



Comune di Vinci
Provincia di Firenze

STR.04

**RELAZIONE SUL CALCOLO
STRUTTURALE
LOTTO 1**

Ai sensi del D.M. 17 Gennaio 2018 e s.m.i.

OGGETTO:

Ristrutturazione Villa Reghini per Adeguamento Antincendio

COMMITTENTE:

Comune di Vinci (FI)

CANTIERE:

Piazza della Pace n.1– 50059 – Comune di Vinci (FI)



Empoli (FI), 2019

Responsabile Unico del Procedimento

Dott. Ing. Massimiliano Poli

DELTA PROJECT
Engineering

Dott. Ing. Massimiliano Poli
(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pisa n.2934/A)
C.F.: PLOMSM81M121046D – P.IVA: 01996080501
Via Cesare Capoquadri n. 12 – 50053 - Empoli (FI)
cell: 346/8832802, uff. e fax: 0571/1723182
email: massimiliano@deltaproject.it
email pec: massimiliano.poli@ingpec.eu

Ristrutturazione Villa Reghini per Adeguamento Antincendio

Committente: Comune di Vinci

Ubicazione: Piazza della Pace, Vinci (FI)

Descrizione del Modello Strutturale e Software di Analisi

Descrizione del Modello Strutturale

Criteria adottati per la schematizzazione e modellazione della struttura – Analisi con software ACM della AEDES

Dati PROGETTO

Numero di Cerchiature = numero di cerchiature da analizzare

Numero di Pareti = numero di pareti piene e/o forate da analizzare

PARAMETRI SISMICI

I Parametri Sismici sono organizzati in due gruppi: **Generali e Sismica**.

Questi dati sono di fatto superflui nei confronti delle verifiche qualificabili come 'Riparazione locale', verifiche nelle quali ciò che conta è il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale in termini di rigidità, forza ultima e capacità di spostamento, grandezze direttamente ricavate dalle curve di capacità della singola parete ai due stati pre e post intervento (curve automaticamente costruite dall'elaborazione di ACM). Tale confronto è a tutti gli effetti indipendente dalla zona sismica di ubicazione dell'edificio dove è collocata la parete oggetto di analisi.

Se però l'intervento non rientra nell'ambito della 'Riparazione o intervento locale', ma deve essere inquadrato come 'Intervento di Miglioramento', all'analisi della parete deve essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme (§8.4.2, §8.7.5).

A parte il caso di impalcato rigido sovrastante la parete, dove è necessaria un'analisi complessiva del modello spaziale dell'edificio per tenere conto della redistribuzione delle azioni dovuta al cambiamento delle rigidità, nel caso di impalcato deformabile sovrastante la parete (molto frequente negli edifici esistenti), si può considerare che la variazione locale di rigidità abbia un effetto limitato sul comportamento strutturale globale: la ripartizione delle azioni sismiche infatti avviene non in base alle rigidità ma alle masse locali. In tal caso, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo (=capacità in termini di PGA : $PGA_{CLV} = \text{Capacità allo stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita}$).

Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 14.1.2008 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU). La verifica consiste non tanto nel confronto diretto con la domanda in termini di PGA allo Stato di Progetto (cioè la PGA da soddisfare per un intervento di Adeguamento), quanto nel rapporto tra PGA_{CLV} allo Stato di Progetto e PGA_{CLV} allo Stato Attuale. Per condurre tale verifica è quindi necessario definire i dati sismici dell'edificio, e a tal fine sono predisposte le finestre dei Parametri di Calcolo.

Per il calcolo corretto della capacità in termini di PGA occorre inoltre tenere conto della posizione in elevazione della parete. Infatti: quando la parete è posta ad un livello soprastante il piano di imposta sulle fondazioni (in pratica: quando la parete appartiene ad un piano maggiore del piano 1 di calcolo), l'accelerazione sismica che riceve alla sua base è generalmente amplificata rispetto all'accelerazione al suolo (§C8A.4.2.3). Per valutare tale amplificazione sono necessari due dati: il numero di piani e l'altezza complessiva dell'edificio rispetto alle fondazioni, dati che consentono la stima del periodo proprio e del coefficiente di partecipazione, se non noti da uno studio complessivo dell'edificio.

GENERALI

Dati Edificio

Numero piani dell'edificio. Per il coefficiente di partecipazione modale 'gamma' [§C8A.4.2.3] può essere adottato il valore semplificato in base al numero di piani N : $\gamma = 3N/(2N+1)$.

Altezza complessiva della struttura rispetto alla fondazione [§C8A.4.2.3] H (m):

H viene utilizzata per il calcolo della funzione $\psi(Z)=(Z/H)$ che descrive in modo approssimato il primo modo di vibrazione.

Per il periodo proprio $T1$ dell'intera struttura può essere adottato il valore semplificato secondo §7.3.3.2.

Vita Nominale, Classi d'Uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita Nominale V_N (anni)

Classe d'uso ($I=I, 2=II, 3=III, 4=IV$), da cui segue il Coefficiente d'uso $C_{U,V}$ e il periodo di riferimento per l'azione sismica $V, R=V, N \cdot C, U$

SISMICA

Determinazione dell'Azione Sismica

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A.[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2, All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2, All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri a_g (*g), F_o , T_C^* (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:

NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g , F_o , T_C^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

 P_{VR} (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R .

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti T_R (anni), a_g (*g), F_o , T_C^* e S , TB , TC , TD (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo ($1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E$) §3.2.2

Categoria topografica ($1=T1, 2=T2, 3=T3, 4=T4$) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

Microzonazione sismica

Definizione di PGA: la **PGA** (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S :

$$1 = \text{acc. su roccia (come } a_g)$$

$$2 = a_g * S \quad (S = S_s, S_t)$$

Dati CERCHIATURE**GEOMETRIA E VINCOLI**

Vano utile B , H = dimensioni del vano utile dell'apertura. Le dimensioni del corrispondente pannello di muratura eliminato vengono determinate automaticamente in base all'occupazione fisica del telaio di cerchiatura, e pertanto risultano maggiori delle dimensioni del vano utile.

Spessore parete = spessore della parete muraria oggetto d'intervento.

Tipologia = indica se l'analisi si riferisce ad un telaio completo oppure ad una sola architrave.

Muratura rimossa: vincolo in sommità = tipo di vincolamento del muro rimosso per la creazione dell'apertura. Si distinguono due casi notevoli: rigido (*doppio incastro*) e flessibile (*mensola*), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione (componente flessionale) pari a 12 e 3. E' possibile definire un valore intermedio (semincastro in sommità). In corrispondenza del tipo di vincolamento, vengono espressi i valori dei momenti determinati da una forza orizzontale alla base e in sommità del muro.

Per il **telaio di cerchiatura** inserito all'interno della parete sono possibili le seguenti schematizzazioni:

- il telaio può essere chiuso (con il traverso inferiore incluso nello schema strutturale) o a portale (costituito dai soli montanti e dall'architrave);

- le rotazioni nel piano verticale dei nodi di sommità dei montanti possono essere impedito (caso di comportamento shear-type) o consentite;

- il comportamento sotto azione orizzontale crescente in sommità del telaio (in corrispondenza dell'architrave) è descritto da una curva di capacità costruita tenendo conto delle resistenze di tutti i componenti (momento e taglio resistente): montanti, architrave, traverso inferiore (se considerato nel modello), giunti, e della capacità massima di spostamento del telaio;

- il giunto di sommità del montante può essere saldato o bullonato e viene classificato in base alla resistenza e alla rigidezza; ad un eventuale giunto semi-rigido corrisponde una molla rotazionale in corrispondenza del nodo di sommità;

- il giunto di base può avere comportamento identico al giunto di sommità oppure è possibile specificare la rigidezza (cerniera, semirigido con valore di rigidezza iniziale in input, rigido) e la resistenza (cerniera, parziale ripristino con valore del momento resistente in input, completo ripristino);

- per i montanti e l'architrave è possibile definire zone rigide, generalmente corrispondenti all'intersezione di nodo fra i profili.

MURATURA

Tipologia = descrizione di identificazione del tipo di materiale per il pannello entro cui è inserita la cerchiatura.

Parametri rappresentativi del materiale: moduli di elasticità di Young E e tangenziale G ; peso specifico. Questi parametri sul materiale murario compaiono nei Dati Cerchiature ai fini dei calcoli strettamente relativi alla cerchiatura stessa, e più precisamente per la verifica di rigidezza in confronto al pannello murario rimosso. Non sono quindi necessari, in questo contesto, i parametri di resistenza (τ , f_m). Per quanto riguarda la verifica della parete in cui la cerchiatura è inserita, nei Dati Pareti sono specificati in dettaglio i parametri dei materiali, diversificati tra Stato Attuale e Stato di Progetto, contenenti anche le resistenze (a taglio e a compressione), indispensabili per l'analisi statica e sismica della parete.

STRUTTURE IN C.A.

Per cerchiature con strutture in cemento armato:

Calcestruzzo: Tipologia (es.: C25/30), R_{ck} , E , G , f_{cd} , $ec2$, ec_u

Acciaio: Tipo (B450C), es_u , fy_d , Es , $esy = fy_d / Es$

L'armatura è considerata simmetrica (armatura tesa = armatura compressa).

Il copriferro utilizzato nel calcolo è assunto automaticamente pari a: *copriferro oltre staffe* (in input) + diametro della staffa + metà diametro dell'armatura longitudinale.

Appoggio architrave oltre pilastro = lunghezza di appoggio entro la muratura.

Dimensioni sezioni: " $d \times s$ " (s =spessore parete), e **Armature** ($A_s = A's$) = caratteristiche di: architrave, piedritto e traverso inferiore.

La sezione ha dimensione ortogonale al piano medio della parete sempre pari allo spessore della parete stessa.

STRUTTURE IN ACCIAIO

Per cerchiature con strutture in acciaio:

Tipo di Acciaio (§ 11.3.4.1): S235, S275 o S355 [nel D.M. 14.1.2008 l'acciaio strutturale è espresso come $S(f_{yk})$]; E , G .

Sezione Architrave = tipo e numero di profili costituente l'architrave; a fianco, la **lunghezza di appoggio oltre il pilastro**, entro la muratura.

Sezione Piedritto = tipo e numero di profili costituenti il piedritto; a fianco, la specifica sul **verso** (*a inerzia massima o minima*). Il profilo L definisce un **pilastrino calastrellato con 4 angolari**, posti tra loro alla distanza indicata a lato, dall'apposito parametro.

Sezione Traverso inferiore = tipo e numero di profili costituenti il traverso inferiore; a fianco, **diametro e passo degli ancoraggi**, che collegano il traverso inferiore alla muratura sottostante.

CARICHI

I carichi agenti sull'architrave del telaio di cerchiatura sono distinti in **Distribuito 'q'** e **Concentrato 'P'**. Il carico distribuito 'q' può provenire da un solaio impostato superiormente all'architrave e/o da murature sovrastanti, e da un carico concentrato agente nella zona di influenza, come nel seguito specificato. Generalmente per il calcolo del carico sull'architrave viene considerato il solo contributo delle strutture direttamente incidenti (*solaio, muratura del triangolo di carico sovrastante*), a differenza di quanto avviene per la parete nel suo complesso, cui il telaio di cerchiatura appartiene, dove il carico complessivo viene generato da tutta la parte di edificio sovrastante (*includendo quindi carichi di solai e di murature di eventuali piani superiori*). I valori dei carichi 'q' e 'P' vengono suddivisi nelle 3 combinazioni di riferimento, identificate conformemente alle indicazioni normative (§2.5.3): fondamentale, per le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo; rara, per le verifiche di deformabilità allo Stato Limite di Esercizio (SLE); sismica, per l'analisi del comportamento del telaio sotto azioni orizzontali di origine sismica. I valori specificati in input includono gli effetti dei coefficienti moltiplicativi: $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ per SLU; ψ_0 per SLE; ψ_2 per Sismica).

Posizione verticale di 'q' e 'P' e orizzontale di 'P' individuano i punti di applicazione dei carichi.

L'origine del sistema di riferimento (xy) è posta in corrispondenza della mezzeria dell'architrave, con verso positivo verso destra.

I **limiti d'influenza** di 'q' e di 'P' dipendono dalla geometria dell'architrave, e sono calcolati secondo le modalità d'influenza dei carichi sull'architrave, in base alla norma DIN 1053 (dicembre 1952).

Se nei dati in input è stata selezionata l'opzione di **diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave**, si ipotizza che sopra all'architrave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati: pertanto, si considera gravante sull'architrave solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce dell'architrave 'b'. Se entro il detto triangolo agisce sulla muratura il carico uniformemente distribuito 'q', esso viene considerato solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo. Se entro la luce dell'architrave agisce il carico concentrato 'P' esso deve essere considerato ammettendo una distribuzione del carico a 60° , anche se il suo punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm. al di sopra della sommità del triangolo stesso. Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura la cui proiezione verticale interseca il triangolo di riferimento.

