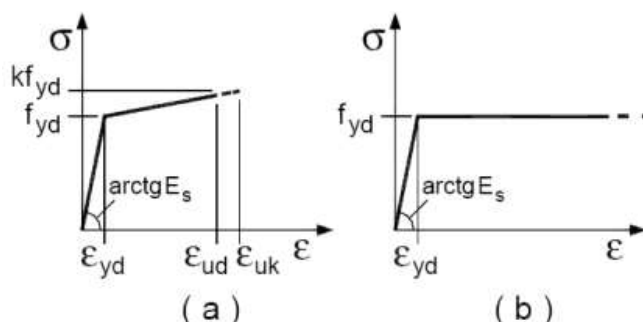
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili** e **fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

La stima della resistenza del calcestruzzo nei punti dove sono state condotte prove non distruttive avviene attraverso una correlazione analitica tra i parametri non distruttivi **velocità ultrasonica (V)**, **indice sclerometrico (N)** e la **resistenza del calcestruzzo (R_c)**, utilizzando le seguenti relazioni:

- $R_c = a \cdot N^b$ Prove sclerometriche
- $R_c = a \cdot \exp^{bV}$ Prove ultrasoniche
- $R_c = a \cdot N^b \cdot V^c$ SonReb

I coefficienti a , b e c devono essere determinati attraverso calibrazioni eseguite sui valori della resistenza del calcestruzzo R_c ottenuti dai carotaggi eseguiti negli stessi punti dove sono stati rilevati anche l'indice sclerometrico N e la velocità ultrasonica V .

Il numero minimo di calibrazioni necessarie a stimare i coefficienti a , b e c di cui sopra, sono:

- Carotaggi + Sclerometriche: 3 coppie (R_c , N);
- Carotaggi + Ultrasoniche: 3 coppie (R_c , V);
- Carotaggi + SonReb: 4 terne (R_c , N , V).

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Il campanile è stato realizzato (vedi relazione storica) in un periodo in cui non vi era obbligo di presentazione di pratiche strutturali per la realizzazione e pertanto non vi sono titoli abilitativi sismici per la struttura. Ne consegue che non vi sono riferimenti documentali dal punto di vista strutturale.

Dal punto di vista delle informazioni storiche si rimanda, invece, alla relazione storica prodotta.

• Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

La struttura oggetto di intervento è un campanile con una forma in pianta assimilabile ad un quadrato di lato 5,80 m e si sviluppa su 4 livelli oltre il piano copertura. Per tutte le informazioni architettoniche e dimensionali si rimanda alle tavole specifiche.

Tutte le geometrie sono state rilevate per mezzo di opportuni strumenti di misurazione (drone, laser e misure manuali) che hanno consentito di conoscere pienamente tutte le dimensioni geometriche e dimensionali del campanile.

Al fine di conoscere in maniera approfondita le caratteristiche strutturali sono state realizzate le seguenti prove, a cura del laboratorio autorizzato PROLAB srl, in data 18 e 19 giugno 2024:

- Prova Petrografica;
- Endoscopie;
- Esami Visivo;
- Prova sonica su muratura;
- Martinetto piatto singolo.
- Martinetto piatto doppio.

Tutte le prove su elencate sono state eseguite nel rispetto del D.M 17/01/2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e della relativa Circolare del Ministero Infrastrutture e dei Trasporti del 21/01/2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

Per l'esecuzione delle prove si è fatto riferimento alle seguenti norme: UNI EN 12407:2001 Metodi di prova per pietre naturali - Esame petrografico - UNI EN 13018:2016 Prove non distruttive – indagini endoscopiche - UNI EN 13018:2016 Prove non distruttive – Esame Visivo - UNI EN 12504-4:2005 Prove non distruttive Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici - ASTM C1196-14a - ASTM C1197-14a Prove con martinetti piatto singoli e doppi.

• **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella realizzazione dell'opera sono state rilevate dalle prove di cui al punto precedente.

Inoltre sono state condotte in sito delle prove geologiche/geotecniche che hanno consentito di caratterizzare il terreno di fondazione interessato dalla costruzione.

La struttura, pertanto, non presenta termini ignoti circa la geometria, i materiali o le condizioni al contorno, come il terreno di fondazione e l'interazione fra la struttura e il terreno di fondazione

Dai risultati delle prove effettuate e dai vari sopralluoghi effettuati per le carenze visibili è possibile ritenere che la struttura portante del campanile abbia le seguenti carenze:

- Le malte della struttura portante sono particolarmente degradate in quanto hanno subito l'effetto del corso del tempo;
- I solai intermedi presentano evidenti lesioni nei punti maggiormente sollecitati ed il punto di giunzione solaio – muratura presenta evidenti distaccamenti per cui il collegamento solaio – muratura non appare per nulla in buono stato;
- Alcune pietre della muratura portante sono particolarmente degradate e non hanno più le caratteristiche meccaniche e di resistenza tali da assicurare sicurezza alla struttura;
- I tiranti e le catene in acciaio esistenti presentano evidenti strati di corrosione che ne hanno ridotto notevolmente i diametri;
- Il collegamento tra i vari livelli è garantito per mezzo di una scala mobile con evidenti strati di corrosione dovuti al corso del tempo, nonché evidenti cedimenti nei punti di collegamento tra i vari elementi (compreso le saldature);
- L'incastellatura delle campane, realizzata in acciaio, presenta evidenti segni di deterioramento in virtù anche delle sollecitazioni a cui è sottoposta durante il movimento delle campane, nonché in virtù del corso del tempo.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "*Riduzione Automatica*" è dato dalle successive espressioni (*Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

									Analisi carichi	
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]
001	S	Soletta in c.a.	Solaio	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	-	-	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	0
002	S	Copertura piana	Coperture accessibili solo per manutenzione	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	400	Massetto	100	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	611
003	C	Campana – carico massimo – campana più pesante	Campana in movimento	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	-	-		27000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

1. definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
2. individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
3. determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
4. calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.815524	15.225861	392

7.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidità è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione. La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	NON REGOLARE

7.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0717	2.355	0.293	1.41	0.137	0.412	1.887	1.20
SLD	0.0957	2.325	0.321	1.38	0.148	0.443	1.983	1.20
SLV	0.2956	2.294	0.394	1.32	0.174	0.523	2.782	1.13
SLC	0.3932	2.351	0.417	1.31	0.182	0.546	3.173	1.03

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00;**
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00;**
Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

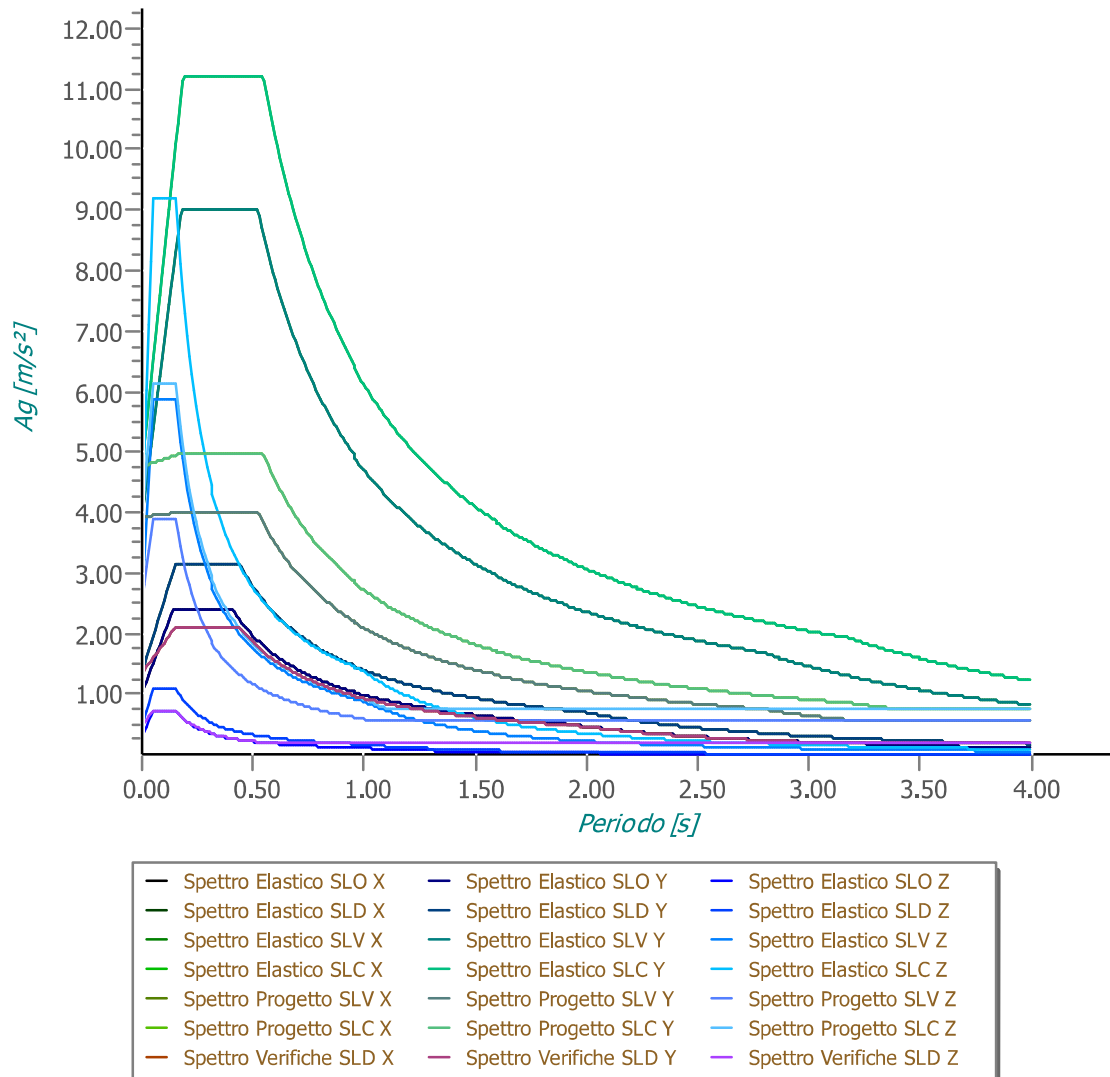
Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2.250 ;**
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2.250 ;**
Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



7.3 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	95.66
salvaguardia della vita	Y	94.91
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

7.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

7.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

7.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate

condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **2 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki},$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (1) e "**Rara**" (1).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8.4 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