Gli effetti dovuti al carico concentrato e alla sua posizione rispetto al triangolo sovrastante l'architrave vengono valutati a seconda dei casi, con riferimento al carico concentrato applicato sull'architrave oppure alla sua diffusione in carico uniforme su tutta o metà luce dell'architrave; la modalità considerata viene evidenziata nella descrizione dei risultati.

Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti gli eventuali contributi di carico verticale non uniformi sull'intera luce (*dovuti sia al triangolo di carico, sia al carico concentrato*) vengono ricondotti allo schema uniformemente distribuito, utilizzando opportuni coefficienti 'correttivi' in modo tale che il carico uniforme su tutta la luce produca le stesse sollecitazioni massime. Ad esempio, posta 'b' luce dell'architrave, al carico triangolare con massimo in mezzeria q_T corrispondono la risultante $Q_T = q_T b/2$ e il momento $M_{max} = q_T b^2/12 = Q_T b/6$. Al carico uniforme equivalente q_U corrispondono la risultante $Q_U = q_U b$ e il momento $M_{max} = q_U b^2/8 = Q_U b/8$. Uguagliando le due risultanti, si ottiene

$$Q_U = (4/3)Q_T \text{ (a riprova: } q_U = Q_U/b = (4/3)Q_T/b \Rightarrow M_{max} = q_U b^2/8 = (4/3)Q_T b/8 = (4/3)q_T (b/2)/8 = q_T b^2/12).$$

In assenza di diffusione dei carichi, il carico distribuito q viene applicato direttamente sull'architrave; analogamente, il carico concentrato P viene considerato agente, lungo la sua retta d'azione, direttamente sull'architrave.

CALCOLO

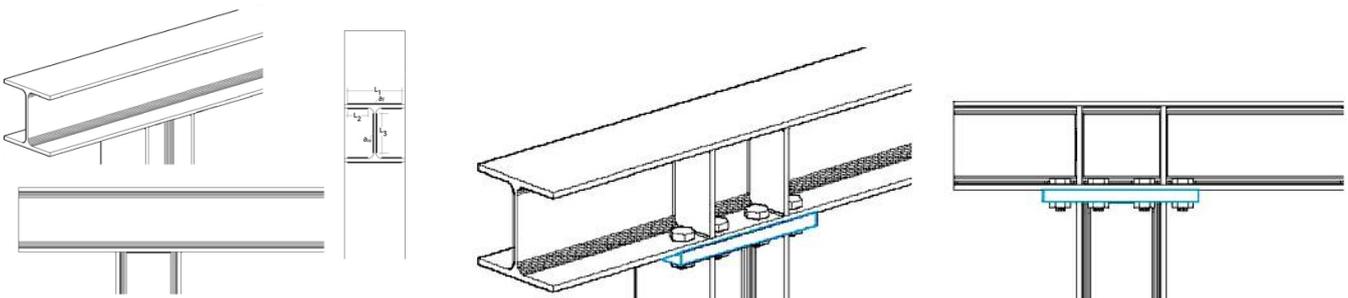
- **Architrave:** vincolamento agli estremi. Per la *verifica di deformabilità (SLE)* e di resistenza statica (*non sismica (SLU)*), al vincolo estremo dell'architrave può essere attribuito il doppio appoggio o il semincastro, con luce di calcolo pari alla larghezza del pannello murario rimosso (*luce netta del vano*). Per la **Verifica di deformabilità dell'architrave (nel caso di architrave acciaio)** viene definito il **limite di freccia**.

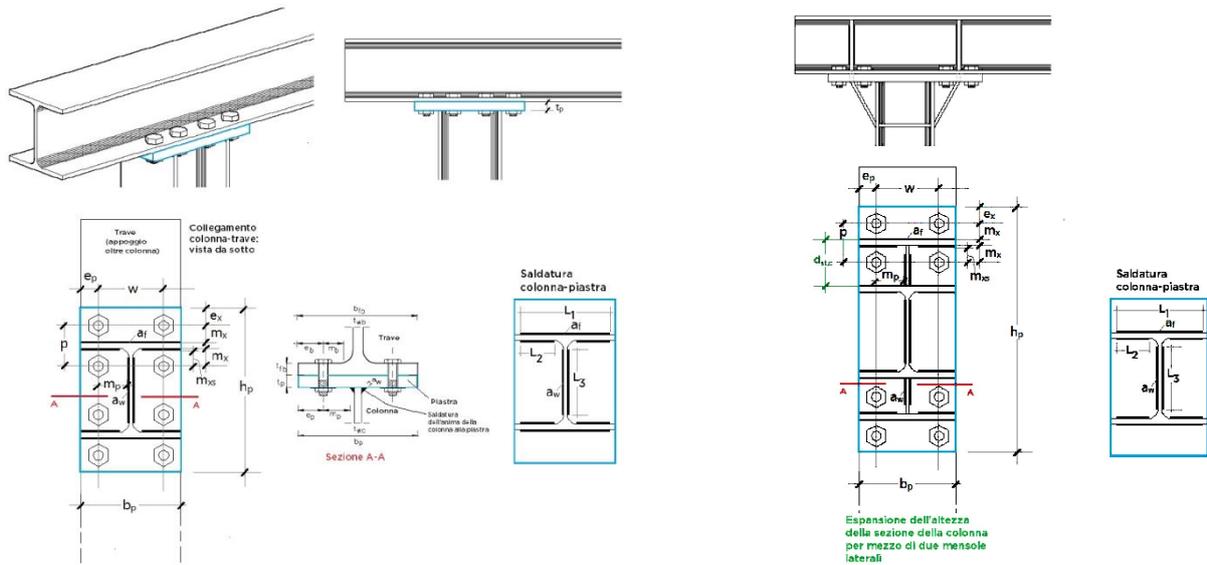
Opzioni di calcolo:

- **Influenza deformabilità a taglio per l'acciaio:** influisce sulla rigidezza delle aste del telaio;
- **Sempre telaio a portale:** esegue l'analisi del telaio prescindendo in ogni caso dal traverso inferiore. Il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con *profilo piatto* o *UPN*.
- **Confronto Rigidezza cerchiatura / muratura rimossa:** se selezionato, esegue il confronto diretto tra rigidezza alla traslazione del telaio di cerchiatura e rigidezza del pannello murario tolto. In caso di incertezza sulla perfetta connessione telaio/muratura, la procedura corretta richiede il confronto di rigidezza fra *Stato Attuale* e *Stato di Progetto* nell'ambito dell'analisi complessiva della parete, e questo parametro può quindi essere ignorato.
- **massima variazione di Rigidezza** consentita per qualificare l'intervento come *Riparazione Locale*: determina l'esito della verifica di rigidezza relativamente al confronto diretto fra cerchiatura e muratura rimossa.

GIUNTI

Facendo anzitutto riferimento al caso delle strutture in acciaio, il giunto in sommità (*nodo montante - architrave*) può essere saldato o bullonato; i corrispondenti parametri dimensionali di riferimento sono riportati nelle figure seguenti.





I parametri in input sono i seguenti:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type). E' possibile selezionare questa opzione per schematizzare l'ipotesi di rotazione nulla nel nodo montante-trave.

Zone rigide in sommità: possono essere nulle, oppure automaticamente definite dall'intersezione fra montante e architrave, oppure direttamente definite in input.

Tipologia del giunto. E' possibile definire il giunto come saldato o bullonato. I parametri dimensionali assumono ovviamente significato in dipendenza dalla tipologia del giunto. Sono possibili ulteriori opzioni:

Irrigidimenti verticali nella trave

- e, nel caso di irrigidimenti verticali: **Mensola in sommità del montante**

Gli irrigidimenti sono illustrati nelle figure precedenti: anzitutto il caso di soli irrigidimenti verticali nella trave, e successivamente il giunto con mensole in sommità.

Modalità operative con il software Aedes.ACM

Il software ACM elabora la curva di capacità del complesso muratura+cerchiatura considerando il diagramma di comportamento dei maschi e del telaio. Per il telaio, la curva di capacità viene elaborata tramite l'analisi dello schema statico, considerando rigidità, resistenza e capacità deformativa dei suoi componenti: i profili (*montante = colonna, architrave = trave, e traverso inferiore in caso di telaio chiuso*) ed i collegamenti (= giunti).

Fra le possibili ipotesi di lavoro, è molto importante la modalità con cui viene schematizzato il vincolamento interno del nodo colonna/trave. La rotazione del nodo di sommità colonna-trave può essere considerata nulla a priori (*lo schema statico del telaio è piano, e si tratta della rotazione del nodo nel piano verticale*).

Questa ipotesi può essere applicata quando vi è un buon ammorsamento dell'architrave nella parete, in grado di garantire il **comportamento shear-type** del telaio. In tal caso, il giunto viene classificato trascurando le componenti di base relative alle ali e all'anima della trave e agli irrigidimenti nell'anima della trave.

Fra i risultati dell'elaborazione di calcolo relativa al comportamento della parete in cui è inserito il telaio di cerchiatura, ACM propone il confronto fra il momento resistente dovuto alla reazione della muratura nella zona di ammorsamento della trave, e il momento di progetto di nodo corrispondente allo spostamento corrispondente allo stato limite ultimo della parete.

Il comportamento *shear-type* è garantito quando il momento resistente è superiore al momento di progetto. Si osservi che il momento resistente non dipende solo dal prolungamento della trave nel muro, ma anche dallo spessore della parete e dalla resistenza a compressione della muratura.

Se l'architrave non è prolungata (*o non lo è sufficientemente*) nel muro adiacente o la resistenza a compressione della muratura nella zona di ammorsamento è scarsa, il blocco della rotazione al nodo colonna-trave non è garantito, ed è opportuno evitare l'ipotesi *shear-type*. In tal caso, al nodo si consente la rotazione nel piano verticale, e di conseguenza il giunto viene classificato considerando anche le componenti di base relative alla trave.

Si osservi che normalmente nelle strutture intelaiate in acciaio il giunto viene studiato per l'unione fra una colonna e una trave che viene collegata alla colonna, ad es. bullonata attraverso una piastra. Nel caso particolare del telaio di cerchiatura, il nodo si presenta ruotato di 90°, in quanto è la colonna che viene collegata alla trave. La trave attraversa con continuità la sommità della colonna stessa, fino a prolungarsi entro la muratura nella quale si appoggia. Nel caso di un giunto bullonato con piastra, la piastra è saldata in sommità alla colonna, e il collegamento bullonato si realizza attraverso i fori della piastra e quelli predisposti nell'ala della trave. In conseguenza di ciò, le illustrazioni che corredano il testo normativo di riferimento (*EuroCodice EN 1993-1-8*), riferite al giunto 'trave con piastra/colonna', devono essere pensate ruotate e cioè riferite al giunto 'colonna con piastra/trave'.

Ciò premesso, nel seguito si esamina in dettaglio il comportamento del giunto colonna/trave.

Si considerano telai in acciaio, composti da un profilo di tipologia HE o IPE sia per il montante (=colonna) sia per l'architrave (=trave), tra loro non necessariamente uguali. Il giunto presenta doppia simmetria, a causa della sollecitazione ciclica sismica.

L'analisi del collegamento (*giunto*) fra colonna e trave consiste nella classificazione del giunto in funzione della rigidità rotazionale e della capacità portante flessionale.

Classificazione in funzione della rigidità rotazionale:

1. *rigido*. Gli elementi sono collegati con continuità: non sono consentite rotazioni relative tra colonna a trave;

2. *semi-rigido*. Nello schema statico del telaio, al giunto corrisponde una cerniera con molla rotazionale: il giunto consente una rotazione relativa tra colonna e trave e nello stesso tempo trasmette azione flettente;
3. *cerniera*. Colonna e trave sono collegati con una cerniera interna che consente rotazioni relative senza trasmettere momento flettente.

Classificazione in funzione della capacità portante flessionale:

- A *giunto a completo ripristino di resistenza*. Il momento resistente del giunto è superiore a quello degli elementi collegati; la cerniera plastica si forma nell'elemento strutturale più debole;
- B *giunto a parziale ripristino di resistenza*: la cerniera plastica si forma nel giunto. Il giunto deve avere capacità rotazionale sufficiente per consentire lo sviluppo della cerniera plastica;
- C *giunto a cerniera*: il nodo di collegamento fra colonna e trave non può essere sede di plasticizzazioni.

L'analisi strutturale del telaio di cerchiatura viene effettuata in **condizioni sismiche**.

La normativa vigente (D.M. 14.1.2008), relativamente ai collegamenti di strutture intelaiate nuove in acciaio sottoposte ad azioni sismiche, prescrive che essi siano progettati in modo da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche negli elementi collegati (*non necessariamente nelle travi, poiché si tratta di telai monopiano: §7.5.4 D.M.14.1.2008*). In particolare, il momento resistente del giunto deve essere superiore a $1.1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{pl,Rd}$, dove $M_{pl,Rd}$ è il momento resistente dell'elemento collegato e γ_{Rd} è il coefficiente di sovrarresistenza del materiale.