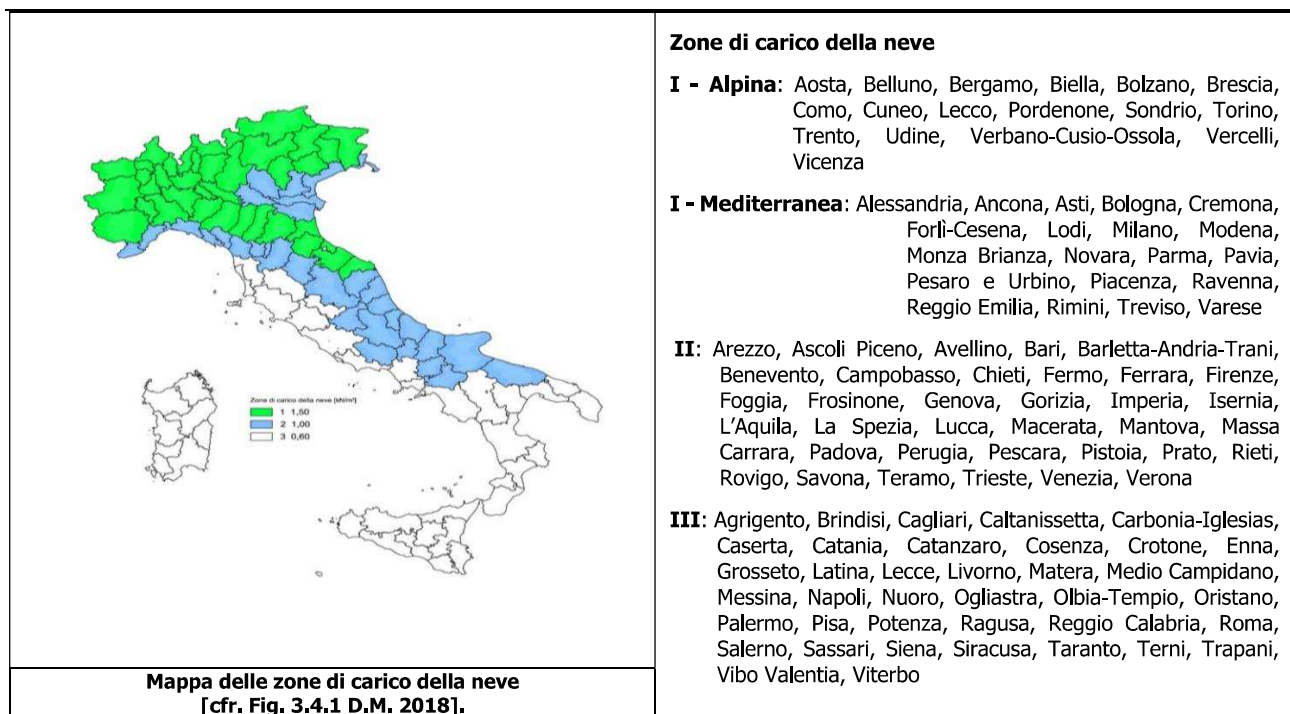
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²



- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

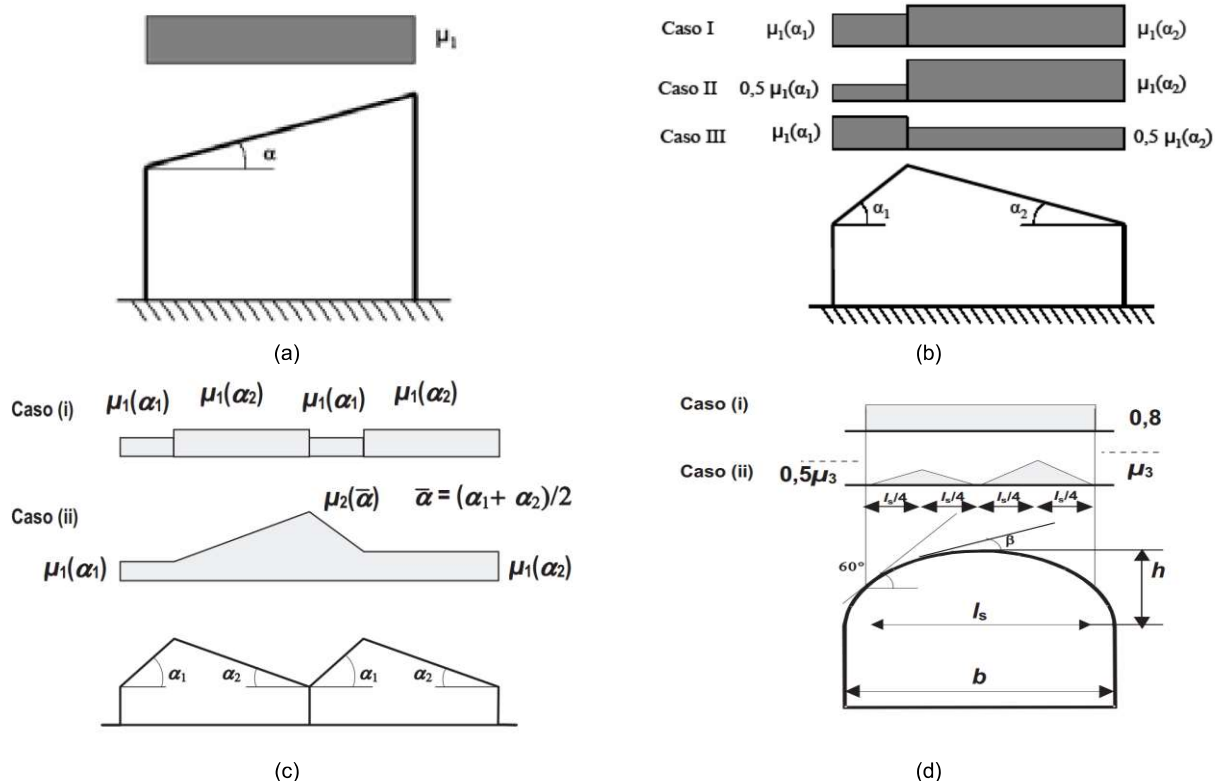
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr.

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

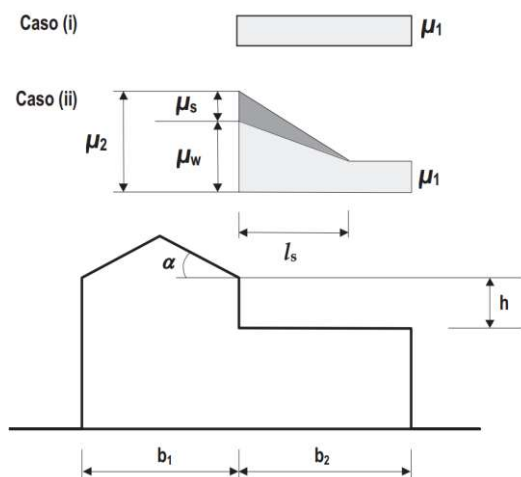
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

8.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(e)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	20122001
Intestatario Licenza	DE SIMONE ing. LUCA
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli

elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

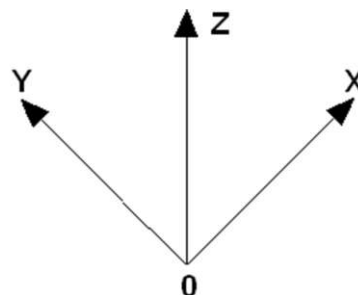
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

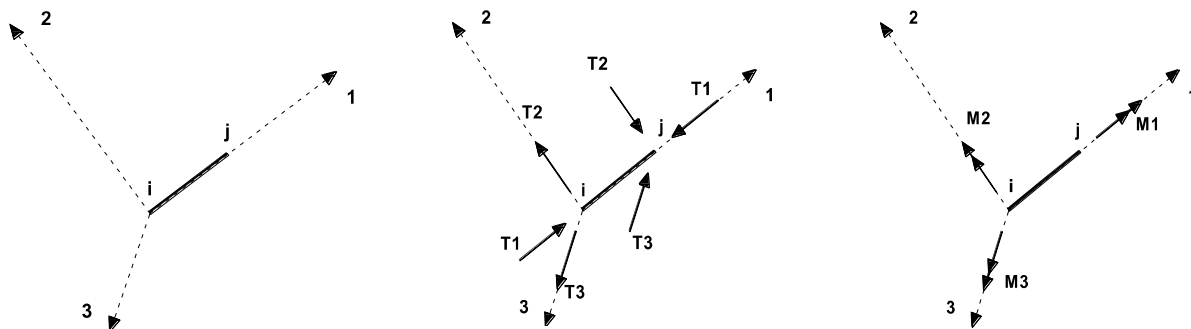
9.3 Sistemi di Riferimento

9.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

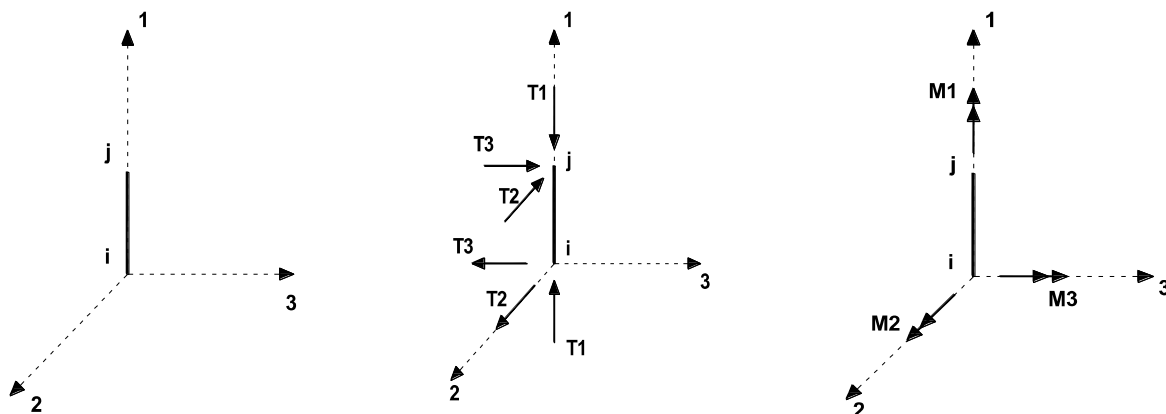
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

9.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

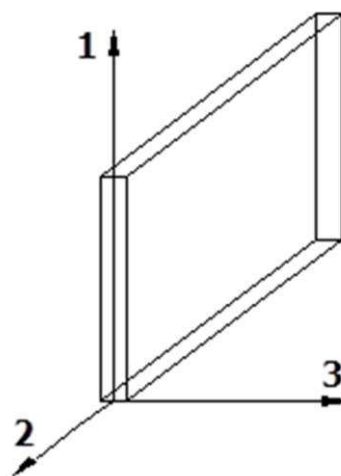
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

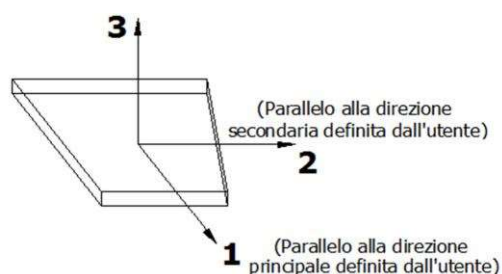
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

9.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

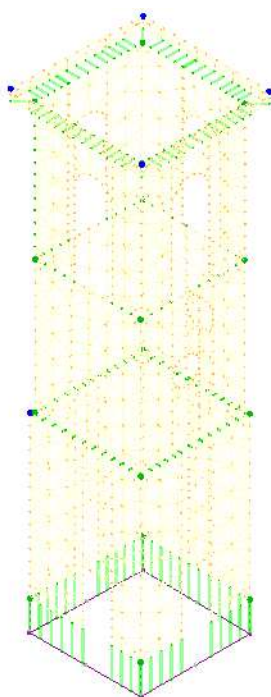


9.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti "Muro", con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo "shell" ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliente, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un'apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fascie**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all'inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell'elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento "cordolo" in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.

In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliente (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente

per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1 Verifiche di Resistenza

10.1.1 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_u), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018 .
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i / t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S / N_S + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- **Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- **Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0}; \\ V_p &= H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]; \end{aligned}$$

dove

h : altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di

meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

10.1.1.1 Elementi in muratura esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in muratura:

Maschi	Fasce
– Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione	– Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione
– Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio	– Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio
– Rinforzo con Betoncino Armato	– Rinforzo con Betoncino Armato
– Rappezzo	– Rappezzo

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di maschi e fasce mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state adottate le "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie*" (CNR-DT 200 R1/2013). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica*" (CNR-DT 215/2018). nonché le "*Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM*", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

10.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

10.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

11 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

PROGETTO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente progetto interessa lavori di miglioramento sismico del campanile della chiesa di San Lorenzo a Caposele.

In particolare, al fine di migliorare le problematiche riscontrate sulla struttura, il progetto prevede i seguenti interventi:

- i) Ristillatura armata dei giunti dei paramenti murari esistenti mediante l'utilizzo di barre elicoidali certificate EN 845-1 in acciaio Inox AISI 304, installate nei giunti di malta mediante l'inghisaggio con malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità.

In particolare l'intervento consisterà nelle seguenti lavorazioni:

- i. Scarnitura delle vecchie malte presenti nei giunti delle murature e successiva spazzolatura e lavaggio delle fughe;
- ii. Allettamento del giunto precedente scarnito per circa 2/3 dello spessore con malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità;
- iii. Installazione di barra elicoidale mediante pressione manuale avendo cura che la malta di allettamento fuoriesca dai lati della barra;
- iv. Al termine dell'inserimento della barra, stuccatura con la stessa malta in modo da garantire la perfetta sigillatura del giunto e l'inghisaggio della barra garantendo una perfetta aderenza di essa al sub strato.

Tale intervento si realizzerà su tutte le facce esterne accessibili (escluse quelle adiacenti alle strutture vicine), mentre sulle facce interne si prevede l'utilizzo di rinforzi in FRP su tutte le facce, con finitura intonacata. Tale intervento contribuirà a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura portante incrementandone, di fatto, l'area resistente senza andare a modificare l'aspetto esteriore (muratura faccia vista). A vantaggio di sicurezza, nel calcolo la ristillatura dei giunti è stata considerata solo sulla muratura escluso i grossi blocchi lapidei degli angoli, dove non è valutabile con assoluta certezza l'utilizzo di tale sistema.

- j) Consolidamento delle pareti portanti e rigenerazione delle malte degradate dei nuclei murari. In dettaglio l'intervento sarà realizzato con le seguenti lavorazioni: pulitura manuale e con getti d'aria compressa e d'acqua delle zone di frattura; imbibizione dei lembi della lesione, sbruffatura di malta di composizione analoga a quella originale, puntellatura delle due superfici murarie previa protezione con materassino espanso e tavolato in legno; perforazione verticale della sommità con perforatrice meccanica del diametro di 40 mm con andamento a quinconce addensata nella fascia centrale posteriore della struttura; inserimento di barre d'acciaio inossidabile ad aderenza migliorata.

Tale intervento contribuirà a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura portante.

- k) Realizzazione nuove solette in cemento armato opportunamente ancorata alla struttura esistente. L'intervento comprende la realizzazione di una nuova soletta con rete elettrosaldata zincata del diametro 6 mm maglia 20x20, con la posa in opera di connettori metallici e con il getto del calcestruzzo additivato con fluidificante, eseguito a mano, di altezza media cm. 8-10, rasato in superficie.

Tale intervento consentirà di eliminare tutte le problematiche legate ai solai esistenti.

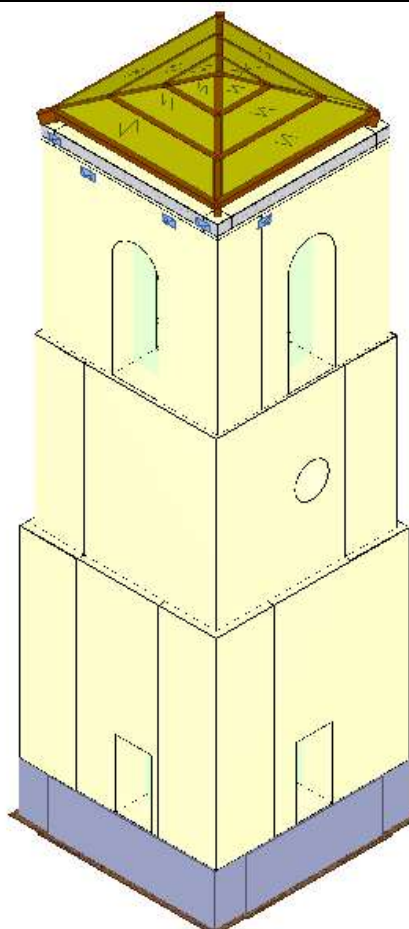
- l) Sostituzione dei tiranti e delle catene esistenti con nuovi tiranti/catene in acciaio.

Tale intervento contribuirà a migliorare l'ammorsamento tra le pareti esistenti al fine di ripristinare

la stabilità strutturale e garantire un'efficace messa in sicurezza delle pareti in muratura portante.

- m) Realizzazione di una nuova scala di collegamento tra i piani. Il collegamento tra piano terra e primo avverrà per mezzo di una scala a chiocciola prefabbricata e certificata; il collegamento tra il piano primo ed il piano secondo avverrà per mezzo di scala realizzata con profili di lamiera; l'ultimo livello sarà raggiunto per mezzo di scala retrattile prefabbricata e certificata (tipo scala marinara). In dettaglio la struttura portante della scala da realizzarsi sarà del tipo in acciaio S275, realizzata con lamiera spessore 3 mm e pilastri scatolati, i collegamenti verranno realizzati con saldature del tipo a filo continuo sotto miscela di gas protettivo (realizzate in officina) e bulloneria certificata secondo le norme UNI in vigore. La struttura verrà pertanto fornita preassemblata in officina da montare esclusivamente mediante bullonatura dei pezzi.
Tale intervento contribuirà a migliorare la stabilità strutturale della scala.
- n) Ricostruzione del cordolo di copertura in cemento armato rivestito di muratura piena di mattoni che avrà la funzione anche di antiribaltamento.
- o) Ricostruzione della copertura con struttura in legno lamellare, di forma e dimensione identica a quella preesistente.
- p) Ricostruzione dell'incastellatura delle campane, realizzata con profili standard in acciaio opportunamente zincati.
In dettaglio la struttura portante sarà del tipo in acciaio S275, saranno utilizzati profili metallici standard (HEA e UPN), i collegamenti verranno realizzati con saldature del tipo a filo continuo sotto miscela di gas protettivo (realizzate in officina) e bulloneria certificata secondo le norme UNI in vigore. La struttura verrà pertanto fornita preassemblata in officina da montare esclusivamente mediante bullonatura dei pezzi.

Allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione, si riporta nel seguito una vista assonometrica:



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 6 - *"Progettazione delle strutture di muratura"* - EN 1996-1-1.

Eurocodice 3 - *"Progettazione delle strutture in acciaio"* - EN 1993-1-1.

CNR-DT 206 R1/2018 - *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"*.

Eurocodice 5 - *"Progettazione delle strutture di legno"* - EN 1995-1-1.

CNR-DT 215/2018 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica".

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) "Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM"

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/} f _{cd,v/}	f _{tm(k)/} f _{td,v/}	f _{cm(k),0/} f _{cd,0,v/}	f _{vm(k)0/} f _{vd0,v/}	τ _{0/} τ _{0d,v/}	μ	λ	TRT	
								f _{cd,s}	f _{td,s}	f _{cd,0,s}	f _{vd0,s}	τ _{0d,s}			M	F
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo - (M.P.S.)																
004	20 000	0,00001 0	2 614	877	60	F/P	2,50 2,00	5,10	0,110	5,10	0,110	0,110	0,40	20	2	2
								1,70	0,037	1,70	0,037	0,037				
								2.13	0.046	2.13	0.046	0.046				

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{Sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}/f_{cd,v}/f_{cd,s}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{tm(k)}/f_{td,v}/f_{td,s}$	$f_{tm(k)}$ = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{cm(k),0}/f_{cd,0,v}/f_{cd,0,s}$	$f_{cm(k),0}$ = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{vm(k),0}/f_{vd,0,v}/f_{vd,0,s}$	$f_{vm(k),0}$ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd,0,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$\tau_0/\tau_{0d,v}/\tau_{0d,s}$	τ_0 = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $\tau_{0d,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $\tau_{0d,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL V}	γ _{M3,SL E}	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio INOX - Acciaio in Tondini																	
004	78.500	0,00001 0	210.00 0	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)																	
005	78.500	0,00001 2	210.00 0	80.769	P	40	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						80	255,00	410,00	242,86								
8.8 - Acciaio per Bulloni - (8.8)																	
004	78.500	0,00001 2	210.00 0	80.769	-	-	640,00	800,00	512,00	-	1,25	-	-	1,25	1,10	1,10	1,00
S275 - Acciaio per Saldature - (S275)																	
005	78.500	0,00001 2	210.00 0	80.769	-	-	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
S275 - Acciaio per Piastre - (S275)																	
006	78.500	0,00001 2	210.00 0	80.769	-	40	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						80	255,00	410,00	242,86								

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd}	Resistenza di calcolo
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ_{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ_{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precario di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno																	
N _{id}	Tp	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m ³]	[N/m ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]					[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LL GL24h - (GL24h)																	
002	L	3.850	4.200	650	P	24,00	3,500	1,45	1,00	0,1	0	0,000004	9.600	540	11.500	24,00	19,20
											90	0,000058	-	-	300	2.50	0.50

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
Tp	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ_k	Peso specifico.
γ_{mean}	Peso specifico medio.
G_{mean}	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{m,k}	Resistenza a flessione.
f_{v,k}	Resistenza a taglio.
γ_M	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
γ_{M,e}	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
β_c	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E_{i,05}	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
G_{i,05}	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
E_{i,mean}	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
f_{c,i,k}	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
f_{t,i,k}	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali										
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn} TP _{FRP}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]				
Rinforzo FRP - (FRP)										
002	18.200	0,000001	230.000	92.000	100	3.430,00	1,00	0,80	0,95	S CFRP
							1,20		0,85	
							1,10		0,85	

LEGENDA:

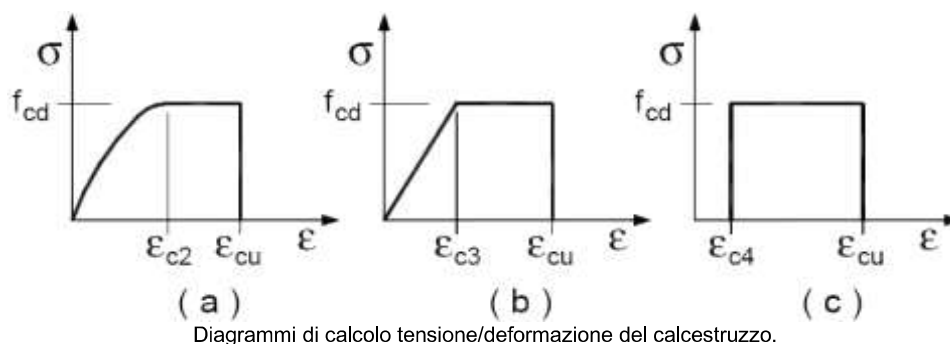
N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
f _{rk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP _{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP _{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; AFRP = "arammidica/epossidica"; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m è assunto pari al massimo tra 80% del γ_m in condizioni non sismiche e 2 (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.

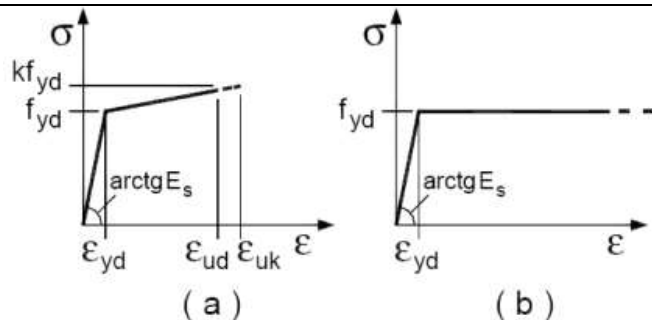


I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili e fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC) seguenti:

Livello di conoscenza	Livello di conoscenza e fattore di confidenza
	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

La stima della resistenza del calcestruzzo nei punti dove sono state condotte prove non distruttive avviene attraverso una correlazione analitica tra i parametri non distruttivi **velocità ultrasonica** (V), **indice sclerometrico** (N) e la **resistenza del calcestruzzo** (R_c), utilizzando le seguenti relazioni:

- $R_c = a \cdot N^b$ Prove sclerometriche
- $R_c = a \cdot \exp^{bV}$ Prove ultrasoniche
- $R_c = a \cdot N^b \cdot V^c$ SonReb

I coefficienti a , b e c devono essere determinati attraverso calibrazioni eseguite sui valori della resistenza del calcestruzzo R_c ottenuti dai carotaggi eseguiti negli stessi punti dove sono stati rilevati anche l'indice sclerometrico N e la velocità ultrasonica V .