Nel caso di comportamento shear-type (*nodo di giunto a rotazione nulla*), la sovrarresistenza è rispetto alla colonna; se le rotazioni nel nodo sono consentite, la sovrarresistenza è rispetto alla colonna e alla trave. La sovrarresistenza farà sì che la plasticizzazione avvenga nell'elemento collegato prima che nel collegamento (*quindi, nel corso dell'analisi elastoplastica del telaio il momento resistente del collegamento non sarà mai raggiunto*).

Questa condizione intende conseguire una sufficiente sicurezza nei confronti di azioni di tipo ciclico, quali sono le azioni sismiche. Il giunto, per essere idoneo al progetto antisismico, in base alla classificazione per capacità portante flessionale, dovrà risultare 'a completo ripristino di resistenza': in caso contrario, occorre riprogettarlo.

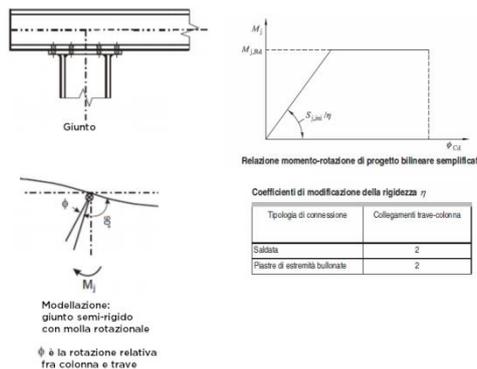
Aldilà della capacità portante flessionale, la classificazione del giunto in base alla rigidezza consentirà di definire la rigidità del giunto, e nel caso semi-rigido sarà possibile modellarlo attraverso una molla rotazionale. La conoscenza del diagramma di comportamento del giunto permetterà di valutare correttamente resistenza e deformazione sviluppate dal telaio.

Occorre tuttavia osservare che il telaio di cerchiatura non corrisponde propriamente ad una nuova struttura in acciaio, quanto piuttosto ad una tecnica di intervento su una struttura in muratura entro la quale il telaio è confinato. Adottare la condizione di sovrarresistenza del giunto per i telai di cerchiatura equivale a scartare soluzioni intermedie che nell'ottica degli interventi su strutture esistenti possono essere considerate valide se comportano un miglioramento del comportamento statico e sismico della struttura nel suo insieme (*la parete muraria contenente il telaio di cerchiatura*).

La scelta più appropriata è quindi considerare le strutture di rinforzo per ciò che sono, valutandone gli effetti sull'intervento: condizione indispensabile è ovviamente considerare le reali rigidezze e resistenze dei componenti strutturali, giunto incluso.

ACM consente la definizione della legge di comportamento del giunto attraverso la sua classificazione per rigidezza e per resistenza; fra i risultati dell'elaborazione, viene evidenziata la sua eventuale sovrarresistenza.

Poiché la curva di capacità del telaio viene definita mediante un'analisi elasto-plastica, sarà possibile adottare per il giunto un comportamento bilineare (*elastico-perfettamente plastico*), seguendo §5.1.4 EN 1993-1-8.



Alcune configurazioni strutturali di telai di cerchiatura non sono inclusi nella casistica di giunti classificati da ACM:

- telai in acciaio con colonna e/o trave non avente sezione *HE* o *IPE*;
- telai misti in acciaio e c.a.;
- telai in c.a.;
- per murature con grande spessore dove la cerchiatura prevede più telai uguali tra loro affiancati: il collegamento colonna/trave viene studiato facendo riferimento al singolo telaio; è necessario che il numero di colonne affiancate sia uguale al numero di travi affiancate.

Nei casi non inclusi nella classificazione automatica, il comportamento del giunto può essere considerato rigido e a completo ripristino della resistenza; è ovviamente opportuna una verifica a parte sulla soluzione strutturale adottata per il nodo. ACM consente comunque l'inserimento diretto in input di rigidezza iniziale e momento resistente del giunto.

Fin qui per quanto riguarda il giunto di sommità della colonna. Per quanto riguarda il giunto di base, ACM consente le seguenti specifiche:

- è possibile assegnare gli stessi valori di rigidezza e resistenza del giunto di sommità (*ciò corrisponde al caso in cui la colonna sia collegata al traverso inferiore con identiche modalità con cui viene collegata alla trave*);
- in alternativa, si possono specificare direttamente rigidezza e/o resistenza, o qualificare il giunto di base come rigido e/o a

completo ripristino, oppure a cerniera.

Dati PARETI

I dati Pareti sono relativi allo *Stato Attuale* e allo *Stato di Progetto*. Per ognuna delle due configurazioni, sono raggruppati nel seguente modo: *Geometria, Muratura, Carichi, Aperture-Maschi. Criteri di calcolo e grafici* completano i dati.

GEOMETRIA

Dimensioni parete: larghezza B , spessore s , altezza iniziale (H_i) e finale (H_f), colmo: distanza da sx e altezza = dimensioni globali della parete. La parete può essere piena oppure contenere fori definiti dalla scheda Aperture/Maschi. Lo spessore è considerato costante in elevazione. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati geometrici, derivanti direttamente dalla scomposizione della parete globale oppure opportunamente modificati.

Piano della parete (1=impostata sulle fondazioni), Quota di base della parete Z , Parete in direzione X = informazioni sulla posizione della parete nell'edificio.

Vincolo in sommità della parete muraria = tipo di vincolamento della parete. Si distinguono due casi notevoli: rigido (*doppio incastro*) e flessibile (*mensola*), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione (*componente flessionale*) pari a 12 e 3. E' possibile definire un valore intermedio (*semincastro in sommità*). In corrispondenza del tipo di vincolamento, vengono espressi i valori dei momenti determinati da una forza orizzontale alla base e in sommità del muro. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio sarà considerato il proprio vincolamento, derivante direttamente dal vincolo della parete globale oppure opportunamente modificato.

Per quanto riguarda eventuali **cerchiature** inserite all'interno della parete (*tramite la definizione nella scheda Aperture/Maschi*), ACM considera la corrispondente curva di capacità, caratterizzata da una rigidezza elastica iniziale, e da successivi degni dipendenti dalle possibili crisi (*momenti e tagli nelle aste e/o nei giunti*). Nel caso di giunto semi-rigido lo schema risolutivo del telaio di cerchiatura, che può essere chiuso o a portale, contiene un vincolamento interno a molla rotazionale.

MURATURA

Tipologia = descrizione di identificazione del tipo di materiale costituente la parete.

Parametri rappresentativi del materiale: resistenza media a taglio e a compressione; moduli di elasticità di Young E e tangenziale G ; fattore di confidenza F_c ; peso specifico.

Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati sulla muratura che lo costituisce, derivanti direttamente dal riferimento alla parete globale oppure opportunamente modificati.

Il **fattore di Confidenza F_c** dipende dal *Livello di Conoscenza* ed è finalizzato alla riduzione cautelativa delle resistenze di progetto. $F_c=1.35$ per L_{C1} , 1.20 per L_{C2} e 1.00 per L_{C3} (D.M. 14.1.2008, Tab. § C8A.1). La *Circ.26 del 2.12.2010* sui beni monumentali (in §4.2) prevede la possibilità di diversi valori di F_c , in ogni caso compresi fra 1.00 e 1.35 , composti da vari contributi (*fattori di confidenza parziali*).

Dati i diversi assetti della parete fra *Stato Attuale* e *Stato di Progetto*, è possibile diversificare il valore di F_c fra i due Stati (*nella maggior parte dei casi tale valore sarà coincidente*).

CARICHI

Nella scheda Carichi viene specificata la risultante P_{somm} dei carichi agenti **globalmente** sulla sommità della parete muraria, risultante dai pesi propri delle pareti sovrastanti e dai solai dei vari livelli. A P_{somm} corrispondono - attraverso una ripartizione eseguita in base alle dimensioni in pianta, ossia all'area di influenza - i carichi P_i agenti sulla sommità dei singoli maschi (*Dati Maschi, in scheda Aperture-Maschi*). I carichi P_i specificati nei *Dati Maschi* sono utilizzati nell'analisi statica e sismica e possono essere modificati dall'Utente. Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio saranno considerati i propri carichi, derivanti direttamente dai carichi della parete globale oppure opportunamente modificati.

Il carico in sommità della parete si distingue in due tipologie:

- P_{somm} per *Analisi Statica (Combinazione fondamentale, SLU)*; il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi: $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$;
- P_{somm} per *Analisi Sismica (Combinazione sismica)*; il valore specificato include i coefficienti moltiplicativi: ψ_2 .

APERTURE - MASCHI

Per ogni **apertura** prevista nella parete muraria:

Dimensioni d, z = distanza dell'apertura dal bordo sinistro e inferiore della parete.

Dimensioni B, H = larghezza e altezza dell'apertura.

Queste dimensioni si riferiscono sempre al **vano netto (vuoto) dell'apertura anche in presenza di cerchiatura**. Non includono quindi gli ingombri dei montanti, dell'architrave e del traverso inferiore dell'eventuale cerchiatura; l'ingombro della cerchiatura viene gestito automaticamente da ACM, e di tale ingombro si tiene conto nella definizione dei maschi murari, sempre considerati al netto delle strutture della cerchiatura.

Cerchiatura n° = se presente, indica il tipo di telaio previsto per l'apertura.

Per ogni **maschio murario** presente nella parete, la cui base è definita dalle aperture limitrofe, sono definiti i dati su: **geometria** (base B , altezza H , zone rigide inferiore e superiore, spessore s), **vincolamento** (componente flessionale di rigidezza x : $K = xEJ/h^3$), **carichi** (sforzo normale agente in sommità P per stato limite ultimo (combinazione fondamentale) e per combinazione sismica; questo valore non include il peso proprio del maschio e delle fasce adiacenti, che ACM valuterà automaticamente);

tensioni di precompressione orizzontale e verticale;

materiali (tipologia, resistenza media a taglio e a compressione, moduli di elasticità longitudinale E e tangenziale G , peso specifico).

Questi dati possono derivare direttamente dal riferimento alla parete globale oppure essere stati opportunamente modificati in modo da rappresentare correttamente le disomogeneità presenti nella parete nel suo complesso.

Ad ogni maschio è possibile attribuire **fattori correttivi alle resistenze e/o ai moduli elastici**, secondo quanto illustrato in §C8(Circ.7, 21.1.2019); vengono inoltre definite le capacità di spostamento a taglio e a pressoflessione (come *drift di piano*; il *drift* fa riferimento all'altezza deformabile del maschio) e in alternativa come **ductilità** (rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico, intendendo per quest'ultimo lo spostamento corrispondente al punto di inizio del tratto plastico).

E' inoltre possibile **definire le verifiche da svolgere** per il maschio: pressoflessione complanare (alla base e in sommità della luce deformabile del pannello) e/o taglio per scorrimento (in sommità e alla base della luce deformabile) e/o taglio per fessurazione diagonale (a

metà altezza della luce deformabile).

Per maschi murari consolidati con **intonaco armato** è possibile specificare lo **spessore dell'intonaco** (riferito ad una sola faccia della parete; si intende che nei calcoli l'intonaco armato verrà considerato su entrambe le facce), ed il **peso specifico dell'intonaco**. In tal modo nel calcolo vengono considerati gli effetti dell'aumento di spessore dovuto all'intonaco su massa e rigidità.

Se lo spessore dell'intonaco armato è nullo (*spess. intonaco* = 0) si trascurano gli effetti dell'intonaco su aumento di massa e rigidità.

Questa funzionalità permette di confrontare nel modo corretto la differenza di prestazione ottenuta utilizzando tecniche di consolidamento tradizionali (*betoncino armato*) e tecniche innovative (*es. intonaco armato con rete in GFRP e ridotto spessore di intonaco*), che possono essere rappresentate da materiali murari 'equivalenti' (in alternativa all'utilizzo dei coefficienti correttivi presenti in Normativa).

E' possibile definire **maschi murari contigui**, al fine di rappresentare correttamente variazioni sui propri parametri di materiale, carico, vincolo: tale configurazione può essere ottenuta utilizzando il comando di suddivisione di un maschio originario. I maschi contigui sono divisi da una linea di 'apertura' convenzionale (*di dimensioni millimetriche*). Attraverso un apposito parametro, è possibile **assemblare la loro rigidità flessionale**, amplificando il momento d'inerzia di ogni singolo maschio (*e quindi la sua rigidità flessionale*), in modo tale che la somma delle inerzie dei maschi sia pari all'inerzia del maschio assemblato. Indicando con: s_i lo spessore della parete, b_i la base del singolo maschio da assemblare, s e b : spessore e base del maschio complessivo, il coefficiente amplificativo è pari a: $[sb^3 / \sum(s_i b_i^3)]$, con: $b = \sum(b_i)$, $s = \sum(s_i b_i) / b$.

Comandi interni ad ACM agevolano, in fase di input, la definizione di **zone rigide** dei maschi murari competenti ad alcune opzioni notevoli: (1) secondo angoli di diffusione a 30° e tenendo conto degli spigoli di porte e finestre; (2) zone rigide corrispondenti esattamente alle intersezioni geometriche fra maschi e fasce limitrofe; (3) zone rigide nulle; (4) zone rigide personalizzate:

E' inoltre possibile controllare che le zone rigide non superino (1/3) dell'altezza del maschio.

In ogni caso, le zone rigide effettivamente utilizzate nei calcoli sono quelle specificate negli appositi campi dei Dati Maschi.

CRITERI

Variatione di Rigidità (%) per Riparazione Locale: +/- = il valore definisce la variazione di rigidità. Secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana, tale variazione è pari a +/- 15%. E' comunque possibile specificare un diverso valore in input.

Maschi snelli trascurabili = con riferimento ad indicazioni di alcuni riferimenti normativi, e che più in generale possono corrispondere a scelte comunque ritenute dal Progettista fisicamente significative, questi parametri consentono di evitare di considerare il contributo resistente alle azioni orizzontali di componenti murarie troppo snelle per essere in grado di garantire un'adeguata resistenza alle sollecitazioni di taglio e di pressoflessione.

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità = questa opzione consente il calcolo del taglio resistente per scorrimento a favore di sicurezza, facendo riferimento alla sezione in condizioni più sfavorevoli (*massima parzializzazione, in quanto in sommità si ha lo stesso momento della base ma sforzo normale minore*).

Resistenza a taglio per fessurazione diagonale indipendente dalla snellezza della parete: $b=1.5$ fisso [§C8.7.1.5, (8.7.1.1)] = imposta il parametro relativo alla snellezza (*coefficiente 'b'*) utilizzato nel calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale.

Per la generazione della curva di capacità, in presenza di telai di cerchiatura, un'apposita opzione consente di **ignorare la parte oltre il massimo spostamento dei maschi murari**. E' infatti possibile che nel comportamento in parallelo dei maschi e della cerchiatura, la curva di capacità del telaio presenti spostamenti maggiori dei massimi spostamenti dei maschi murari; nell'ambito di un comportamento d'insieme delle strutture può essere opportuno ignorare spostamenti del telaio oltre lo spostamento massimo della muratura.

Massa Sismica: metà altezza parete = consente la valutazione della forza sismica corrispondente al carico verticale includendo solo metà peso proprio. Ciò equivale a ritenere non idoneo pensare agente la forza sismica totale (*corrispondente a tutto il peso: carico in sommità + peso proprio completo*) sulla sommità della parete, ipotizzando che metà fascia (*metà peso proprio di parete*) sia solidarizzata con il vincolo di base.

In analisi secondo il D.M.14.1.2008, questa opzione influisce sul calcolo dell'oscillatore monodimensionale bilineare equivalente e quindi sulla valutazione della PGA sostenibile. Tali calcoli vengono presi in considerazione solo nei casi di Intervento di Miglioramento, mentre restano di fatto ininfluenti ai fini dello studio delle *Riparazioni Locali*.

Coeff. parziale di sicurezza dei materiali (**gamma**), **M in Analisi Statica** = è possibile specificare un valore compreso fra 2.0 e 3.0, in accordo con quanto indicato in §4.5.6.1.

Comportamento dei maschi murari. Rigidità: per la curva di comportamento dei singoli maschi murari, sono possibili le seguenti opzioni:

- **bilineare:** nessuna modifica a E, G in input;
- **bilineare,** con riduzione di E, G pari al 50%;
- **trilineare,** con riduzione di E, G pari al 50% dopo la parzializzazione.

Le riduzioni per rigidità fessurata sono applicate in fase di analisi (*non nei dati in input dei maschi murari*).

La rigidità fessurata è considerata rappresentativa della parzializzazione delle sezioni che per i maschi murari avviene sotto momenti dovuti alle azioni orizzontali. Le sezioni dei pannelli murari possono condurre a verifica di resistenza soddisfatta, anche se sono parzialmente reagenti. In tali condizioni non si ha plasticizzazione, ma la rigidità della sezione deve essere ridotta.

Questo comportamento è efficacemente schematizzato con la legge trilineare, in grado di descrivere il passaggio dalla fase elastica alla fase fessurata e infine alla fase plastica; la legge trilineare è quindi maggiormente rappresentativa del fenomeno di riduzione della rigidità per fessurazione rispetto all'ipotesi di applicazione della riduzione del 50% ai valori iniziali dei moduli elastici.

Seguendo la legge trilineare, la curva di capacità del maschio murario è caratterizzata inizialmente dalla rigidità elastica. Appena si manifesta la parzializzazione, viene applicata la rigidità fessurata (*pari al 50%*). In seguito si gestiscono le plasticizzazioni a taglio e pressoflessione, attraverso l'analisi delle resistenze di progetto. In definitiva, la curva di comportamento non-lineare parte dalla rigidità elastica, e la fessurata entra in gioco solo al momento della parzializzazione.

Questo tipo di comportamento non lineare è coerente con la normativa europea: EuroCodice EC8-1 (UNI EN 1998-1:2005), che in §4.3.3.4.1(2), relativamente ai metodi non lineari, recita:

"Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestruzzo e di muratura, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare sia la rigidità secante al punto di snervamento. Sono permesse **relazioni trilineari** forza-deformazione, che tengono conto di rigidità prima della fessurazione e dopo la fessurazione."

Con l'introduzione del comportamento trilineare, ACM implementa quindi in modo completo il comportamento descritto

dall'EuroCodice, fermo restando che la legge bilineare resta ancora applicabile semplicemente effettuando la corrispondente selezione in input, con rigidzze elastiche oppure fessurate (*ridotte del 50%*).

Comportamento dei maschi murari. Spostamento ultimo: per la curva di comportamento dei maschi murari, relativamente allo spostamento ultimo (spostamento al termine del tratto plastico) sono possibili le seguenti opzioni:

- **drift** su luce deformabile;
- **drift** su altezza di interpiano;
- **duttilità** (multiplo dello spostamento al limite elastico).

La modalità di determinazione dello **spostamento ultimo in base al limite di deformazione angolare** (*drift, pari al rapporto tra spostamento orizzontale e altezza dell'elemento strutturale*) viene indicata nella Normativa vigente (*D.M. 14.1.2008*), ed in generale viene fatto riferimento alla luce deformabile, in quanto lo spostamento deve essere valutato al netto di moti rigidi (§C8.7.1.4).

Questo approccio presenta alcune criticità che potrebbero condurre ad una valutazione poco realistica degli spostamenti massimi delle pareti.

Il criterio di drift calcolato solo in base all'altezza dell'elemento non descrive adeguatamente le diverse possibili configurazioni strutturali. Alcuni studi indicano la dipendenza dello spostamento ultimo anche dalla snellezza della parete, dallo stato di sollecitazione (*carico applicato*), dal tipo di materiale, dal grado di vincolo della parete. Maschi murari che differiscono tra loro per uno o più di questi parametri avranno in generale spostamenti ultimi diversi.

Sono reperibili in letteratura formulazioni sullo spostamento ultimo in dipendenza dei parametri indicati (*cf. S.Petry, K.Beyer: Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls, Engineering Structures, 65 (2014) 76-88*).

Nell'ambito dei confronti locali del comportamento sismico di una parete in muratura tra *Stato Attuale* e *Stato di Progetto*, si rileva che nel caso di una parete inizialmente piena (*con altezza deformabile pari all'altezza completa, con zone rigide nulle*) dove viene praticata un'apertura (*per cui l'altezza deformabile dei maschi murari ai lati dell'apertura diminuisce, ad esempio con zone rigide che dipendono dalla diffusione degli sforzi a 30°*), cerchiata con telaio, si otterrebbe una riduzione della capacità di spostamento, con conseguente giudizio negativo sull'intervento, in evidente contrasto con la realtà.

Una prima soluzione a questo tipo di problemi si ottiene considerando, dal punto di vista della capacità di spostamento, la parete nel suo insieme e riferendo l'altezza per il calcolo dello spostamento al pannello anziché ai singoli maschi murari, e più precisamente all'altezza di interpiano (*prescindendo in pratica dalle zone rigide*); l'ipotesi viene ovviamente applicata ad entrambi gli *Stati Attuale* e di *Progetto*. Questa è la seconda opzione proposta da *ACM* (*drift su altezza di interpiano*).

La terza opzione, infine, richiama una diversa modalità di calcolo dello spostamento ultimo, proposta da un documento normativo italiano (*Circ. 21745 del 30.7.1981*) per l'analisi sismica degli edifici esistenti in muratura, mai abrogato, in uso nelle applicazioni delle metodologie *Por*.

In tale documento si afferma che lo spostamento ultimo è un multiplo dello spostamento al limite elastico, con valori diversi a seconda che la muratura sia originaria (*1.5*) oppure sottoposta a intervento di consolidamento tramite iniezioni o intonaco armato (*2.0*).

Poiché si tratta del multiplo dello spostamento al limite elastico (*punto di plasticizzazione*), ogni maschio murario (*con i propri valori di dimensione geometrica, carico, materiale, vincolo*) avrà uno specifico valore di spostamento ultimo, rispettando quanto sopra osservato.

Si deve comunque rilevare che i valori previsti per la duttilità (*1.5, 2.0*) si riferiscono, nella norma del 1981, a prove sperimentali con valori di rigidzza determinati in condizioni di plasticizzazione, quindi con moduli di elasticità ridotti rispetto ai valori elastici (*ed un confronto fra i valori di E,G proposti dalla norma del 1981 e quelli della Circ. 7/2019 mostra questo fatto con evidenza*).

Pertanto, considerando *E,G* in fase elastica (*p.es. adottando il comportamento trilineare*) lo spostamento al limite elastico viene raggiunto prima di quanto previsto dalla norma del 1981, con conseguente maggiore duttilità. Facendo riferimento ad una riduzione dei moduli di elasticità pari al 50% per considerare il valore in condizioni di plasticizzazione, si otterrebbe un raddoppio della duttilità.

ACM propone per default i valori *1.5* e *2.0*, ma l'Utente, se lo ritiene opportuno, può modificarli nei dati dei *Maschi murari*.

Muratura: Coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]. Per 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici applicati contemporaneamente, è possibile scegliere una delle seguenti opzioni alternative:

- Sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro
- Amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

Analisi Sismica: criterio di individuazione dello Stato Limite Ultimo. In analisi sismica secondo *D.M. 14.1.2008*, può inoltre essere specificato il **criterio** con cui si definisce lo **Stato Limite Ultimo** secondo la riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. Il punto di definizione dello *Stato Limite Ultimo* influisce sul calcolo dell'oscillatore elastoplastico monodimensionale equivalente, e quindi sulla valutazione della *PGA* sostenibile. Ciò è rilevante solo nei casi di *Intervento di Miglioramento*, mentre è ininfluenza ai fini dello studio delle *Riparazioni Locali*.

RISULTATI ANALISI CERCHIATURE

RIGIDEZZA

L'analisi della cerchiatura consiste, dal punto di vista dell'equivalenza meccanica del telaio con il pannello murario eliminato (=muratura rimossa), nel confronto tra la rigidzza prima e quella dopo l'intervento.

Si ha verifica soddisfatta quando la rigidzza alla traslazione orizzontale del telaio è simile a quella della muratura eliminata, senza eccessiva variazione (*secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana, la variazione consentita è non superiore al 15%*). Nei risultati viene riportato anche il **rapporto percentuale** fra la rigidzza del telaio e quella della parete.

È possibile che i risultati di questo calcolo siano ignorati, se nei dati della cerchiatura non è stata attivata l'opzione '**Confronto Rigidzza cerchiatura / muratura rimossa**'. Si osservi che il confronto tra telaio e pannello murario eliminato costituisce un reale indice di sicurezza solo se è garantita una perfetta connessione tra muratura e telaio (*per tale motivo il vincolo in sommità del telaio coincide col vincolo dell'elemento murario*). In caso di incertezza sulla perfetta connessione telaio/muratura il confronto di rigidzza fra *Stato Attuale* e *Stato di Progetto* deve essere svolto solo nell'ambito dell'analisi complessiva della *Parete*.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (SLE; SLU)

Le verifiche agli *Stati Limite* si distinguono in *Stato Limite di Esercizio (SLE)* e in *Stato Limite Ultimo (SLU)*.

I carichi in input sono suddivisi fra *SLU* (*combinazione fondamentale*), *SLE* (*combinazione caratteristica - rara*), *Sismica*, ed i valori specifici contengono i corrispondenti coefficienti moltiplicativi, come specificato nella descrizione dei *Dati Cerchiature*.