Il numero minimo di calibrazioni necessarie a stimare i coefficienti a , b e c di cui sopra, sono:

- Carotaggi + Sclerometriche: 3 coppie (R_c , N);
- Carotaggi + Ultrasoniche: 3 coppie (R_c , V);
- Carotaggi + SonReb: 4 terne (R_c , N , V).

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• **Analisi storico-critica**

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Il campanile è stato realizzato (vedi relazione storica) in un periodo in cui non vi era obbligo di presentazione di pratiche strutturali per la realizzazione e pertanto non vi sono titoli abilitativi sismici per la struttura. Ne consegue che non vi sono riferimenti documentali dal punto di vista strutturale.

Dal punto di vista delle informazioni storiche si rimanda, invece, alla relazione storica prodotta.

• **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

La struttura oggetto di intervento è un campanile con una forma in pianta assimilabile ad un quadrato di lato 5,80 m e si sviluppa su 4 livelli oltre il piano copertura. Per tutte le informazioni architettoniche e dimensionali si rimanda alle tavole specifiche.

Tutte le geometrie sono state rilevate per mezzo di opportuni strumenti di misurazione (drone, laser e misure manuali) che hanno consentito di conoscere pienamente tutte le dimensioni geometriche e dimensionali del campanile.

Al fine di conoscere in maniera approfondita le caratteristiche strutturali sono state realizzate le seguenti prove, a cura del laboratorio autorizzato PROLAB srl, in data 18 e 19 giugno 2024:

- Prova Petrografica;
- Endoscopie;
- Esami Visivo;
- Prova sonica su muratura;
- Martinetto piatto singolo.
- Martinetto piatto doppio.

Tutte le prove su elencate sono state eseguite nel rispetto del D.M 17/01/2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e della relativa Circolare del Ministero Infrastrutture e dei Trasporti del 21/01/2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

Per l'esecuzione delle prove si è fatto riferimento alle seguenti norme: UNI EN 12407:2001 Metodi di prova per pietre naturali - Esame petrografico - UNI EN 13018:2016 Prove non distruttive – indagini endoscopiche - UNI EN 13018:2016 Prove non distruttive – Esame Visivo - UNI EN 12504-4:2005 Prove non distruttive Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici - ASTM C1196-14a - ASTM C1197-14a Prove con martinetti piatto singoli e doppi.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella realizzazione dell'opera sono state rilevate dalle prove di cui al punto precedente.

Inoltre sono state condotte in sito delle prove geologiche/geotecniche che hanno consentito di caratterizzare il terreno di fondazione interessato dalla costruzione.

La struttura, pertanto, non presenta termini ignoti circa la geometria, i materiali o le condizioni al contorno, come il terreno di fondazione e l'interazione fra la struttura e il terreno di fondazione

Dai risultati delle prove effettuate e dai vari sopralluoghi effettuati per le carenze visibili è possibile ritenere che la struttura portante del campanile abbia le seguenti carenze:

- Le malte della struttura portante sono particolarmente degradate in quanto hanno subito l'effetto del corso del tempo;
- I solai intermedi presentano evidenti lesioni nei punti maggiormente sollecitati ed il punto di giunzione solaio – muratura presenta evidenti distaccamenti per cui il collegamento solaio – muratura non appare per nulla in buono stato;
- Alcune pietre della muratura portante sono particolarmente degradate e non hanno più le caratteristiche meccaniche e di resistenza tali da assicurare sicurezza alla struttura;
- I tiranti e le catene in acciaio esistenti presentano evidenti strati di corrosione che ne hanno ridotto notevolmente i diametri;
- Il collegamento tra i vari livelli è garantito per mezzo di una scala mobile con evidenti strati di corrosione dovuti al corso del tempo, nonché evidenti cedimenti nei punti di collegamento tra i vari elementi (compreso le saldature);
- L'incastellatura delle campane, realizzata in acciaio, presenta evidenti segni di deterioramento in virtù anche delle sollecitazioni a cui è sottoposta durante il movimento delle campane, nonché in virtù del corso del tempo.

- **Coefficienti correttivi utilizzati di cui alla tabella C8.5.II**

Nel calcolo della situazione di progetto sono stati utilizzati i seguenti coefficienti correttivi riferiti a Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo:

Iniezioni di miscela: 1,2

Intonaco armato: 1,4

Ristillatura armata con connessione dei paramenti: 1,0.

Tutti i coefficienti sono inferiori ai valori massimi di cui alla tabella C8.5.II

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbalzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.25}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Soletta in c.a.	Solaio	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	-	-	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	0
002	S	Copertura in Legno	Coperture accessibili solo per manutenzione	Orditura secondaria e tavolato in legno	300	Manto di tegole e guaina impermeabile	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	611
003	S	Scala in acciaio	Scala	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	-	-	Scale comuni, balconi, ballatoi (Cat. B – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4000	0
004	C	Campana – carico massimo – campana più pesante	Campana in movimento	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	-	-		27000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

5. definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
6. individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
7. determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
8. calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
40.815524	15.225861	392

7.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	NON REGOLARE

7.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0717	2.355	0.293	1.41	0.137	0.412	1.887	1.20
SLD	0.0957	2.325	0.321	1.38	0.148	0.443	1.983	1.20
SLV	0.2956	2.294	0.394	1.32	0.174	0.523	2.782	1.13
SLC	0.3932	2.351	0.417	1.31	0.182	0.546	3.173	1.03

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

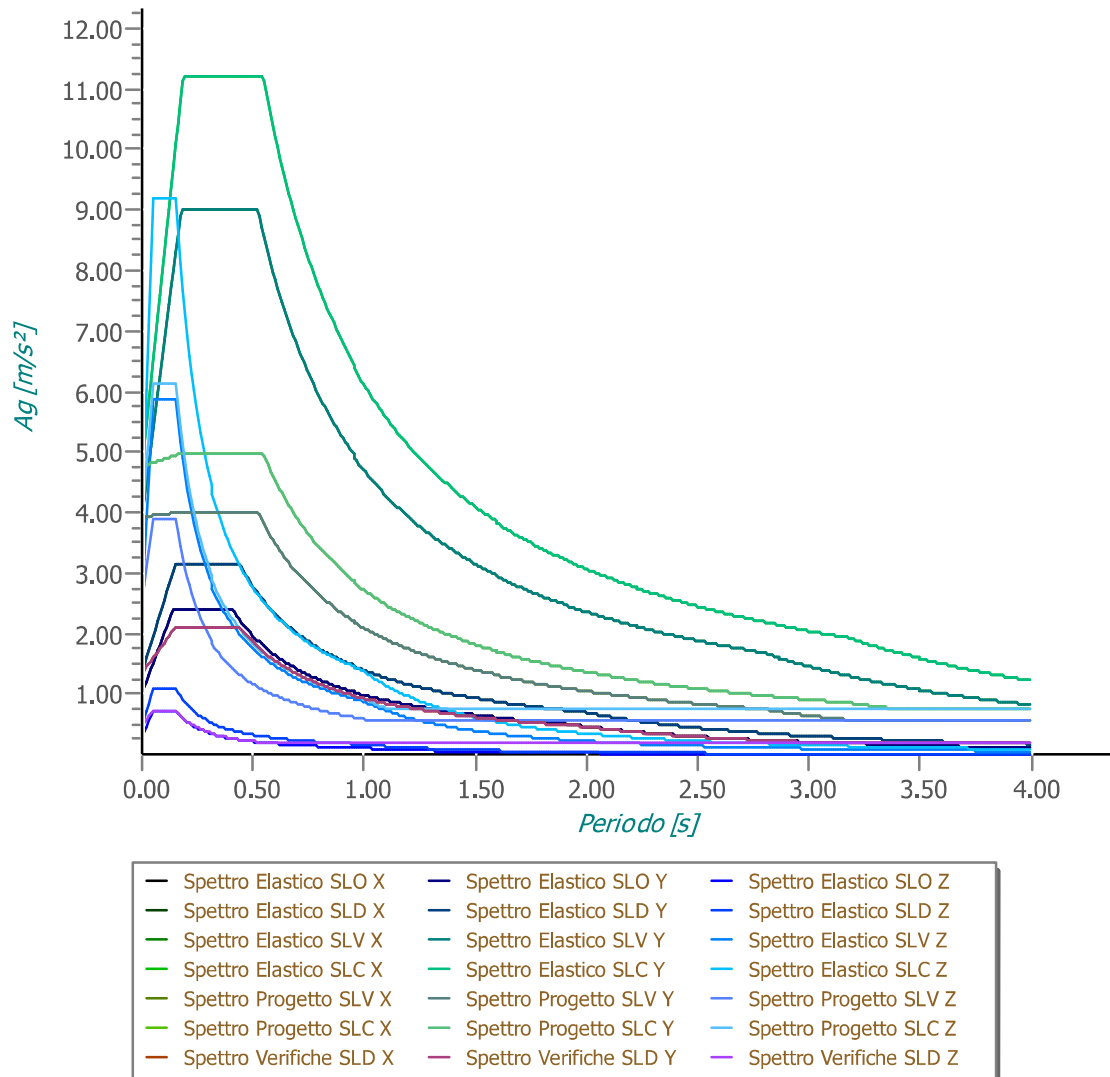
Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2.250** ;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2.250** ;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15 % (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



7.3 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	97.35
salvaguardia della vita	Y	90.03
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

7.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

7.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

7.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate

condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

8 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

8.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **2 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

8.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki},$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (1) e "**Rara**" (1).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8.4 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

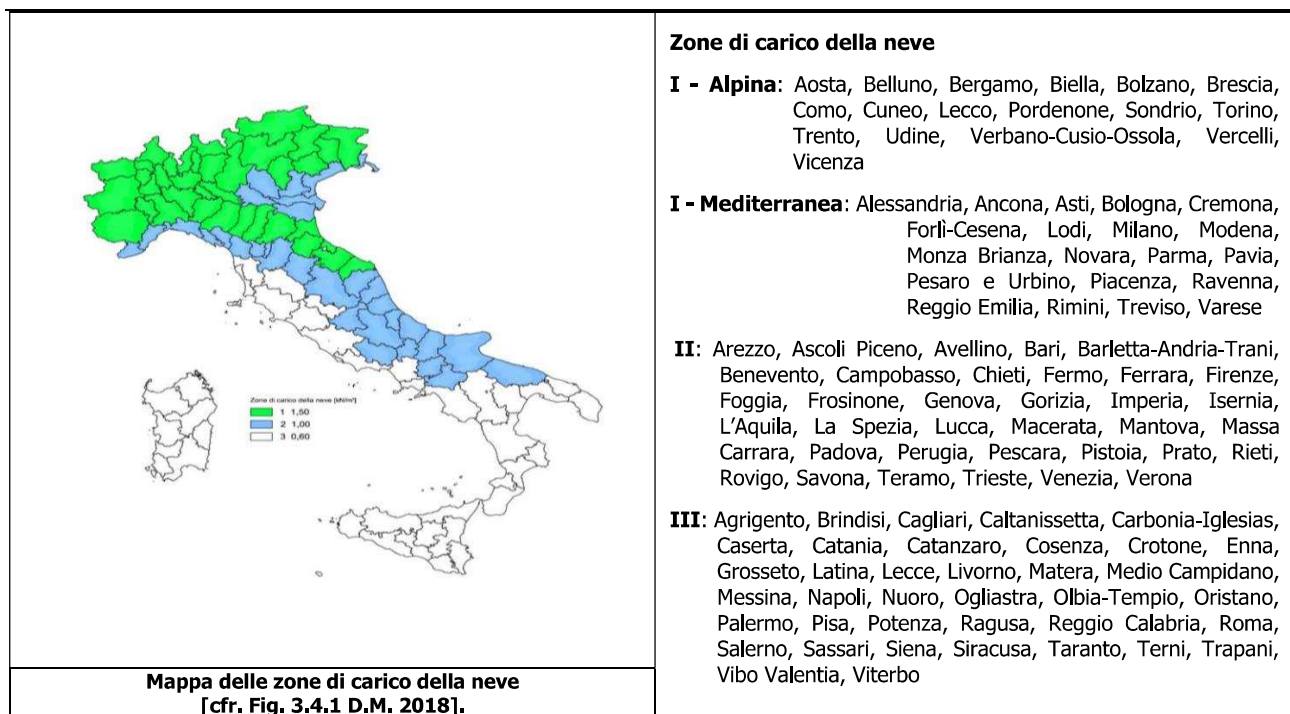
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²



- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

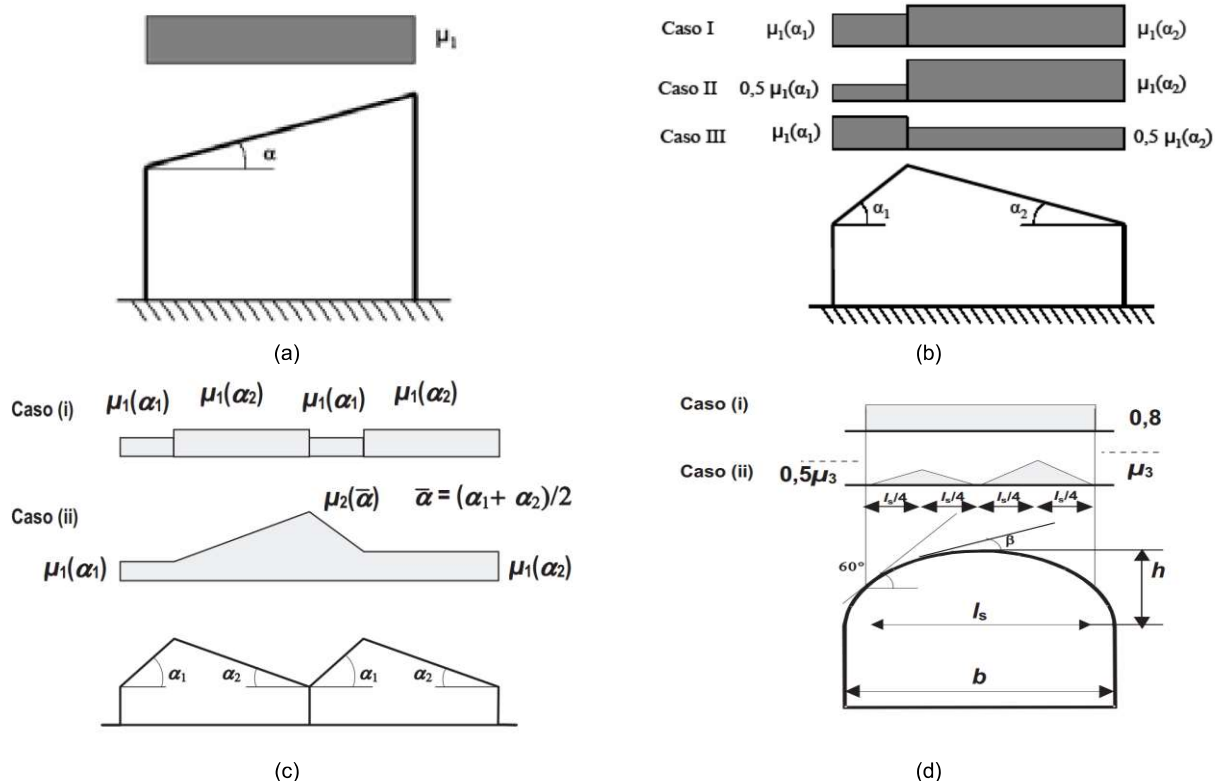
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr.

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

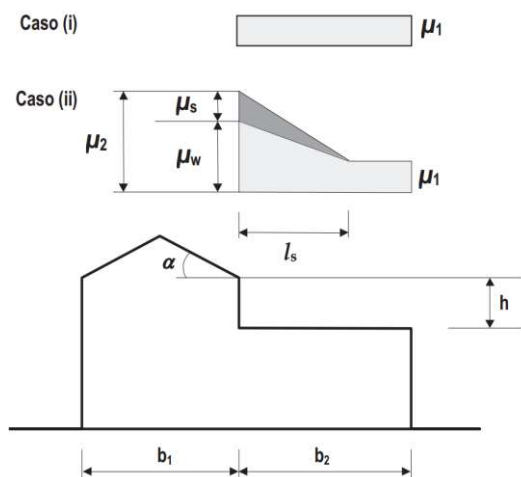
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

8.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(e)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	20122001
Intestatario Licenza	DE SIMONE ing. LUCA
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli

elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

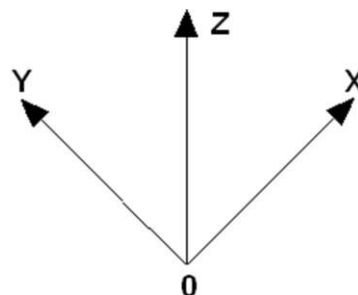
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

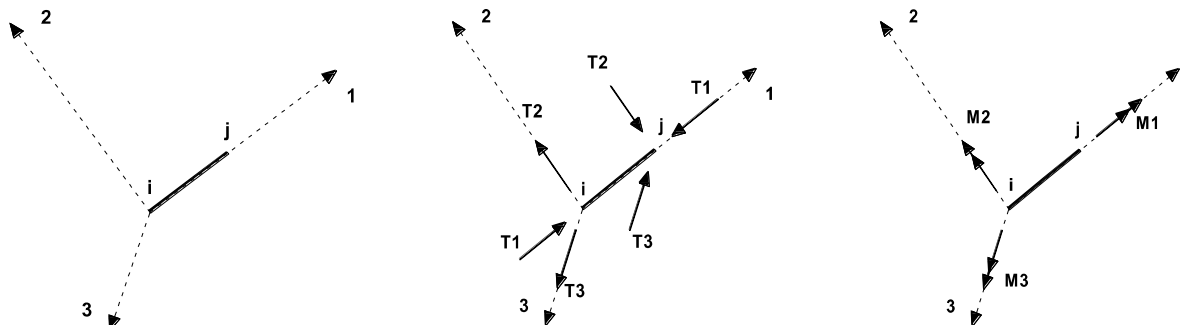
9.3 Sistemi di Riferimento

9.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



9.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo

normale, momenti flettenti e torcenti.

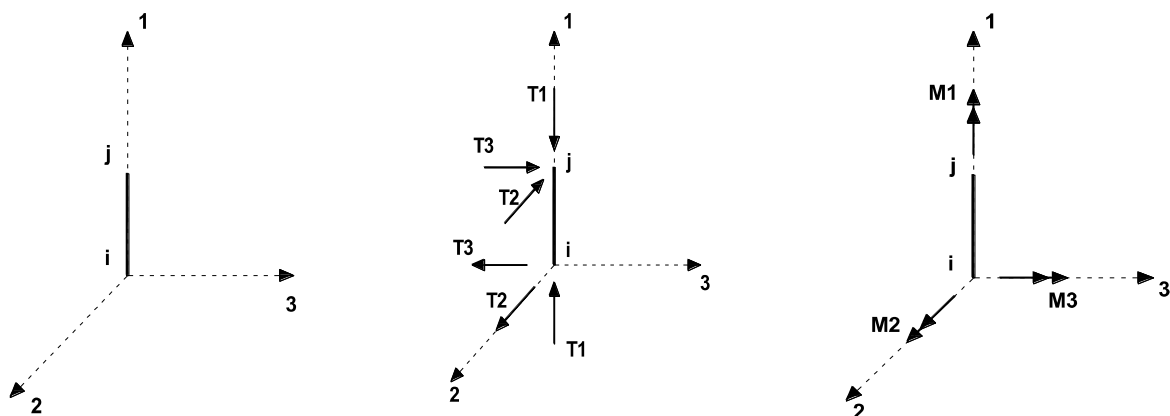
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

5. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i - j);
6. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
7. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
8. Sollecitazione torcente M_1 .

9.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

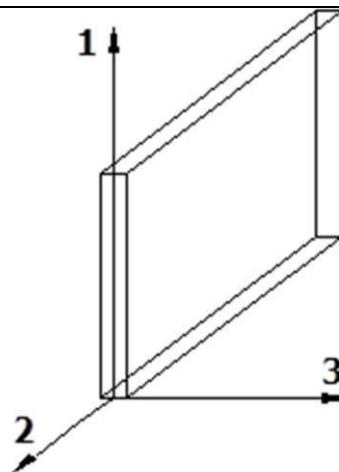
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

9.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

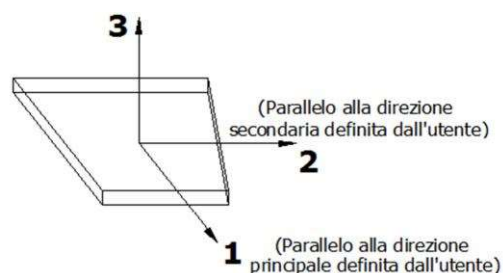
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

9.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

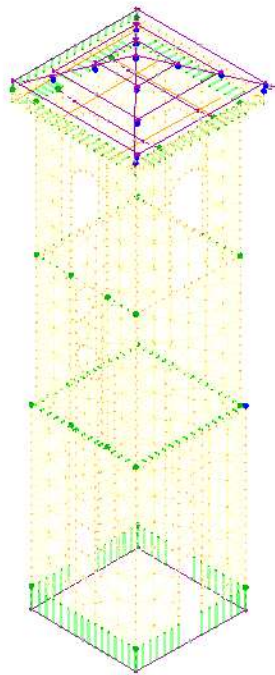


9.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti "Muro", con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo "shell" ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliante, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un'apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fasce**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all'inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell'elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento "cordolo" in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;

- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.

In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

10.1 Verifiche di Resistenza

10.1.1 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_u), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i / t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S / N_S + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- **Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in

muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- **Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0}; \\ V_p &= H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]; \end{aligned}$$

dove

h : altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

10.1.1.1 Elementi in muratura esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in muratura:

Maschi	Fasce
– Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione	– Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione
– Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio	– Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio
– Rinforzo con Betoncino Armato	– Rinforzo con Betoncino Armato
– Rappezzo	– Rappezzo

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di maschi e fasce mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" (CNR-DT 215/2018), nonché le "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

10.1.2 Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

10.1.2.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

10.1.2.2 Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*".

10.1.3 Elementi in Legno

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travi reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificate a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificate a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \leq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

R_k : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , di cui al §11.7.1.1 D.M. 2018.

γ_M : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III D.M. 2018;

k_{mod} : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV D.M. 2018.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.4.8.1 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nelle verifiche a taglio, per tener conto delle fessurazioni di lungo termine che determinano una riduzione della larghezza della trave, è stata incrementata il taglio di progetto moltiplicandolo per l'inverso del seguente fattore (cfr. § C4.4.8.1.9 Circolare 2019 delle NTC 2018):

- $k_{cr} = 2,0 / f_{vk}$ per membrature in legno massiccio;

-
- $k_{cr} = 2,5 / f_{vk}$ per membrature in legno lamellare.

dove f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio del legno in MPa.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

10.1.3.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del §4.4.8.2 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il §6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

10.1.3.2 Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$ è la deformazione differita, nella quale:

u'_{in} : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel §6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*".

10.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

10.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

11 PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

11.1 Collegamenti in acciaio

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

- Ripristino; Ripristino flangiato.
- Trave-Colonna flangiato; Trave-Colonna squadretta.
- Colonna-Trave flangiato; Colonna-Trave squadretta; Colonna-Fondazione.
- Asta con elemento in c.a.; Asta principale-Asta secondaria; Asta reticolare.

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensione normale ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione.
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.
- Le saldature, ai sensi di quanto previsto al § 4.2.8.2 del D.M. 2018, sono state realizzate della tipologia a completa o parziale penetrazione, oppure a cordoni d'angolo, in funzione dell'angolo formato tra le parti collegate. In particolare, per angoli tra le parti collegate compresi tra 60° e 120°, le UNI EN 1993-1-8 consigliano la tipologia a cordoni d'angolo (punto 4.3.2.1(1)).

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

11.2 Collegamenti in legno

11.2.1 Verifiche degli appoggi legno-legno

Le unioni legno-legno sono rappresentate da intagli opportunamente sagomati per consentire la realizzazione, ad esempio di travature reticolari e simili. Un'asta può pertanto presentare alle estremità diverse facce variamente orientate, per le quali vengono effettuate verifiche a compressione generalmente inclinata rispetto alle fibre, previa ripartizione della componente di sforzo normale tra le facce stesse.

In maniera analoga si procede per gli elementi appoggiati, per i quali si valuta la resistenza a compressione inclinata rispetto alle fibre.

11.2.2 Verifiche delle connessioni con mezzi di unione metallici

Il D.M. 2018 disciplina le connessioni in legno al §4.4.9 prevedendo la possibilità di riferirsi a normative di comprovata validità, tra le quali gli Eurocodici Strutturali del CEN (cfr. Capitolo 12 del D.M. 2018). Per le connessioni con mezzi di unione metallici, quindi, si farà riferimento alle prescrizioni contenute nella Sezione 8 delle UNI EN 1995-1-1:2014 (*Eurocodice 5, nel seguito EC5*). Nel caso di ulteriori prescrizioni non contenute nell'EC5 si ricorrerà al documento CNR-DT 206/2018 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il

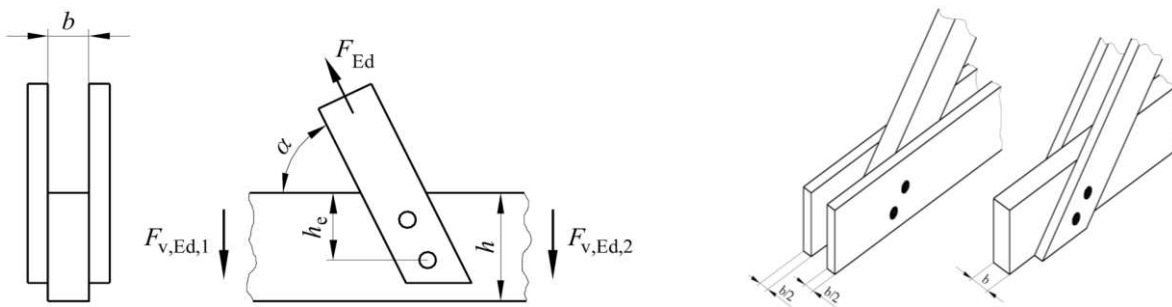
11.2.2.1 Verifiche a spacco delle connessioni

Le verifiche a spacco delle connessioni sono condotte nel caso in cui una delle membrature collegate, generalmente inclinata di un angolo α rispetto alla direzione della fibratura, trasmette una componente di trazione che può portare al collasso della membratura nella direzione ortogonale alla fibratura. Questa verifica viene condotta applicando la relazione (8.2) dell'EC5 e verificando che il taglio massimo sui due lati della connessione sia inferiore o al più uguale alla capacità di rottura per spacco di progetto (vedi Fig. 8.1 dell'EC5):

$$F_{V,Ed} = \max(F_{V,Ed,1}; F_{V,Ed,2}) \leq F_{90,Rd};$$

dove:

- $F_{V,Ed,1}$ e $F_{V,Ed,2}$ sono le forze a taglio di progetto su ciascun lato della connessione;
- $F_{90,Rd}$ è la capacità a rottura per spacco di progetto.



Forza inclinata trasmessa da una connessione [cfr. Fig. 8.1 a) e b) dell'EC5].

11.2.2.2 Verifiche di resistenza dei connettori

I connettori (chiodi, bulloni, viti e spinotti) sono stati verificati per carichi **assiali** (sforzo normale) e per carichi **laterali** (taglio). La capacità portante laterale delle connessioni è stata valutata considerando le modalità di collasso illustrate nelle Figure 8.2 e 8.3 dell'EC5, che si riportano nel seguito. Tali modalità di collasso tengono in considerazione, nelle espressioni da (8.6) a (8.13) dell'EC5, della teoria dello snervamento di **Johansen** e dell'effetto cordata.

11.2.2.2.1 Connessioni Legno-Legno

Per connessioni di tipo **legno-legno**, si riportano le capacità portanti caratteristiche dei connettori per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione:

- **per mezzi di unione a taglio singolo** (espressione 8.6 dell'EC5)

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

- **per mezzi di unione a taglio doppio** (espressione 8.7 dell'EC5)

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (g) \\ 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (h) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

dove:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}};$$

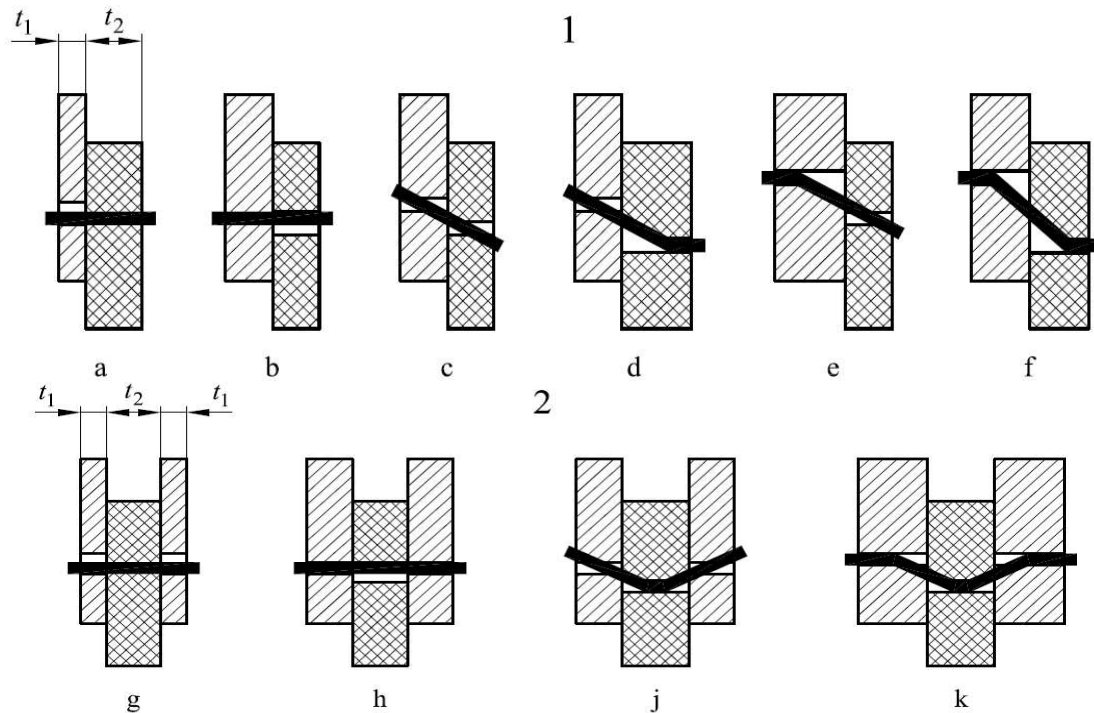
t_i spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione, con i uguale a 1 oppure 2;

$f_{h,i,k}$ resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i -esimo;

d diametro del mezzo di unione;

$M_{y,Rk}$ momento caratteristico di snervamento del mezzo di unione [valutato secondo espressione (8.14) EC5 per i chiodi, (8.30) per i bulloni];

$F_{ax,Rk}$ capacità caratteristica assiale a estrazione del mezzo di unione.



Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli: (1) taglio singolo, (2) taglio doppio (cfr. Fig. 8.2 dell'EC5).

11.2.2.2.2 Connessioni Acciaio-Legno

Analogamente, per connessioni del tipo **acciaio-legno**, si riportano le capacità portanti caratteristiche per chiodi, bulloni, spinotti e viti, per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione:

- **per piastra di acciaio sottile, a taglio singolo** [espressione 8.9 - figura 8.3 a) e b) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (b) \end{array} \right.$$

- **per piastra di acciaio spessa, a taglio singolo** [espressione 8.9 - figura 8.3 c), d) ed e) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (c) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \end{array} \right.$$

- **per una piastra di acciaio interna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 f), g) ed h) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (f) \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (g) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (h) \end{array} \right.$$

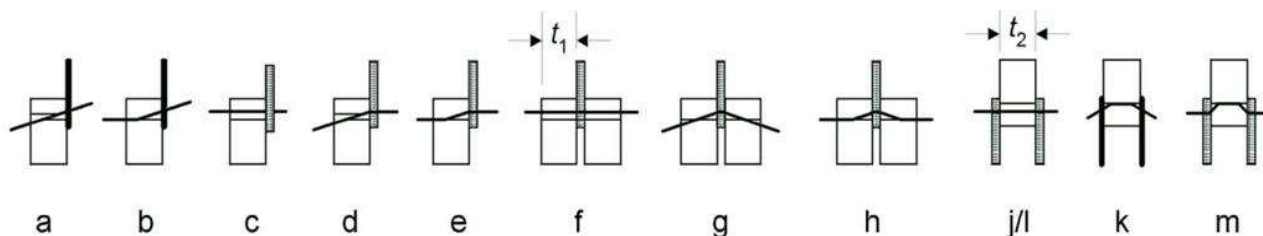
- **per una piastra di acciaio esterna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 j/l) e k) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

- **per una piastra di acciaio spessa esterna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 m) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

$f_{h,k}$ resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo;
 t_1 più piccolo degli spessori dal lato legno;
 t_2 spessore dell'elemento ligneo centrale.



Modi di rottura per connessioni acciaio-legno (cfr. Fig. 8.3 dell'EC5).