Le verifiche per *SLE* sono le seguenti:

- nel caso dell'acciaio, verifica di deformabilità dell'architrave (*verifica dello spostamento verticale massimo, o freccia*), con riferimento alla combinazione caratteristica (*rara*);

- nel caso del c.a. (§4.1.2.2): verifica di deformabilità (§4.1.2.2.2) e verifica delle tensioni di esercizio (§4.1.2.2.5) con riferimento alla combinazione quasi permanente (SLE), con carichi variabili affetti dai coefficienti ψ_2 , combinazione coincidente (per quanto riguarda i carichi verticali) con la combinazione sismica (§2.5.3).

Distintamente per SLE e per SLU, sono riportati i risultati dell'analisi dei carichi agenti sull'architrave della cerchiatura.

I diversi singoli contributi al carico agente, in dipendenza dalle scelte effettuate nei dati, possono essere i seguenti:

Q_1 = peso proprio della muratura, di tipo triangolare, competente al triangolo di scarico sull'architrave definito da angoli interni di 60°.

Il carico viene calcolato automaticamente da ACM qualora nei Dati Cerchiature sia stata selezionata l'opzione di diffusione dei carichi, altrimenti questo carico non viene considerato.

Trattandosi di peso proprio, nella combinazione fondamentale a tale carico compete il coefficiente parziale per le azioni $\gamma_F=1.3$ (Tab. 2.6.1); anche se infatti tale carico non è il peso proprio della struttura resistente ma è un carico portato, essendo compiutamente definito è possibile adottare per esso gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Il triangolo di carico agisce sulla luce completa, inclusa la sezione dei montanti, e quindi sulla luce netta si formano una componente triangolare ed una uniforme.

Q_2 = carico da solaio, di tipo uniforme; questo carico si assimila a permanente non strutturale. Il suo valore, specificato in input, contiene i coefficienti moltiplicativi (fra cui: $\gamma_F=1.5$ per la combinazione fondamentale, ψ_2 per la combinazione sismica). Il valore in input (cfr. descrizione Dati Cerchiature) contiene tutti i contributi dei carichi da solaio sovrastanti la parete, e quindi se la parete non è posta sottotetto possono aversi contributi distinti anche come coefficienti moltiplicativi (es. per la combinazione rara: ψ_0 per la neve e 1.00 per il carico variabile di ambiente ad uso residenziale per i solai dei piani sottostanti).

Q_3 = carico concentrato ed eventuale muratura aggiuntiva (oltre al triangolo di scarico).

Se nei dati è stata selezionata l'opzione relativa alla diffusione dei carichi, il carico concentrato produce effetti a seconda della sua posizione rispetto al triangolo di scarico, considerando la zona di influenza (cfr. descrizione Dati Cerchiature); diversamente, gli effetti dipendono dalla posizione della sua retta d'azione rispetto all'architrave.

Il valore in input si riferisce al solo carico concentrato; l'eventuale muratura aggiuntiva viene calcolata automaticamente da ACM. Il valore in input contiene i coefficienti moltiplicativi (es.: $\gamma_F=1.5$ per la combinazione fondamentale); alla muratura aggiuntiva, analogamente al triangolo di scarico, viene attribuito, nella combinazione fondamentale, il coefficiente $\gamma_F=1.3$.

Sono possibili le seguenti configurazioni:

considerando la diffusione dei carichi (presenza del triangolo di scarico):

- A interno al triangolo: non c'è muratura aggiuntiva oltre al triangolo, gli effetti si calcolano a partire dal carico concentrato (ad es. nel caso in asse: freccia: $Pb^3/48EJ$, momento: $Pb/4$);
- B esterno al triangolo, in zona d'influenza: viene considerata anche la muratura aggiuntiva. Gli effetti vengono calcolati considerando un carico distribuito equivalente: su tutta la luce dell'architrave, se la muratura aggiuntiva è presente su entrambe le parti rispetto al colmo del triangolo; su metà luce, se solo da una parte;
- C esterno al triangolo, fuori zona d'influenza: il carico non produce alcun effetto.

Non considerando la diffusione dei carichi (si ignora il triangolo di scarico), se il carico agisce lungo la luce netta dell'architrave, gli effetti dipendono dalla posizione del carico concentrato senza necessità di considerare un carico distribuito equivalente. Per carico fuori dalla luce netta dell'architrave, non si produce alcun effetto.

Q_4 = peso proprio architrave, di tipo uniforme, calcolato automaticamente da ACM (cui corrisponde $\gamma_F=1.3$ nella combinazione fondamentale).

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per architrave in **acciaio**: **verifica di deformabilità** dell'architrave (verifica dello spostamento verticale massimo, o freccia), con riferimento alla combinazione caratteristica (rara) (cfr. (2.5.2) in §2.5.3). La freccia, rapportata alla luce dell'architrave stessa, deve essere inferiore al limite specificato nei dati (normalmente 1/500 della luce; l'architrave è una membratura direttamente caricata da muri sovrastanti).

Per architrave in **calcestruzzo armato** (§4.1.2.2):

- **verifica di deformabilità** (§4.1.2.2.2):

il rapporto tra luce e altezza: $\lambda=l/h$ viene confrontato con il valore limite di riferimento:

$K * [11 + 0.0015 f_{ck} / (\rho + \rho')] * [500 * A_s,eff / (f_{yk} * A_{s,calc})]$, assumendo:

$K=1$, $[500 * A_s,eff / (f_{yk} * A_{s,calc})]=1$, trascurando ρ' , e $\rho=A_s/(b*h)$;

- **verifica delle tensioni di esercizio** (§4.1.2.2.5) con riferimento alla combinazione quasi permanente (SLE), con carichi variabili affetti dai coefficienti ψ_2 , combinazione coincidente (per quanto riguarda i carichi verticali) con la combinazione sismica (§2.5.3). Sotto l'azione del momento flettente di progetto, deve risultare: $\sigma_c < 0.45 * f_{ck}$, $\sigma_s < 0.8 * f_{yk}$. Viene adottata l'ipotesi di comportamento *elastico-lineare*.

STATO LIMITE ULTIMO

Per la verifica statica a **Stato Limite Ultimo** di resistenza dell'architrave viene fatto riferimento alla **Combinazione fondamentale** (cfr. (2.5.1) in §2.5.3). Sia per il taglio (*massima reazione agli appoggi*) che per il momento flettente (*massimo valore lungo la luce dell'architrave*) si esegue il confronto tra sollecitazione e resistenza di progetto.

GIUNTI

Per i giunti viene effettuata la classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005) in base alla resistenza e alla rigidezza. Dal punto di vista della rigidezza il giunto può risultare: a *cerniera*, *semi-rigido*, o *rigido*; per quanto riguarda la resistenza il giunto può essere: a *cerniera*, a *parziale ripristino*, o a *completo ripristino*.

Oltre alla *resistenza flessionale* viene esaminata la *resistenza a taglio*.

In alcuni casi, come i telai in c.a o misti in c.a. e acciaio, il giunto non può essere classificato. La classificazione dei giunti per rigidezza rotazionale e per resistenza (=capacità portante flessionale) è disponibile solo per montanti e travi con sezione HE/IPE orientate secondo la massima inerzia, e con sezione non doppia. Nel caso di 'n' travi e montanti affiancate nello spessore murario, il numero 'n' di travi e di montanti deve essere uguale, e la classificazione del giunto si riferisce ad 1 collegamento (nei calcoli rigidezza e resistenza del giunto si moltiplicano per 'n'). Nel caso di giunto bullonato, la classificazione richiede inoltre che gli opportuni controlli geometrici siano soddisfatti.

Il giunto non classificato può essere definito rigido e/o a completo ripristino di resistenza, o in alternativa rigidezza e/o resistenza sono definite direttamente in input.

CURVA DI CAPACITA' E DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE E DI DEFORMAZIONE

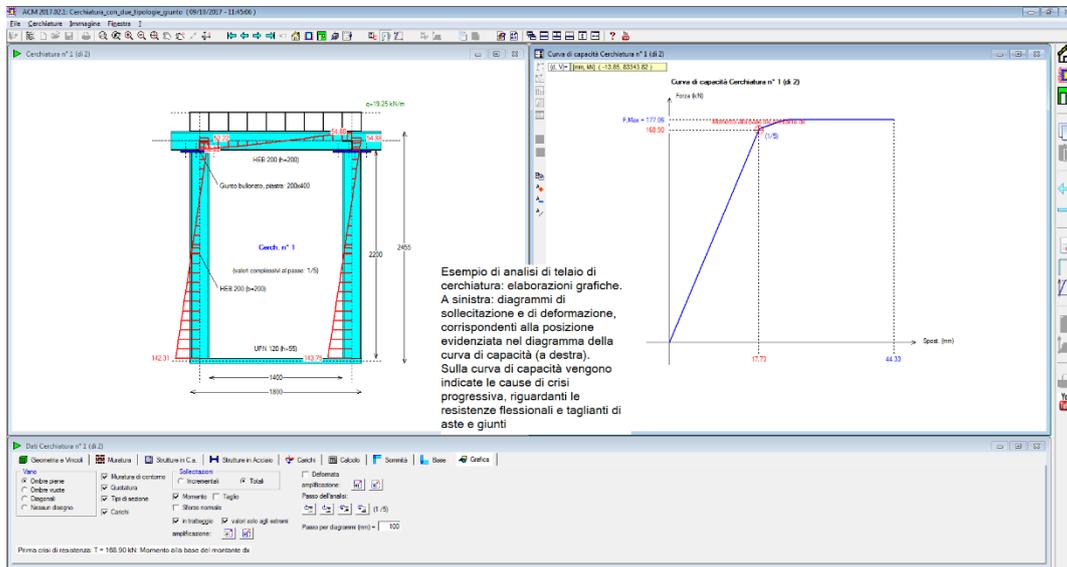
Durante la costruzione della curva di capacità del telaio di cerchiatura, sono possibili crisi flessionali o taglianti nei seguenti componenti strutturali:

- alla base o in sommità del montante sinistro o destro;
- nell'architrave o nel traverso inferiore all'estremo sinistro o all'estremo destro;
- nel giunto di base o di sommità sinistro o destro.

E' inoltre controllato il raggiungimento dello spostamento limite. Considerando i valori dei fattori di struttura proposti dalla *Normativa vigente* per telai monopiano in strutture rigide, e il legame tra fattore di struttura e duttilità, è possibile fare riferimento ad una duttilità pari a *2.5 volte* lo spostamento identificato dalla formazione di cerniera in corrispondenza dei nodi di base e di sommità del telaio. Poiché il telaio di cerchiatura è inserito in una parete muraria, lo spostamento limite è assunto sempre almeno pari allo spostamento corrispondente al valore ultimo della muratura rimossa, definito dal drift a pressoflessione o a taglio. Per la distinzione del valore del drift si fa riferimento alla snellezza, data dal rapporto fra altezza e larghezza del vano utile di apertura. Se la snellezza è superiore a *1.5* si considera il drift a pressoflessione (*pari a 0.6%H*), altrimenti il drift a taglio (*0.4%H*), con *H = altezza del vano utile*. Questa impostazione consente di attribuire al telaio un valore di spostamento massimo indipendente dalla parete complessiva nella quale è ubicato, che peraltro avrà un'altezza superiore a quella del vano utile; lo spostamento ultimo del telaio viene in tal modo assunto a favore di sicurezza.

In tutti i casi di crisi a taglio la costruzione della curva termina istantaneamente.

La curva di capacità è costituita da tratti lineari individuati da punti di crisi progressivi; un esempio è riportato nella figura seguente. Ad ogni punto notevole della curva di capacità corrisponde uno stato di sollecitazione e di deformazione degli elementi strutturali; seguendo la non linearità della struttura, i vincolamenti interni vengono modificati a causa delle crisi e la rigidità diminuisce progressivamente, fino ad un eventuale tratto plastico.



La curva di capacità del telaio concorre, insieme alle curve di comportamento dei maschi murari, alla curva di capacità complessiva della parete in cui il telaio è presente come struttura di cerchiatura.

La principale verifica di sicurezza svolta in *ACM* consiste nel confronto fra la curva di capacità della parete allo *Stato di Progetto* con lo *Stato Attuale*, determinando le variazioni su rigidità, resistenza e capacità di spostamento a seguito dell'intervento sulla struttura esistente. L'entità di tali variazioni determina infine la qualifica dell'intervento (es.: *Riparazione locale*, nei casi in cui non vi siano modifiche peggiorative o alterazioni di rigidità eccessive).

ANALISI di PARETI in MURATURA secondo D.M. 14.1.2008 / D.M. 17.1.2018

Normativa di riferimento:

[1] D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17.1.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"

[2] Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008

[2] Circolare 21.1.2019, n.7: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.1.2018

[3] Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n.606 del 21/6/2010): "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti".

Nel seguito, il testo fa riferimento al D.M. 14.1.2008 e alla corrispondente Circolare.

Per quanto riguarda il D.M. 17.1.2018, la metodologia di calcolo è invariata e si registrano modifiche soltanto riguardanti il calcolo dello spostamento ultimo, con drift dei pannelli definito secondo SLC invece che SLV, e con conseguente diversa definizione del punto di capacità della parete complessiva per SLV, definito ai (3/4) del punto di SLC.

Per maggiori dettagli operativi, si rinvia alla documentazione di ACM, aggiornata progressivamente in conseguenza delle evoluzioni normative.

Secondo il D.M. 14.1.2008, l'intervento locale su una parete di un edificio esistente in muratura che preveda aperture nuove o modificate con eventuali inserimento di telai metallici o in cemento armato e/o consolidamento della muratura, deve essere soggetto a verifica sismica.

Gli interventi sugli edifici esistenti sono classificati in 3 tipologie (§8.4):

- *Intervento di Adeguamento (§8.4.1)*
- *Intervento di Miglioramento (§8.4.2)*
- *Riparazione o Intervento locale (§8.4.3).*

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della '**Riparazione o Intervento locale**' alle condizioni previste dal punto §C8.4.3: *Riparazione o intervento locale, Circolare 2.2.2009 n.617:*

"Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

(...) interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali."

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo *Stato Attuale* e allo *Stato di Progetto*, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per la rigidezza occorre fissare un limite di riferimento per la sua variazione (*interpretando correttamente il testo, può trattarsi sia di una diminuzione sia di un aumento*): in [3] si indica un valore di riferimento pari a $\pm 15\%$. Se la variazione di rigidezza supera il 15%, l'intervento non può essere classificato come *Riparazione o intervento locale*, ed entra nell'ambito degli *Interventi di Miglioramento*.

La qualifica di '**Intervento di Miglioramento**' si applica nei seguenti casi:

- quando l'intervento comporta una variazione di rigidezza eccessiva (superiore al 15%);
- quando l'intervento costituisce un 'peggioramento' per forza ultima e/o capacità di spostamento: non si riesce in alcun modo a 'migliorare' il comportamento locale, e quindi la parete non può essere vista come oggetto di intervento locale ma solo come parte di una riorganizzazione complessiva della struttura che necessariamente richiede un'analisi globale dell'edificio.

Se l'intervento rientra nell'ambito della '*Riparazione o intervento locale*', la verifica di confronto *Stato Attuale / Stato di Progetto su Rigidezza, Resistenza e Capacità di spostamento* è esaustiva.

Se invece si tratta di un '*Intervento di Miglioramento*', all'analisi della parete dovrà essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme:

§8.4.2: *Intervento di Miglioramento, D.M.14.1.2008:*

"(...) Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme."

Con riferimento all'orizzontamento sovrastante la parete, possono distinguersi i casi di *impalcato rigido* o di *impalcato deformabile* (*quest'ultimo frequentemente presente negli edifici esistenti: ad es. solai in legno, o in putrelle, o senza soletta di calcestruzzo adeguatamente armata*).

Nel caso di **impalcato rigido** si rende sempre necessaria un'analisi globale, che potrà essere condotta con i metodi previsti dalla Norma (*analisi lineare o non lineare*); nello schema statico complessivo della struttura, la parete oggetto di intervento potrà essere rappresentata con una parete 'equivalente' dal punto di vista di rigidezza, forza ultima e duttilità (*cf. paragrafo di questo documento, dedicato ai criteri di equivalenza*).

Nel caso di **impalcato deformabile** sovrastante la parete, si può considerare che la variazione locale di rigidezza abbia un effetto limitato sul comportamento strutturale globale: la ripartizione delle azioni sismiche infatti avviene non in base alle rigidezze ma alle masse locali. Nel caso di impalcato deformabile, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo. Ciò rispetta infatti quanto previsto dal *D.M. 14.1.2008 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU)*.

§8: *Costruzioni esistenti - §8.7: Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche - §8.7.5: Progetto dell'intervento*

"Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- *verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto); [N.B.: da §4.5.6.3: Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)].*
- *scelta motivata del tipo di intervento;*
- *scelta delle tecniche e/o dei materiali;*
- *dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;*
- *analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;*
- *verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto)."*

Altri contenuti normativi relativi agli interventi locali sulle pareti sono i seguenti:

§C8A.5.5: *Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti, Circ. 2.2.2009, n.617*

*(...) La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va preferibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidezza risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un **telaio chiuso**, di rigidezza e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.*

Un incremento della rigidezza delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.

§C8A.5.8: *Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture*

Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidezza e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

Comportamento strutturale delle pareti in muratura

I **diagrammi di comportamento** dei singoli elementi murari sono **elastoplastici** di tipo bilineare o trilineare. Nel caso di comportamento trilineare si può avere una riduzione della rigidità (*rigidezza fessurata*) per effetto della parzializzazione a flessione; nel caso di comportamento bilineare, è possibile specificare (*cf. Dati Pareti*) la rigidità fessurata che, data la bilinearità, agisce fin dalla configurazione statica iniziale.

La forza ultima è determinata dalla minima forza resistente fra *PressoFlessione* e *Taglio*; lo spostamento ultimo viene generalmente assunto pari a $0.4\%H$ in caso di crisi per taglio (*per fessurazione diagonale o per scorrimento*) ($F_u = F_u, \text{Taglio}$) e $0.6\%H$ in caso di crisi per *PressoFlessione* ($F_u = F_u, \text{PressoFlessione}$); in alternativa, lo spostamento ultimo viene calcolato attraverso la duttilità (*rappporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico, inteso come punto di inizio del tratto plastico*) (*cf. le opzioni scelte nei Dati Parete*).

In *ACM* i valori dei drift dei singoli maschi murari (*e della duttilità*) possono essere comunque modificati dall'*Utente* in relazione alla natura della parete e ad eventuali particolari interventi di consolidamento; *H* viene assunta pari alla luce deformabile del maschio (*altezza di calcolo*) per le verifiche di resistenza; ai fini dello spostamento ultimo viene utilizzata la luce deformabile o l'altezza completa (=altezza di interpiano) a seconda della scelta dei dati in input. La luce deformabile è in generale minore dell'altezza completa a causa delle zone rigide di intersezione fra maschi e fasce di piano, seguendo in tal modo le indicazioni sulla modellazione 'a telaio' riportate in §7.8.1.5.2:

"(...) In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.(...)"

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §C8A.2, dove la *Tab.C8A.2.1* fornisce valori di riferimento per parametri meccanici (*resistenze e moduli di elasticità*) e peso specifico; i parametri possono essere modificati dall'applicazione dei coefficienti correttivi proposti in *Tab.C8A.2.2* (*N.B.: ex Tab.11.D.2 di OPCM 3431/2005*: da quest'ultima Norma vengono desunti i coefficienti correttivi per le murature presenti in *Tab.C8A.2.1* ma non riportate in *Tab.C8A.2.2*).

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M. 14.1.2008, § 7.8.2.2.1- § C8.7.1.5)

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 * f_d), \text{dove:}$$

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione; se *F* è la forza orizzontale agente in sommità alla parete, nel caso di doppio incastro (*incastro scorrevole in sommità*) il momento alla base e in sommità è pari $Fh/2$; nello schema a mensola (*con incastro alla base e rotazione libera in sommità*), il momento alla base è pari a Fh ; se in sommità vi è un semincastro, il momento assume un valore compreso fra i due casi limite;

l = larghezza complessiva della parete (*inclusiva della zona tesa*);

t = spessore della zona compressa della parete;

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / lt$, con *P* forza assiale agente positiva se di compressione), agente nella sezione della luce deformabile sede di verifica (alla base o in sommità).

Se *P* è di trazione, $M_u = 0$;

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

In *Analisi Non Lineare* la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m$, dove f_m è il valore medio della resistenza a compressione della muratura (*se f_m non è nota, si pone: $f_m = f_k / 0.7$*); inoltre, non si applica il coefficiente γ_M .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.1 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (*Tab. C8A.2.1*). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il *Fattore di Confidenza F_C* (§C8.7.1.5): $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza *LC1, LC2, LC3* (*si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m*).

In *Analisi Non Lineare*, non si applica γ_M , e la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m / F_C$.

Poiché in *ACM* viene eseguita un'*Analisi Non Lineare*, consistente nella determinazione del diagramma *Forza-Spostamento* del sistema (*costruito considerando i contributi dei singoli elementi, maschi e telai cerchianti*), si ha che $f_d = f_m / F_C$.

In *ACM*, F_C si applica alla resistenza media a compressione f_m definita nei dati sui *Materiali*.

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(§ C8.7.1.5)

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$$V_t = l t * (f_{td} / b) * \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}] \text{ essendo:}}$$

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / lt$, con *P* forza assiale agente positiva se di compressione), agente nella sezione di mezzera della luce deformabile (*dove si ipotizza l'innescio della lesione a X tipica della fessurazione diagonale*);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale $= 1.5 \tau_{od}$, con: τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (*=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale*) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Secondo §C8.7.1.5 i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (*Analisi Lineare e Non Lineare*) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (solo *Analisi Lineare*). Il *Fattore di Confidenza F_C* è pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza *LC1, LC2, LC3* (*si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o*). I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (*Tab. C8A.2.1*).

In *ACM*, F_C si applica alla resistenza media a taglio τ_o definita nei dati sui *Materiali*.

Nel caso di presenza di precompressione, la formulazione della resistenza a taglio si modifica nel seguente modo (σ_{po} precompressione orizzontale, σ_{pv} precompressione verticale):

$$V_t = l t * (f_{td} / b) * \sqrt{[1 + (\sigma_o + \sigma_{po} + \sigma_{pv}) / (1.5 \tau_o) + (\sigma_o + \sigma_{pv}) * \sigma_{po} / (1.5 \tau_o)^2]}$$

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.14.1.2008, §7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio per scorrimento viene definita per i nuovi edifici in §7.8.2.2.2; è inoltre considerata per l'analisi degli edifici esistenti (in §C8.7.1.5) qualora per il materiale considerato sia possibile questa modalità di collasso (ad es. per murature di mattoni pieni con letti regolari di malta).

La resistenza a taglio per scorrimento viene valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}, \text{ dove:}$$

l' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' * t)$, nella sezione di base della luce deformabile.

In *Analisi Non Lineare*, la resistenza di calcolo è data da: $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$, dove f_{vmo} è la resistenza media a taglio della muratura ($f_{vmo} = \tau_o$). Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (solo per l'Analisi Lineare), ed il fattore di confidenza F_C (sia in Lineare, che in Non Lineare) (§C8.7.1.5).

Il Fattore di Confidenza F_C è definito in §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).

I coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C .

Per quanto riguarda l' , lunghezza della parte compressa della parete, questa viene determinata ipotizzando una distribuzione di tensioni lineare (*triangolare, in caso di sezione parzializzata*). Con tale ipotesi, la lunghezza di zona reagente per sezione parzializzata è data da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 (l/2 - M/N).$$

Il taglio resistente è quindi: $V_{Rd} = l' t * (\tau_{0d} + 0.4 * N/l') / F_C = (l' t \tau_{0d} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t \tau_{0d} + 0.4 N] / F_C$

Ora: il momento è legato al taglio secondo lo schema statico adottato. Più precisamente: $M = V_{Rd} H/2$ nell'ipotesi di doppio incastro, e $M = V_{Rd} H$ nel caso di comportamento a mensola (in sintesi: $M = V_{Rd} H/\alpha$). Si ha dunque:

$$V_{Rd} = [3 (l/2 - (V_{Rd} H/\alpha)/N) t \tau_{0d} + 0.4 N] / F_C$$

Con alcuni semplici passaggi, si ottiene l'espressione del taglio resistente per scorrimento:

$$V_{Rd} = \alpha (1.5 l t \tau_{0d} + 0.4 N) / (\alpha F_C/H + 3 t \tau_{0d}/N) / H$$

Modalità di esecuzione dell'analisi, e calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile

Il comportamento della parete muraria, composta da uno o più maschi murari con eventuali telai di rafforzamento nelle aperture, viene adeguatamente studiato tramite analisi statica non lineare, considerando i diagrammi di comportamento dei singoli elementi costitutivi della parete.

COMPORTEMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale, facendo per semplicità riferimento alla legge bilineare (non considerando la rigidità fessurata):

Lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliante, è dato dalla

$$(1) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n E J) + \chi F h / (G A), \quad \chi = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

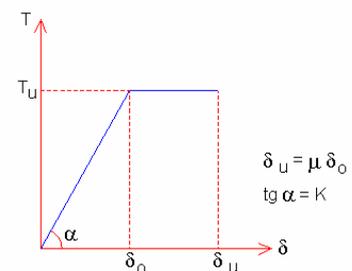
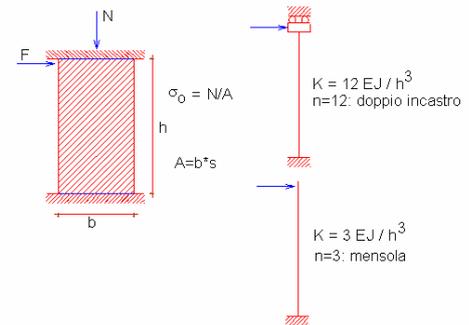
Ponendo lo spostamento uguale a 1, si ottiene il valore della rigidità alla traslazione:

$$(2) \quad K = 1 / [h^3 / (n E J) + 1.2 h / (G A)]$$

dove $n=3$ per il caso della mensola, $n=12$ per la parete doppiamente incastrata, $3 < n < 12$ per i casi intermedi.