• CONNESSIONI CON CHIODI

Per quanto riguarda i chiodi sono state condotte, in base alla tipologia di sollecitazione:

- **Verifiche a carichi laterali** (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.3.1 EC5)

I mezzi di unione caricati lateralmente (a taglio) sono stati verificati valutando la loro capacità portante in base alla tipologia di connessione (legno-legno, legno-pannello e acciaio-legno) ed in base alla modalità di rottura (cfr. Figg. 8.2 e 8.3 EC5). La verifica consiste nell'accertarsi che la massima sollecitazione tagliante di progetto ($F_{V,Ed}$) sia inferiore alla capacità portante di progetto a taglio ($F_{V,Rd}$):

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$$

- **Verifiche a carichi assiali** (cfr. Par. 8.3.2 EC5)

Vengono condotte stimando la capacità caratteristica a estrazione dei chiodi (sia per chiodature ortogonali alle fibre che per chiodature oblique rispetto alla fibratura) con le seguenti relazioni:

- per chiodi non a gambo liscio

$$F_{ax,Rk} = \min(f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen}; f_{head,k} \cdot d^2 h);$$

- per chiodi a gambo liscio

$$F_{ax,Rk} = \min(f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen}; f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d^2 h);$$

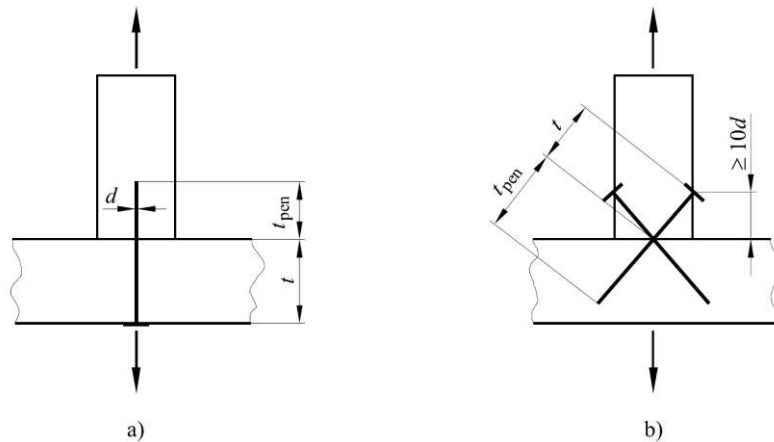
dove:

- $f_{ax,k}$ è la resistenza caratteristica a estrazione, sul lato della punta;
- $f_{head,k}$ è la resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte della testa;
- d è il diametro del chiodo (definito al punto 8.3.1.1 dell'EC5);
- t_{pen} è la lunghezza di penetrazione dal lato della punta, *omissis*;
- t è lo spessore dell'elemento dal lato della testa;
- d_h è il diametro della testa del chiodo.

Le resistenze caratteristiche all'estrazione e all'attraversamento dell'elemento da parte della testa del chiodo sono pari a, per chiodi a gambo liscio con penetrazione di almeno 12d dal lato della punta:

- $f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
- $f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$

dove ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m³.



(a) Chiodatura perpendicolare alla fibratura e (b) chiodatura obliqua (cfr. Fig. 8.8 dell'EC5).

- Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali (cfr. Par. 8.3.3 EC5)

Nel caso in cui il chiodo è sollecitato sia da carichi laterali che assiali, la verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1 \quad \text{per chiodi a gambo liscio;}$$

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \text{per chiodi diversi da quelli a gambo liscio.}$$

dove:

$F_{ax,Ed}$ e $F_{V,Ed}$ sono le sollecitazioni di progetto della connessione rispettivamente assiale e laterale;

$F_{ax,Rd}$ e $F_{V,Rd}$ sono le capacità portanti di progetto della connessione caricata rispettivamente con carico assiale e laterale.

• CONNESSIONI CON VITI

Analogamente, per le connessioni a viti, sono state condotte:

- Verifiche a carichi laterali (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.7.1 EC5)

Nelle verifiche a carichi laterali delle connessioni con viti si è tenuto conto della riduzione di sezione dovuta alla filettatura della vite. Infatti, è stato utilizzato un diametro efficace d_{ef} per la determinazione delle capacità portanti delle viti.

- Verifiche a carichi assiali (cfr. Par. 8.7.2 EC5)

Le verifiche a carichi assiali delle connessioni con viti sono state condotte valutando un numero efficace di connessioni come indicato al punto 8.7.2(8) dell'EC5. La capacità caratteristica a estrazione è stata calcolata come:

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha};$$

dove:

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8};$$

$$k_d = \min\left(\frac{d}{8}; 1\right);$$

l_{ef} lunghezza di penetrazione della parte filettata;

ρ_k massa volumica caratteristica;

α angolo tra l'asse della vite e la direzione della fibratura, con $\alpha \leq 30^\circ$.

- **Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali** (cfr. Par. 8.3.3 EC5)

Si vedano le relazioni adottate per le connessioni con chiodi (vedi 11.2.2.3).

• **CONNESSIONI CON BULLONI E VITI**

Per i bulloni e gli spinotti, sono state condotte:

- **Verifiche a carichi laterali** (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.5.1 EC5)

Le verifiche dei bulloni caricati lateralmente sono state condotte secondo le prescrizioni contenute nel Par. 8.5.1 dell'EC5. In particolare, sono state valutate le resistenze a rifollamento come definite nelle equazioni: (8.31) per connessioni legno-legno e da (8.9) a (8.13) per connessioni acciaio-legno.

- **Verifiche a carichi assiali** (cfr. Par. 8.5.2 EC5)

Sono condotte valutando la capacità portante assiale del bullone e la capacità a estrazione come la minore tra: la capacità a trazione del bullone, la capacità portante della rondella oppure (per connessioni acciaio-legno) quella della piastra in acciaio.

- **Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali** (cfr. Par. 7.8.7.3 del CNR DT 206/2007)

La verifica dei bulloni per carichi combinati laterali ed assiali viene condotta riferendosi all'equazione (7.36) del CNR DT 206/2007. Tale equazione corrisponde anche alla verifica condotta per i chiodi non a gambo liscio, condotta precedentemente.

11.2.2.3 Verifica delle distanze minime

Sono state condotte delle verifiche sulle spaziatore tra i connettori (a_1 , a_2) e sulle distanze minime dalle estremità (a_3) e dai bordi (a_4) e delle membrature collegate (vedi Figure 8.7 ed 8.11a dell'EC5 per la definizione delle distanze suddette).

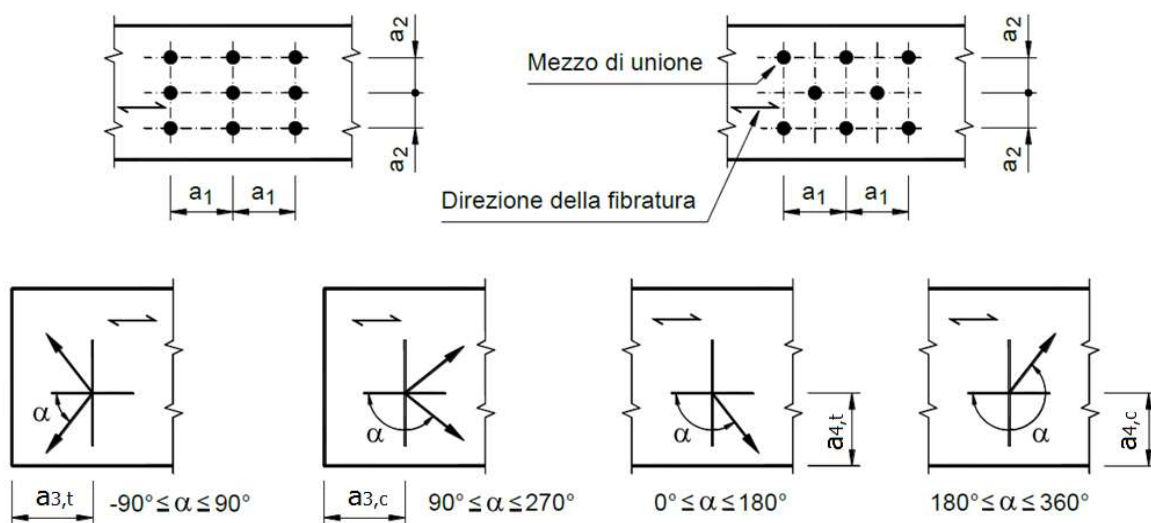


Figura 8.7 EC5 - Spaziature e distanze da estremità e bordi: (a) Spaziatura parallela alla fibratura in una fila, e perpendicolare alla fibratura fra file diverse, (b) Distanze da bordi ed estremità.

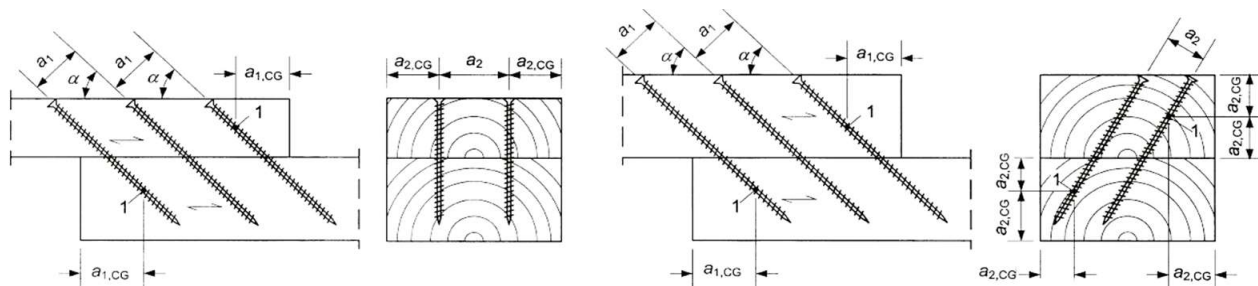


Figura 8.11 a EC5 - Spaziature e distanze da estremità e dal bordo per le viti ("1" Baricentro della parte filettata della vite nell'elemento).

Le verifiche sulle distanze tra i connettori sono state effettuate rispettando le prescrizioni riportate nei prospetti 8.2 (per i chiodi), 8.4 (per i bulloni), 8.5 (per gli spinotti) e 8.6 per le viti caricate assialmente (riportati nel seguito cfr. EC5). In particolare, sono state tenute in considerazione le prescrizioni su: interassi tra i connettori nella direzione parallela ed ortogonale alla fibratura, distanze dei connettori dalle estremità delle membrature collegate (sia scariche che sollecitate), distanze dei connettori dai bordi (sia scarichi che sollecitati).

Prospetto 8.2 EC5 - Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per chiodi

Spaziatura o distanza (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+7 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7+8 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(4+ \cos \alpha) \cdot d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$(3+ \sin \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(15+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 \cdot d$	$15 \cdot d$	$7 \cdot d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(7+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(7+5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(3+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(3+4 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.4 EC5 - Valori minimi di spaziature e distanze da bordi ed estremità, per bulloni

Spaziature e distanze da bordi/estremità (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo rispetto alla fibratura	Minima spaziatura o distanza bordo/estremità
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4+ \cos \alpha) \cdot d$
a_2 (perpendicolare alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$ (estremità caricata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità non caricata)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(1+6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 \cdot d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1+6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
$a_{4,t}$ (bordo caricata)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$ (bordo non caricata)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.5 EC5 - Valori minimi di spaziature e distanze da bordi ed estremità, per spinotti

Spaziature e distanze da bordi/estremità (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo rispetto alla fibratura	Minima spaziatura o distanza bordo/estremità
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
a_2 (perpendicolare alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$a_{3,t} \cdot \sin \alpha $
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$\max(3,5 \cdot d; 40 \text{ mm})$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$a_{3,t} \cdot \sin \alpha $
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.6 EC5 - Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per viti

Spaziatura minima della vite in un piano parallelo alla fibratura	Spaziatura minima della vite perpendicolare a un piano parallelo alla fibratura	Distanza minima dall'estremità del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento	Distanza minima dal bordo del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
$7 \cdot d$	$5 \cdot d$	$10 \cdot d$	$4 \cdot d$

Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per viti (cfr. Prospetto 8.6 dell'EC5).

11.2.2.4 Verifiche di resistenza dei gruppi di connettori

I gruppi di mezzi di unione disposti in file lungo la direzione della fibratura sono stati verificati seguendo il principio generale al Par. 8.1.2(4) dell'EC5. All'uopo, è stato calcolato un numero efficace di connessioni (n_{ef}) inferiore a quello nominale, e la capacità portante caratteristica efficace in direzione parallela alla fila è stata calcolata come:

$$F_{V,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{V,Rk};$$

dove $F_{V,Rk}$ è la capacità portante caratteristica di ciascun mezzo di unione, parallelamente alla direzione della fibratura.