La rigidità elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma *Forza-Spostamento*), occorrono i seguenti tre parametri:

- la rigidità elastica K , espressa dalla (2), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
- la forza ultima T_u , che rappresenta il valore minimo fra la resistenza a taglio (valutata come minima fra i due meccanismi di fessurazione diagonale e di scorrimento) e la resistenza a pressoflessione del maschio;
- la duttilità μ , pari al rapporto tra spostamento ultimo δ_u e spostamento al limite elastico δ_o (δ_o si indica anche con δ_y). Secondo il D.M. 14.1.2008, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio) ed è quindi di natura geometrica (indipendente da δ_o), con valore del drift determinato dalla prima modalità di crisi del pannello (raggiungimento del limite elastico, cioè della resistenza, a pressoflessione, scorrimento o fessurazione diagonale). I valori del drift corrispondenti alle diverse modalità di crisi sono definiti in Normativa, ad esempio, per le murature esistenti: 0.6%H per la pressoflessione, 0.4%H per il taglio. In alternativa al drift, ACM consente la scelta dello spostamento ultimo in base alla duttilità, secondo le opzioni scelte nei Dati Parete.

APPROFONDIMENTI SUL CALCOLO DELLE RESISTENZE A PRESSOFLESSIONE, SCORRIMENTO E FESSURAZIONE DIAGONALE E SULLA COSTRUZIONE DEL DIAGRAMMA FORZA-SPOSTAMENTO

Le resistenze corrispondenti alle verifiche a pressoflessione, scorrimento e fessurazione diagonale vengono riferite alla luce deformabile della parete (*altezza al netto delle zone rigide alla base e in sommità*). Per ognuna di queste verifiche, la resistenza corrisponde alla forza orizzontale che segna il limite per il comportamento elastico secondo la verifica stessa.

La resistenza a pressoflessione complanare viene calcolata su entrambe sezioni di base e di sommità; nella sezione dove viene raggiunta, attraverso il progressivo incremento della forza orizzontale, si ha la formazione di una cerniera plastica.

Nel caso di pareti non incernierate (*cioè non a mensola*), è possibile che la prima plasticizzazione a pressoflessione avvenga prima della crisi a taglio: in tal caso, si forma una cerniera plastica, si riduce la rigidità flessionale (*da asta doppiamente incastrata a mensola*), ma la resistenza del pannello può crescere fino alla crisi successiva.

La resistenza a fessurazione diagonale viene calcolata a metà luce deformabile, dove avviene l'innesco della lesione a X . La resistenza a taglio per scorrimento, che interpreta il meccanismo di slittamento della parte superiore del muro su quella sottostante, può essere eseguita alla base della luce deformabile. In alternativa, è possibile fare riferimento alla sezione di sommità, dove l'eccentricità è massima a causa del valore dello sforzo normale: rispetto alla base, in sommità vi è quindi minore zona reagente e minore componente di resistenza a taglio dovuta alla compressione.

Le crisi per taglio producono nella parete un degrado vincolare completo, con inizio del tratto plastico orizzontale.

Ai fini della costruzione del diagramma di comportamento (*forza-spostamento*), confrontando fra loro queste resistenze risultano possibili i seguenti casi (*analizzati nell'algoritmo implementato in ACM*).

A. Se la resistenza a taglio (*per scorrimento o per fessurazione diagonale*) è minore della resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione, il taglio determina il completo degrado vincolare e l'inizio del comportamento plastico (*tratto orizzontale*), fino a uno spostamento ultimo definito dal drift a taglio. In questo caso, la resistenza a pressoflessione non viene mai raggiunta dal pannello.

B. Diversamente, la resistenza minore corrisponde alla prima plasticizzazione a pressoflessione:

B.1. se la parete è una mensola (*vincolamento originario con cerniera statica*), il degrado è completo ed inizia il tratto plastico orizzontale: le resistenze a scorrimento o a fessurazione diagonale non possono essere raggiunte;

B.2. se invece il vincolamento statico è un doppio incastro o comunque un semincastro in sommità (*con momento non nullo*), la formazione della cerniera plastica degrada l'asta a mensola: la rigidità diminuisce, ma la forza resistente della parete può crescere fino alla crisi successiva, che sarà determinata:

B.2.1. o dal taglio (*scorrimento o fessurazione diagonale*) prima della formazione della seconda cerniera plastica a pressoflessione;

B.2.2. o dalla seconda cerniera plastica a pressoflessione.

A causa dell'interazione fra pressoflessione e scorrimento, occorre inoltre un approfondimento per il caso *B.2*: in questo caso, la resistenza a scorrimento è risultata superiore alla resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione. Ma poiché la formazione della cerniera plastica fa degradare l'asta a mensola, la resistenza per scorrimento deve essere ricalcolata considerando il comportamento a mensola. Se col ricalcolo si ottiene una resistenza inferiore alla resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione a pressoflessione, quest'ultima si assumerà pari anche alla resistenza a scorrimento (*perché comunque prima della formazione della cerniera plastica lo schema è con incastro o semincastro e quindi non ha significato assumere una resistenza a scorrimento minore*); altrimenti, il ricalcolo fornisce la resistenza a scorrimento da considerare per il proseguimento del diagramma oltre il punto corrispondente alla prima cerniera plastica a pressoflessione.

Il drift per lo spostamento ultimo viene definito dalla modalità di raggiungimento della completa plasticizzazione, a taglio o a pressoflessione.

COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITA' (ANALISI STATICA NON LINEARE):

COMPORAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIU' MASCHI MURARI

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi. Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidità alla traslazione. Pertanto, il diagramma *Forza-Spostamento* della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (per semplicità, viene fatto riferimento al comportamento bilineare).

Grazie al diagramma globale *Forza-Spostamento*, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig., costruito per l'esempio di 3 maschi. Supponiamo che i singoli diagrammi *Forza-Spostamento* dei maschi siano quelli riportati in figura; vogliamo costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete.

Fino al punto *A* si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio *n.3*.

Il punto *B* è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio *n.1*; il punto *C* è determinato dal limite elastico del maschio *n.2*.

Successivamente, inizia un tratto orizzontale (*fase perfettamente plastica*): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa.

Il tratto orizzontale termina in *D*, dove viene a mancare il contributo del maschio *n.1*, giunto a rottura. Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.

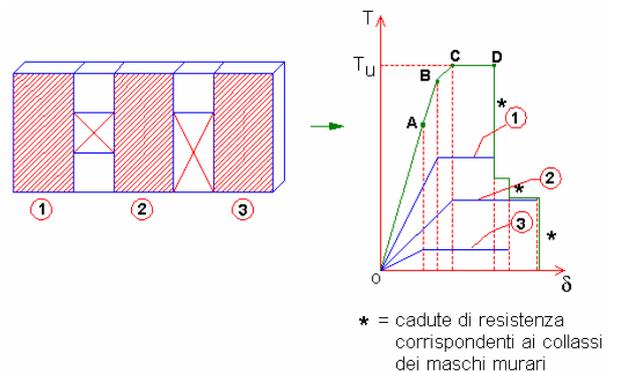
TELAJ DI CERCHIATURA

Per la costruzione del diagramma globale *Forza-Spostamento* della parete occorrono i corrispondenti diagrammi dei singoli componenti. Per quanto riguarda i maschi murari, la procedura è già stata illustrata. Gli eventuali telai di cerchiatura intervengono con le proprie curve di capacità, determinate dal comportamento degli elementi strutturali del telaio (*aste e giunti*).

Si rimanda alla descrizione dei risultati dell'analisi delle cerchiature per i dettagli sulle curve di capacità dei telai.

VERIFICA DI SICUREZZA

Da §7.8.1.6: "(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un



grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema."

In ACM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui in §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Nel modello di ACM, riferito ad un'analisi locale di *I* interpiano, è possibile adottare l'ipotesi *shear-type*, trascurando gli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Nel caso dell'analisi di una singola parete di *I* interpiano, la curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (*maschi murari e telai di cerchiatura*), come è stato illustrato ai paragrafi precedenti. Si tratta di un sistema ad un unico grado di libertà, coincidente con lo spostamento orizzontale del traverso superiore.

L'analisi viene condotta separatamente sia per lo Stato Attuale, sia per lo Stato di Progetto, e in ognuno dei due casi viene costruita la curva forza-spostamento (curva di capacità della parete).

La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza**:

- la **rigidità** è pari alla rigidità elastica iniziale del sistema reale;
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo;
- la **capacità di deformazione**, è pari allo spostamento corrispondente al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo.

Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo Stato Limite Ultimo coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

I risultati sono esprimibili sotto forma di **Coefficienti di Sicurezza**, dati dal rapporto tra valore nello Stato di Progetto e valore nello Stato Attuale: un coefficiente ≥ 1 esprime verifica soddisfatta. Per la rigidità, uno scarto maggiore del valore di riferimento (in genere: 15%) richiede l'inquadramento nell'ambito degli *Interventi di Miglioramento* e non della *Riparazione locale*.

Se la verifica derivante dal confronto diretto tra le curve di Progetto e Attuale è soddisfatta in termini di rigidità (*variazione non oltre il limite di riferimento*) e di resistenza e capacità di spostamento (*che non devono peggiorare*), l'intervento può essere inquadrato come *Riparazione Locale* e non vi sono ulteriori operazioni da svolgere: la verifica non dipende dalla zona sismica di ubicazione della struttura (*le capacità sono caratteristiche intrinseche del modello strutturale*).

Se invece l'intervento non può essere qualificato come **Riparazione Locale** (§C8.4.3) a causa della rigidità che cambia significativamente, è possibile che le condizioni su resistenza e capacità di deformazione siano comunque soddisfatte (*allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale*). In tal caso l'intervento può essere qualificato come **Miglioramento** (§8.4.2) e l'analisi locale della parete può essere considerata esaustiva, alle seguenti condizioni:

- il solaio che si imposta sulla parete non deve essere rigido (*solai rigidi richiedono un'analisi 3D dell'edificio*);
- *PGA,CLV* allo Stato di Progetto è maggiore rispetto allo Stato Attuale, oppure *PGA,CLV* allo Stato di Progetto è maggiore della domanda *PGA,DLV* (§8.7.5)

(nei casi in cui l'analisi locale non può essere considerata esaustiva, occorre un'analisi globale dell'edificio. AEDES consente lo studio del comportamento dell'edificio dove una o più aperture sono consolidate con telai di cerchiatura attraverso il software ad elementi finiti Aedes.PCM. I telai di cerchiatura, insieme a tutte le altre tipologie di intervento, vengono ridefiniti direttamente in ambiente PCM, e concorrono alla risposta globale dell'edificio insieme a tutti gli elementi resistenti, in muratura o altri materiali).

Premessa la validità della prima condizione, per il controllo sulla capacità in termini di *PGA* è necessaria una post-elaborazione della curva che conduca ad una valutazione della capacità della struttura nei confronti dell'accelerazione sismica di progetto.

La curva di capacità viene quindi ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà (*oscillatore monodimensionale bilineare elastoplastico*), rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale *I-GDL* consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico $S_e(T)$ e degli spettri di progetto a *SLV* (*stato limite di salvaguardia della vita, che è un tipo di stato limite ultimo*) è fornita dalla Normativa di riferimento: D.M. 14.1.2008.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: $S_{De}(T) = S_e(T) * (T / 2\pi)^2$

La curva forza-spostamento consente inoltre la definizione di **PGA,CLV**, massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio (*PGA,CLV = capacità corrispondente a SLV in termini di accelerazione*), definita dal valore in corrispondenza del quale viene raggiunto lo Stato Limite Ultimo. *PGA,CLV* viene calcolata ricercando per iterazioni il valore di *a.g* che rende uguale la richiesta di spostamento secondo lo spettro di risposta (*detta anche: PGA,DLV = domanda corrispondente a SLV in termini di accelerazione*) e la capacità di spostamento allo stato limite ultimo mostrata dal sistema reale. Confrontando *PGA,CLV* con *PGA,DLV* è possibile rilevare se l'accelerazione sostenibile (*PGA,CLV*) è superiore o meno rispetto all'accelerazione al suolo prevista per l'edificio (*PGA,DLV*).

Per il calcolo corretto di *PGA,CLV* occorre tenere conto della **posizione in elevazione della parete**.

La parete sottoposta ad intervento può infatti essere posta ad un qualunque piano dell'edificio.

Affinché la verifica di sicurezza dipenda dalla posizione in elevazione della parete, occorre definire una metodologia idonea a considerare la deformabilità della struttura sottostante, che si traduce in un'amplificazione dell'accelerazione al suolo.