I gruppi di connettori sono stati verificati alla resistenza laterale ed assiale secondo le prescrizioni al Par. 8.3.1.1(8) dell'EC5 per i gruppi di *chiodi*, e le prescrizioni al Par. 8.5.1.1(4) dell'EC5 per i gruppi di *bulloni*.

In particolare, il numero efficace di mezzi di unione nel caso dei **chiodi** è stato valutato come [Eq. (8.17)]

dell'EC5]:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

dove n è il numero totale di chiodi nella connessione, e k_{ef} è un coefficiente fornito nel prospetto 8.1 dell'EC5.

Prospetto 8.1 EC5 – valori di k_{ef}

Passo ^{a)}	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14 \cdot d$	1,00	1,00
$a_1 = 10 \cdot d$	0,85	0,85
$a_1 = 7 \cdot d$	0,70	0,70
$a_1 = 4 \cdot d$	-	0,50

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef}

Nel caso di **bulloni**, infine, il numero efficace di connessioni è pari a [Eq. (8.34) EC5]:

$$n_{ef} = \min \left(n; n^{0,9 \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}}} \right)$$

dove:

- a_1 è la spaziatura fra i bulloni in direzione della fibratura;
- d è il diametro del bullone;
- n è il numero di bulloni nella fila.

11.2.2.5 Ulteriori dettagli strutturali

Sono state rispettate le prescrizioni nella Sezione 10 dell'EC5. In particolare:

- il diametro di eventuali prefori per connessioni chiodate è non maggiore di $0,8 \cdot d$, essendo d il diametro del chiodo;
- il diametro dei fori per bulloni nel legno non è maggiore di 1 mm, rispetto al diametro del bullone;
- il diametro dei fori per bulloni nelle piastre d'acciaio non è maggiore del massimo tra 2 mm e $0,1 \cdot d$, rispetto dal diametro del bullone d ;
- le rondelle devono avere diametro minimo di $3 \cdot d$ e spessore minimo di $0,3 \cdot d$;
- per bulloni utilizzati in connessioni assieme a connettori per legno, sono state rispettati i diametri minimi e massimi riportati al prospetto 10.1 dell'EC5;
- per gli spinotti il diametro minimo è 6 mm, la tolleranza sul diametro dello spinotto è $\pm 0,1$ mm, il diametro delle preforature negli elementi in legno non può superare il diametro dello spinotto stesso;
- per le viti di diametro $d \leq 6$ mm non è necessaria preforatura. Per viti con diametro $d > 6$ mm, i fori-guida devono rispettare i seguenti requisiti: (i) il diametro e la lunghezza del foro-guida devono essere gli stessi di quelli del gambo della vite, (ii) il diametro del foro-guida per la porzione di vite filettata deve essere approssimativamente il 70% del diametro del gambo, (iii) per viti autoperforanti il diametro del foro-guida non deve superare il diametro del filetto interno.

Prospetto 10.1 EC5 – Requisiti per diametri di bulloni utilizzati con connettori per legno

Tipo di connettore EN 912	d_c [mm]	d_{minimo} [mm]	$d_{massimo}$ [mm]
A1-A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 \cdot d_c$	24
B		$d_1 - 1$	d_1

LEGENDA

d_c è il diametro del connettore;

d è il diametro del bullone;

d_1 è il diametro del foro centrale del connettore.

12 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "*Tabulati di calcolo*" costituente parte integrante della presente relazione.

SCHEDA VULNERABILITÀ SISMICA – PROGETTO

1 - EDIFICIO

Classe d'uso	V_N	V_R	Materiale Principale	Coordinate geografiche ED 50		Categoria Sottosuolo	Condizioni Topografiche	
				Latitudine	Longitudine		Categoria	S_T
Classe 3	50	75	mu	40.815524	15.225861	B	T2	1.20

LEGENDA: Edificio

V_N Vita nominale dell'edificio

V_R Periodo di riferimento per l'azione sismica.

Materiale Principale [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura.

Latitudine Latitudine geografica del sito.

Longitudine Longitudine geografica del sito.

Categoria Sottosuolo Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.

Categoria Topografica [T1] = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ - [T2] = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - [T3] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ - [T4] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

2 - PERICOLOSITA' SISMICA

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0717	2.355	0.293	1.41	0.137	0.412	1.887	1.20
SLD	0.0957	2.325	0.321	1.38	0.148	0.443	1.983	1.20
SLV	0.2956	2.294	0.394	1.32	0.174	0.523	2.782	1.13
SLC	0.3932	2.351	0.417	1.31	0.182	0.546	3.173	1.03

LEGENDA: Pericolosità sismica

Stato Limite [SLC] = stato limite di collasso - [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

a_g Accelerazione di picco al suolo.

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

C_c Coefficienti di amplificazione di T^*_c .

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

S_s Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

3 - SISTEMA RESISTENTE

Sistema resistente			
Tipologia Struttura	Telai Multicampata	Pareti Accoppiate	Distribuzione Tamponature in Pianta
Muratura Esistente			-

LEGENDA: Sistema resistente

Cemento armato: Telaio - Pareti - Mista telaio-pareti - Due pareti per direzione non accoppiate - Deformabili torsionalmente - Pendolo inverso;

Muratura: Un solo piano - Più di un piano;

Acciaio: Telaio - Controventi concentrici diagonale tesa - Controventi concentrici a V - Mensola o pendolo invertito - Telaio con tamponature

4 - REGOLARITA' DELLA STRUTTURA

Regolarità della struttura	
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi	SI

strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

5 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

6 - MATERIALI

MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tm(k)} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vm(k),0} / f _{vd,0,v} / f _{vd,0,s}	τ ₀ / τ _{0d,v} / τ _{0d,s}	μ	λ	TRT	
								M	F							
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo - (M.P.S.)																
004	20 000	0,00001 0	2 614	877	60	F/P	2,50 2,00	5,10	0,110	5,10	0,110	0,110	0,40	20	2	2
								1,70	0,037	1,70	0,037	0,037				
								2,13	0,046	2,13	0,046	0,046				

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
γ _{m,s}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
γ _{m,v}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
f _{cm(k)} /	f _{cm(k)} = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi).
f _{cd,v} /	f _{cd,v} = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,s} = Resistenza di
f _{cd,s}	calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{tm(k)} /	f _{tm(k)} = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f _{td,v} =
f _{td,v} /	Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{td,s} = Resistenza di calcolo a trazione per
f _{td,s}	combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{cm(k),0} /	f _{cm(k),0} = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di
f _{cd,0,v} /	Progetto" (Nuovi). f _{cd,0,v} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC).
f _{cd,0,s}	f _{cd,0,s} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{vm(k),0} /	f _{vm(k),0} = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso
f _{vd,0,v} /	di elementi "di Progetto" (Nuovi). f _{vd,0,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di
f _{vd,0,s}	γ _{m,v} e LC/FC). f _{vd,0,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
τ ₀ /	τ ₀ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso
τ _{0d,v} /	di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ _{0d,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi
τ _{0d,s}	VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). τ _{0d,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] =

															Caratteristiche Muratura			
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tm(k)} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vm(k),0} / f _{vd,0,v} / f _{vd,0,s}	τ ₀ / τ _{0d,v} / τ _{0d,s}	μ	λ	TRT			
								M	F									
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]						
per scorrimento e fessurazione.																		
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.																	

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio INOX - Acciaio in Tondini																	
004	78.500	0,00001 0	210.00 0	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)																	
005	78.500	0,00001 2	210.00 0	80.769	P	40	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						80	255,00	410,00	242,86								

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd}	Resistenza di calcolo
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ_{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ_{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno																	
N _{id}	Tp	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]					[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
LL GL24h - (GL24h)																	
002	L	3.850	4.200	650	P	24,00	3,500	1,45	1,00	0,1	0	0,000004	9.600	540	11.500	24,00	19,20
											90	0,000058	-	-	300	2,50	0,50

LEGENDA:

N_{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
Tp	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ_k	Peso specifico.
γ_{mean}	Peso specifico medio.
G_{mean}	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{m,k}	Resistenza a Flessione.
f_{v,k}	Resistenza a taglio.
γ_M	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
γ_{M,e}	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
β_c	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
α_{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E_{i,05}	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
G_{i,05}	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
E_{i,mean}	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
f_{c,i,k}	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
f_{t,i,k}	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali										
N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn} TP _{FRP}
	[N/m ²]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]				
Rinforzo FRP - (FRP)										
002	18.200	0,000001	230.000	92.000	100	3.430,00	1,00	0,80	0,95	S CFRP
							1,20		0,85	
							1,10		0,85	

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E·C _{Erid}].
f _{rk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP _{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP _{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; "AFRP" = aramidica/epossidica; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

7 - METODO DI ANALISI

Metodo di analisi		
Analisi	Fattore di comportamento q nella direzione del sisma	
	Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y
Dinamica modale con fattore di struttura q	2.250	2.250

LEGENDA: Metodo di analisi

Analisi	Tipo di analisi usata per la verifica sismica e il calcolo degli indicatori di rischio sismico.
Fattore di comportamento q	[-] = Non significativo per il tipo di analisi usata.

8 - PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Periodi fondamentali e masse partecipanti				
Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
e	[s]		[%]	
X	0.563	1	75.77	738.14
Y	0.070	2	43.60	559.93

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

Periodo	Periodo di vibrazione nella direzione considerata.
Modo di vibrare	Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Masse partecipanti	Percentuale di masse partecipanti relative al modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Coefficiente di partecipazione	Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

9 - CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLV	Pressoflessione fuori Piano del Maschio	MU	0.1509	89
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.1057	47

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _C =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _C =NS -> Non significativo per valori di PGA _C >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

10 - DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D [a _g /g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.1033	45
SLD	0.1378	75
SLV	0.4003	712
SLC	0.4862	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

11 - TEMPO DI INTERVENTO

Tempo di intervento		
C _u	T _{R,SLV} [anni]	T _{int} [anni]
1.5	108	7

LEGENDA: Tempo di intervento

C_u	Coefficiente d'uso.
T_{R,SLV}	Periodo di ritorno allo SLV.
T_{int}	Tempo di intervento o Vita nominale residua.

13 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	ζ _B (α _{PGA})	α _{TR}
SLO	1.024	1.018
SLD	1.095	1.073
SLV	0.492	0.561

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B (α_{PGA})	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA _C /PGA _D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla. N.B. ζ _B : simbologia NTC18; α _{PGA} : simbologia NTC08.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: (T _{RC} /T _{RD}) ^{0.41} - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

SCHEDA INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

CONFRONTO FATTO – PROGETTO

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		ζ _B (α _{PGA})		α _{TR}		ζ _V	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.1033	0.1033	0.0676	0.1057	25	47	0.654	1.024	0.786	1.018		
SLD	0.1378	0.1378	0.0959	0.1509	40	89	0.696	1.095	0.773	1.073		
SLV	0.4003	0.4003	0.1391	0.1632	86	108	0.307	0.492	0.42	0.561		

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D_{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min_{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min_{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
ζ_B (α_{PGA})	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
α_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno
ζ_V	Indicatori di Rischio in termini di carichi statici.

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO IN TERMINI DI CAPACITA'

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Tipo di rottura	Materiale		PGA _c		T _{RC}	
		FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
				[Ag/g]	[Ag/g]	[anni]	[anni]
SLV	Pressoflessione fuori Piano del Maschio	MU	MU	0.2642	0.2756	173	108
SLV	Pressoflessione nel Piano del Maschio	MU	MU	0.1681	0.1882	395	153
SLV	Taglio nel Piano del Maschio	MU	MU	0.3683	0.3856	1441	124

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura
PGA_c	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo per lo stato di Fatto e di Progetto
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno per lo stato di Fatto e di Progetto

Firmato digitalmente da: NARDIELLO MARINO
Data: 17/06/2025 18:16:13



Il progettista
Arch. Marino NARDIELLO

Il consulente strutturale
Ing. Luca DE SIMONE