A tal fine, può essere utilizzata un'analogia con le formulazioni riportate in §C8A.4.2.3 nell'ambito dello studio dei cinematicismi di

macroelementi murari (*analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura*).

Nelle formule dell'accelerazione spettrale, per le strutture che interessano una porzione della costruzione poste ad una certa quota, (*ag S*) è sostituita da: $S_e(T_i) * \psi(Z) * \gamma$, dove:

T_i = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a: $0.05 * H^{0.75}$ ((7.3.5) in §7.3.3.2), essendo H l'altezza totale del fabbricato (*altezza della costruzione rispetto alla fondazione*);

- (Z)= Z/H dove Z è l'altezza rispetto alla fondazione della quota di base della parete;

- è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto pari a $3N/(2N+1)$, con N =numero di piani dell'edificio.

Pertanto, conformemente alle indicazioni normative, se la parete è posta al piano i -esimo sopra al piano terreno ($i > 1$, ponendo: 'piano terreno' = 'piano 1'), l'accelerazione al suolo viene amplificata: il termine (*ag S*) viene sostituito da: $S_e(T_i) * \psi(Z) * \gamma$.

E' quindi possibile definire un 'fattore amplificativo F ' dato da:

$$F = [S_e(T_i) * \psi(Z) * \gamma / (ag S)]$$

Se la parete ha quota di base zero, cioè si imposta sul piano di fondazione (*essa appartiene quindi al piano '1' di calcolo*), il fattore amplificativo non deve essere considerato: la parete riceve l'input sismico alla sua base direttamente dal suolo; la *PGA, CLV* calcolata dal diagramma pushover è direttamente la reale *PGA* sostenibile.

Se invece la parete è posta a livelli superiori (*quota di base > 0*), il fattore amplificativo può assumere valori maggiori di 1. In tal caso, la *PGA* reale si ottiene dalla *PGA* di calcolo divisa per F : tale fattore va infatti a ridurre la *PGA* che diventa più bassa, cioè è sufficiente una minore accelerazione al suolo per condurre allo stato limite la parete posta ai piani superiori.

SINTESI DEI RISULTATI DI ACM

Riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi strutturale della parete con aperture ed eventuali telai di cerchiatura, con riferimento alla parete allo Stato Attuale (*prima dell'intervento; in caso di danneggiamento per evento sismico si deve fare riferimento alla configurazione pre-evento*) e allo Stato di Progetto (*applicando l'intervento di progetto*).

STATICA

Sotto l'azione dei **solli carichi verticali** (*carico in sommità e peso proprio*), i maschi murari vengono analizzati a **Stato Limite Ultimo** facendo riferimento alle sollecitazioni determinate dai carichi agenti nella **Combinazione fondamentale** (*cf. (2.5.1) in §2.5.3*).

La tensione statica alla sezione di base della luce deformabile del maschio viene confrontata con la tensione di progetto a compressione data dalla resistenza media a compressione, divisa per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_M e per il fattore di confidenza F_c (*specificati in input nei Dati Pareti*).

Per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura.

SISMICA: COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Viene riportato il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

* **rigidezza** (*rapporto tra rigidezze elastiche iniziali*): il coefficiente di sicurezza deve essere compreso nei limiti indicati in input ai fini della classificazione dell'intervento come *Riparazione locale* (*ad esempio, secondo gli Orientamenti interpretativi della Regione Toscana, il coefficiente di sicurezza deve essere compreso fra 0.85 e 1.15*): diversamente, l'intervento viene ricondotto all'ambito del *Miglioramento sismico*;

* **resistenza** (*rapporto tra forze massime*): deve essere ≥ 1.00 ;

* **capacità di spostamento** (*rapporto tra spostamenti ultimi*): deve essere ≥ 1.00 .

Viene inoltre riportato un ulteriore coefficiente di sicurezza, relativo all'**energia dissipata** dall'oscillatore monodimensionale rappresentato dalla parete, e definita dall'area sottesa dalla curva di capacità fino al punto di stato limite ultimo (*con riferimento allo stato attuale, come da indicazioni normative del parere n.35 della Regione Emilia Romagna*). Tale coefficiente, non strettamente richiesto dalla vigente Normativa nazionale, è tuttavia importante per confrontare dal punto di vista energetico lo Stato Attuale con lo Stato di Progetto: esso consente il confronto fra *stato attuale* e *stato di progetto* attraverso la comparazione dei diagrammi *forza-spostamento* in campo anelastico.

Se l'intervento non soddisfa i requisiti della *Riparazione Locale*, ad esempio per una eccessiva variazione di rigidezza, allora rientra nel campo del *Miglioramento* e si devono fare le seguenti considerazioni:

- se l'orizzontamento sovrastante la parete è rigido, occorre il calcolo globale e quindi l'analisi locale della parete viene sostituita dall'analisi globale dell'edificio;
- se invece l'orizzontamento sopra la parete è flessibile, la variazione di rigidezza non influisce sulla reazione delle altre parti dell'edificio e quindi è possibile 'contenere' la verifica di sicurezza entro i limiti della verifica locale, valutando la capacità in termini di *PGA: PGA, CLV*, che allo Stato di Progetto deve essere maggiore rispetto allo Stato Attuale, oppure maggiore della domanda *PGA, DLV* (§8.7.5), seguendo la procedura precedentemente indicata.

STATO ATTUALE, STATO DI PROGETTO

Si evidenziano i parametri riguardanti singolarmente i maschi murari che definiscono lo Stato Attuale o di Progetto della parete: rigidezza K ; resistenza a taglio per fessurazione diagonale, a taglio per scorrimento e a pressoflessione complanare in sommità e alla base, secondo i meccanismi di comportamento scelti per i singoli maschi nei dati in input (*la resistenza a taglio o a pressoflessione che segna il raggiungimento del limite elastico, ossia la plasticizzazione completa del maschio, determina il drift per la definizione dello spostamento ultimo*); forza ultima (*massima forza sostenibile dal maschio*); spostamenti al limite elastico e ultimo.

Nel caso di modellazione del telaio di cerchiatura con comportamento *shear-type* (*rotazione impedita per i nodi di sommità del telaio*) vengono inoltre effettuati controlli di effettiva realizzazione del vincolo, confrontando localmente nel nodo momento sollecitante e momento resistente.

Valutazione della sicurezza, condizioni e combinazioni di carico, prestazioni della struttura

Le opere e le componenti strutturali di questo progetto sono state concepite in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di protezione previsto dalle vigenti norme. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte

di essa sono state valutate con il “Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite”. La salvaguardia viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

- Azioni sulle Costruzioni (classificazione)
(la specifica determinazione delle entità delle singole grandezze di carico è riportata nello specifico fascicolo dei calcoli al quale si fa esplicito rimando)
 - Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi
 - dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
 - indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
 - degrado:
 - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
 - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.
 - Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale
 - statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
 - pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
 - dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.
 - Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo
 - permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spinta delle terre (G_3);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
 - variabili (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;
 - eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
 - sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.
- Caratterizzazione delle Azioni Elementari

È definito valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono riportati nel seguito. Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

 - valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
 - valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
 - valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.
- Stati Limite di analisi

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali. Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nel fascicolo di calcolo della struttura allegati alla presente relazione. La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i. In particolare si è verificata:

 - la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
 - la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.;
 - la sicurezza nei riguardi dello stato limite di salvaguardia della vita, di danno accettabile e/o operatività (SLV, SLD e/o SLO) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
 - robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.

- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie della struttura, o parti di esse parzialmente realizzate, non sono stati riscontrati scenari di rischio ulteriore o condizioni di carico speciali secondo le quali si presentino caratteristiche di sollecitazioni eccedenti i valori di calcolo della struttura nella condizione finale. Pertanto, la situazione di analisi complessiva del fabbricato costituisce lo scenario di maggiore impegno globale delle singole membrature, racchiudendo ogni condizione intermedia. Inoltre, nelle fasi transitorie e di costruzione le sequenze di realizzazione sono gestite con criteri organizzativi e soluzioni progettuali tali da non creare meccanismi cinematici.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, è stata conseguita in fase di progetto attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali sono stati identificati in termini di caratteristiche *meccanico-fisico-chimiche* indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione, così come specificatamente riportato nel *Cap. 11* delle *NTC*.

Il *programma* crea in automatico sia le condizioni statiche sia le condizioni sismiche relative al sisma in ciascuna delle due direzioni principali per gli stati limite di danno, di operatività e di salvaguardia della vita, ed anche le condizioni geotecniche per la verifica delle opere di fondazione, che poi vengono combinate con quelle statiche elementari.

Le combinazioni e gli inviluppi sono stati prodotti tenendo in conto i coefficienti di combinazione riportati nel *DM 14/01/2008*, considerando *combinazioni a SLU in condizioni non sismiche, SLE caratteristica, SLE frequente e SLE quasi permanente e a SLV, SLO, SLD in condizioni sismiche*.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono riportati in tabella

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Combinazioni delle Azioni

- Combinazione fondamentale (SLU EQU; SLU STR; SLU GEO):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

- Combinazione caratteristica (SLE rara): $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente (SLE freq): $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{12} \times Q_{k2} + \psi_{13} \times Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE q.perm): $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica (E): $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$

Nelle combinazioni per *SLE*, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

Per maggiori dettagli si fa riferimento ai fascicoli dei calcoli che esplica interamente tutte le combinazioni di carico effettivamente impiegate e distinte per ogni corpo di fabbrica. Le combinazioni di carico eseguite dal Software sono raggruppate per famiglia di appartenenza.

○ Sicurezza Strutturale

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (*superiore o inferiore*) delle azioni che minimizzano la sicurezza. Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nelle NTC.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

R_d → è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto $R_{di} = R_{ki} / \gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d → è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{ki} \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. I valori dei coefficienti sono presenti e riportati nel capitolo dei materiali ed in mancanza si fa riferimento alle NTC..

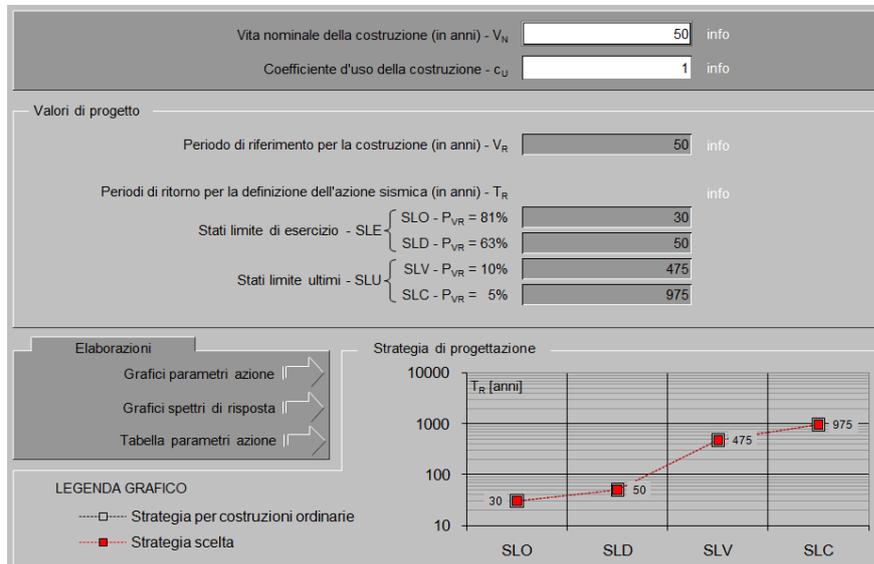
○ Vita Nominale, Classi d'Uso e Periodo di Riferimento – indicazioni per la definizione dell'azione sismica

Per l'opera in oggetto, la Committenza ha deciso di fare riferimento ai seguenti parametri di classificazione:

- Vita nominale: per un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nello specifico è stata assunta una $V_N = 50$ anni (rif. ad opere ordinarie);
- Classe d'Uso: in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è stata considerata in classe d'uso II ($c_u = 1.0$) (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali).
- Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica: L'azione sismica è stata valutata in relazione al periodo di riferimento V_R , ricavata nel seguente modo:

$$V_R = V_N \cdot c_u = 50 \text{ anni}$$

$c_u \rightarrow 1.0$ (rif. a per strutture in classe d'uso II).



○ Durabilità

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni *stati limite di esercizio (SLE)* in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando gli stati tensionali, la fessurazione i fenomeni lenti e caratterizzanti un particolare tipo di materiale.

Per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori dovrà implementare procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 17.01.2018. e relative Istruzioni.

Il raggiungimento degli obiettivi deve essere conseguito garantendo anche un continuo monitoraggio e controllo sulle strutture e sullo stato di “*salute*” dei materiali. Tali indicazioni, i controlli e le verifiche durante la vita della costruzione sono meglio descritte e dettagliate nell’apposito “*piano di manutenzione*” delle strutture.

Il tecnico

(Dott. Ing. Massimiliano Poli)